

TASCHENBUCH FÜR BAUINGENIEURE

HERAUSGEGEBEN VON F. SCHLEICHER

NEUDRUCK 1949

Taschenbuch für Bauingenieure

Mit Beiträgen von

A. Agatz-Bremen · K. Beyer-Dresden · A. Bloss†-Dresden · P. Böss-Karlsruhe
F. Dischinger-Berlin · W. Flügge-Stanford · J. Göderitz-Braunschweig · O. Graf-
Stuttgart · E. Marquardt-Reutlingen · W. Müller-Aachen · R. Niemeyer-
Brackwede · W. Paxmann-Königswinter · H. Petermann-Hannover · C. Pirath-
Stuttgart · K. Risch-Hannover · W. Rosemann-Cronau (Hannover) · F. Schleicher-
Berlin · W. Stoy-Braunschweig · F. Tölke-Karlsruhe · A. Vierling-Hannover
P. Werkmeister†-Dresden · R. Winkel-Braunschweig
H. Wittmann-Karlsruhe

Herausgegeben von

Professor Dr.-Ing. **Ferdinand Schleicher**
Berlin

Mit 2403 Textabbildungen

Berichtigter Neudruck



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1949

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde
Sprachen, vorbehalten.

© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 1943
Ursprünglich erschienen bei Springer-Verlag OHG.in Berlin. 1943
Softcover reprint of the hardcover 2nd edition 1943

ISBN 978-3-662-23015-2
DOI 10.1007/978-3-662-24976-5

ISBN 978-3-662-24976-5 (eBook)

Vorwort zum Berichtigten Neudruck 1949.

Das „Taschenbuch für Bauingenieure“ erschien im Frühjahr 1943 in großer Auflage, die schon nach wenigen Wochen vergriffen war. Die noch während des Krieges in Angriff genommenen Vorbereitungen für eine völlig „neubearbeitete Auflage“ des Taschenbuches konnten aus verschiedenen Gründen bisher nicht zur Durchführung gebracht werden. Da die starke Nachfrage unvermindert anhält, und um die Benutzer, vor allem unsere Studenten, nicht gar zu lange auf das vielbegehrte Buch warten lassen zu müssen, wurde ein „Berichtigter Neudruck 1949“ veranstaltet, der hiermit vorgelegt wird.

Abgesehen von der Verbesserung von Druckfehlern und Irrtümern sind lediglich eine Reihe von Stellen geändert worden, um den heutigen Bestimmungen für Druckwerke Genüge zu leisten. Die in Buchbesprechungen und von Benutzern vorgeschlagenen Verbesserungen und Ergänzungen konnten in diesem Neudruck leider nur zum geringen Teil berücksichtigt werden. Dies wird in vollem Umfang erst in einer „neubearbeiteten Auflage“ des Taschenbuches geschehen können, ebenso ein Ausgleich in der Darstellungsweise der einzelnen Beiträge, die Berücksichtigung weiterer Teilgebiete des Bauingenieurwesens usw. Es sei aber schon heute für alle diese Mitteilungen bestens gedankt und versichert, daß sie sämtlich sorgfältig erwogen werden. Alle weiteren Mitteilungen, die Inhalt und Anordnung des Taschenbuches betreffen, sollen jederzeit willkommen sein.

Über die Zielsetzung des „Taschenbuches für Bauingenieure“ und einige der darin befolgten Richtlinien gibt der folgende Auszug aus dem Vorwort zur ersten Auflage 1943 Auskunft:

„Die Herausgabe eines neuen Taschenbuches für Bauingenieure“ bedarf keiner besonderen Begründung: Seit längerer Zeit fehlte ein handliches Hilfsmittel, ein Band, der mit Beiträgen aus allen Teilgebieten eine Gesamtübersicht über den Bereich des Bauingenieurwesens bietet.

Das Taschenbuch soll zur Einführung der studierenden Jugend wie auf der Praxis des Bauingenieurwesens als Nachschlagewerk zur Unterrichtung über einzelne Fragen nützlich sein.

Da im letzten Jahrzehnt auf manchen Gebieten des Bauingenieurwesens besonders große Fortschritte zu verzeichnen sind, war vor allem auf die Darstellung der Grundlagen Gewicht zu legen.

Es ist nicht die Aufgabe eines ‚Taschenbuches‘, die Hand- und Lehrbücher ganz zu ersetzen. Man wird nicht erwarten, alle Sonderfragen behandelt zu finden, die nur einen verhältnismäßig kleinen Kreis von Fachleuten interessieren. Der ‚Spezialist‘ verfügt über verschiedene zusätzliche Hilfsmittel, Tabellenwerke usw., auf die jeweils im Text verwiesen ist.

Von geringfügigen Ausnahmen abgesehen, sind daher keine Tabellen usw. aufgenommen worden. Diese stehen in einer Reihe von Büchern mit so reichhaltigem Inhalt und vielseitiger Verwendbarkeit zur Verfügung, daß man für die praktische Arbeit unbedingt darauf zurückgreifen wird. Auch der ausführliche Abdruck der Vorschriften, behördlichen Bestimmungen, DIN-Normblätter usw. auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens konnte nicht in Frage kommen, es wäre dafür eine sehr beträchtliche Vergrößerung des Gesamtumfanges erforderlich gewesen. Kurze Auszüge besitzen nur einen beschränkten Wert, auch sind die einzelnen Bestimmungen dauernd in der Fortentwicklung begriffen, so daß der Text teilweise zu schnell überholt würde.

Den Bearbeitern der einzelnen Beiträge gebührt der beste Dank für die aufgewendete Mühe und Sorgfalt. Besonderer Dank gebührt dem Springer-Verlag, der das Zustandekommen des Gemeinschaftswerkes ermöglichte und vielerlei Schwierigkeiten zu meistern hatte.“

Berlin, den 6. Dezember 1948.

F. SCHLEICHER.

Inhaltsverzeichnis.

Mathematik.

Von Professor Dr. phil. **W. ROSEMANN**, Gronau i. Hannover.

Seite

I. Fragestellungen der Ingenieurpraxis	1
Allgemeines über Ingenieurmathematik S. 1. — Die Rechenhilfsmittel des Ingenieurs S. 2. — Numerische Hilfsmittel S. 2. — Graphische Hilfsmittel S. 4. — Ausgleichsrechnung S. 5. — Ausgleichung direkter Messungen S. 5. — Fehlerfortpflanzungsgesetz S. 6. — Vermittelnde Ausgleichung S. 6. — Die Streuung von Meßergebnissen S. 8. — Zinseszins- und Rentenrechnung S. 9.	
II. Fragestellungen der höheren Mathematik	9
Gleichungslehre S. 9. — Systeme von linearen Gleichungen; Determinanten S. 9. — Beliebige Gleichungen S. 12. — Beliebige Gleichungen S. 13. — Differenzen und Summen S. 14. — Differenzen S. 15. — Endliche Summen S. 17. — Differentialrechnung S. 18. — Grundlagen S. 18. — Durchführung der Differentiation S. 20. — Anschließende Fragestellungen S. 21. — Integralrechnung S. 23. — Grundlagen S. 23. — Formale Integration S. 24. — Weitere Integrationsverfahren S. 29. — Anschließende Fragestellungen S. 30. — Differentialgleichungen S. 33. — Gewöhnliche lineare Differentialgleichungen S. 33. — Gewöhnliche Differentialgleichungen erster Ordnung S. 35. — Gewöhnliche Differentialgleichungen zweiter Ordnung S. 37. — Partielle lineare Differentialgleichungen S. 38. — Variationsrechnung S. 38. — Integralgleichungen S. 39.	
III. Funktionenlehre	4
Algebraische Funktionen S. 40. — Ganze rationale Funktionen S. 40. — Gebrochene rationale Funktionen S. 41. — Wurzeln und Potenzen mit rationalem Exponenten S. 42. — Die allgemeinen algebraischen Funktionen S. 43. — Elementare transzendente Funktionen S. 44. — Trigonometrische und zyklometrische Funktionen S. 44. — Exponentialfunktion und logarithmische Funktionen S. 47. — Hyperbolische Funktionen und Arefunktionen S. 49. — Die wichtigsten höheren transzendenten Funktionen S. 50. — Die elliptischen Integrale und Funktionen S. 50. — Integralsinus, Integralcosinus und Integrallogarithmus S. 53. — FRESNELSche Integrale und GAUSSSches Fehlerintegral S. 54. — Rekursionsformeln S. 54. — Die Gammafunktion S. 54. — Die BESSELschen Funktionen oder Zylinderfunktionen S. 55. — Darstellung der Funktionen durch Reihen S. 56. — Grundlagen der Reihenlehre S. 56. — Potenzreihen S. 57. — Annäherung von Funktionen in einem Intervall S. 61. — Die Funktionen komplexen Argumentes S. 63.	
IV. Geometrie	66
Darstellende Geometrie S. 66. — Trigonometrie S. 69. — Inhalte, Umfänge und Oberflächen S. 70. — Ebene Figuren S. 70. — Körper S. 72. — Analytische Geometrie S. 73. — Vektorrechnung S. 74. — Punkte, Geraden und Ebenen S. 77. — Einführung neuer Koordinatensysteme S. 79. — Kurven und Flächen zweiter Ordnung S. 80. — Differentialgeometrie S. 82.	

Mechanik starrer Körper.

Von Professor Dr.-Ing. **F. TÖLKE**, Karlsruhe-Durlach.

I. Bewegungslehre	85
Punktbewegung S. 85. — Die Bahnkurve S. 85. — Geschwindigkeit und Beschleunigung S. 88. — Freie Bewegung und Führungsbewegung S. 88. — Bewegung auf geradliniger Bahn S. 89. — Wurfbewegung S. 89. — Kreisbewegung S. 90. — Harmonische Schwingungen S. 91. — Schraubenbewegung	

	S. 91. — Körperbewegung S. 92. — Drehung, Verschiebung und Schraubung S. 92. — Allgemeine Körperbewegung S. 93. — Relativbewegung S. 93. — Ebene Scheiben und kinematische Ketten S. 94.	Seite
II. Kräftelehre (Dynamik)		96
	Dynamik der Punktbewegung S. 96. — Kraft und Beschleunigung S. 96. — Mechanische Arbeit, Energiesatz, Leistung S. 97. — Bewegungsgröße, Impuls und Impulssatz S. 99. — Der elastische Stoß S. 100. — Die plötzliche oder schwingende Belastung S. 102. — Drall- und Momentbegriff. Impulsmomentensatz S. 104. — Dynamik der Punkthaufenbewegung S. 105. — Dynamische Grundgleichungen S. 105. — Prinzip der virtuellen Verrückungen; Arbeitsgleichungen S. 105. — Einführung des Massenmittelpunktes (Schwerpunktes) S. 106. — Der verlustfreie Zusammenstoß S. 108. — Übergang zum kontinuierlichen Punkthaufen S. 108. — Dynamik des starren Körpers S. 109. — Dynamische Grundgleichungen S. 109. — Das Gleichgewicht S. 112. — Die Trägheitsgegenwirkungen S. 113. — Das dynamische Gleichgewicht. D'ALEMBERTSches Prinzip S. 113.	

Mechanik flüssiger Körper.

Von Dr.-Ing. R. WINKEL, o. Professor, Braunschweig.

I. Der hydrostatische Wasserdruck.	115
	Wasserauftrieb S. 116. — Bedingung für die Erhaltung der Schwimmlage (Metazentrum) S. 116. — Der Innendruck in Rohrleitungen S. 117.
II. Bandströmung = laminare Bewegung	117
	Die Grundwasserbewegung S. 118.
III. Flechtströmung = turbulente Bewegung.	119
	Das Fließen in offenen Wasserläufen S. 120. — Das Fließen in geschlossenen Leitungen S. 124.
IV. Wellen und Schwingungen	126
	Oberflächenwellen S. 126. — Der Wassersprung S. 128. — Druckänderungen in Rohrleitungen S. 128. — Schwingungsdämpfung im Wasserschloß S. 129.
V. Die Energieumwandlung	130
	Der BERNOULLI-Satz S. 130. — Die Energielinie S. 131. — Dynamische Fließwirkungen S. 131. — Die Ejektorwirkung S. 132. — Die Wassermenge (Hydrometrie) S. 133. — Der Ausfluß aus Öffnungen (Boden- und Seitenöffnung; Mundstück) S. 135. — Überfallwehre S. 137. — Umwandlung von Bewegungsenergie in andere Energieformen (Wärme) S. 139. — Hohlraumbildung (Kavitation) S. 141.
VI. Theorie der Schiffschleusung	141

Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie.

Von Dr.-Ing. W. FLÜGGE, act. associate Professor,
Stanford University, Cal., USA.

I. Grundlagen	143
	Die Grundbegriffe der Festigkeitslehre S. 143. — Schnittprinzip, Spannungen S. 143. — Paarweise Gleichheit der Schubspannungen S. 144. — Verzerrungen S. 144. — Verschiebungen S. 145. — Vertraglichkeitsbedingungen S. 145. — Die Differentialgesetze der Elastizitätstheorie S. 145. — Formänderungsarbeit S. 147. — Definition S. 147. — Formänderungsarbeit und Hookesches Gesetz S. 148. — Integralgesetze der Elastizitätstheorie S. 149. — Virtuelle Verrückungen, Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie S. 149. — Das Prinzip von CASTIGLIANO S. 150. — Verhalten der Baustoffe jenseits der Elastizitätsgrenze S. 150. — Vorgänge bei langsamer Belastung S. 150. — Lange andauernde Belastung S. 151. — Schnell wechselnde Belastungen S. 151. — Sicherheit der Bauwerke S. 152. — Berechnung der Spannungen in beliebig gerichteten Schnitten S. 152. — Transformationsgleichungen S. 152. — MOHRscher Kreis S. 154. — Fließ- und Bruchgrenze bei mehrachsiger Beanspruchung S. 155.
II. Einfache Festigkeitsfälle.	155
	Zug und Druck S. 155. — Prismatischer Zugstab S. 155. — Kerbwirkung S. 156. — Druckübertragung in gewölbten Flächen (HERTZsche Formeln) S. 156. Schubbeanspruchung S. 157.

	Seite
III. Biegung (Reine Biegung und Biegung mit Längskraft)	157
Normalspannungen in geraden und schwach gekrümmten Stäben S. 157. — Definition der Schnittkräfte S. 157. — Die Verteilung der Normalspannungen S. 158. — Die Größe der Normalspannungen S. 159. — Biegelinie S. 160. — Räumliche Biegung S. 160. — Zeichnerische Bestimmung der Spannungsverteilung S. 161. — Kern S. 162. — Berechnung der Randspannungen aus den Kernpunktmomenten S. 162. — Spannungsermittlung bei versagender Zugzone S. 163. — Plastische Biegung S. 164. — Biegung stark gekrümmter Stäbe S. 165. — Schubspannungen bei Biegung S. 166. — Elementare Berechnung S. 166. — Schubmittelpunkt S. 168. — Einfluß der Querkraft auf die Durchbiegung S. 168.	
IV. Torsion	169
SAINT-VENANTSche Torsion (freie Torsion) S. 169. — Differentialgleichung S. 169. — Kreis- und Kreisringquerschnitt S. 171. — Andere Vollquerschnitte S. 171. — Seifenhautgleichnis S. 172. — Dünnwandige Hohlquerschnitte (BREDSche Formel) S. 174. — Wölbkrafttorsion S. 174. — Grundbegriffe, Differentialgleichung S. 174. — Anwendungen S. 175.	
V. Zweidimensionale Probleme	176
Grundlagen S. 176. — Ebener Spannungszustand S. 176. — Ebener Formänderungszustand S. 177. — Polarkoordinaten S. 177. — Massenkkräfte S. 177. — Anwendungen S. 177. — Keil und Halbraum S. 177. — Periodische Belastung der Halbebene S. 178. — Wände endlicher Höhe S. 179. — Kreisseibe S. 180. — Gewichtstaumauer S. 180. — Spannungstrajektorien S. 181. — Spannungsoptik S. 181. — Faltwerke S. 182. — Definition und Kräftezerlegung S. 182. — Membrantheorie S. 182. — Ergänzungen S. 184.	
VI. Platten	185
Schnittkräfte, Differentialgleichung S. 185. — Grundbegriffe S. 185. — Schnittkräfte S. 185. — Formänderungen S. 186. — Differentialgleichung S. 187. Randbedingungen S. 187. — Kreisplatten S. 188. — Kreisplatten konstanter Dicke S. 188. — Kreisplatten veränderlicher Dicke S. 190. — Rechteckplatten S. 190. — Lösung mit FOURIERSchen Doppelreihen S. 190. — Plattenstreifen S. 193. — Differenzenmethode S. 194. — Faustformeln S. 196. — Pflzdecken S. 196.	
VII. Schalen	196
Membrantheorie drehsymmetrischer Schalen mit drehsymmetrischer Last S. 197. — Allgemeine Beziehungen S. 197. — Kugelschale S. 198. — Kegelschale S. 199. — Zeichnerisches Verfahren für beliebige Meridianform S. 199. — Zug- und Druckringe S. 200. — Biegespannungen in drehsymmetrischen Schalen S. 201. — Biegespannungen in kreiszylindrischen Behältern S. 202.	
VIII. Knickung	204
Grundbegriffe S. 204. — Knickung schlanker Stäbe S. 205. — Die EULER-Formeln S. 205. — Unelastische Knickung S. 205. — Knickbiegung S. 206. — Sicherheit bei Knickbiegung S. 208. — Dunne, querbelastete Zugstäbe S. 208. — Knickstäbe mit veränderlichem Trägheitsmoment S. 208. — Gegliederte Stäbe S. 210. — Plattenknickung S. 211. — Differentialgleichung der Plattenknickung S. 211. — Ringsum frei drehbar gelagerte Rechteckplatte unter Druckkräften S. 212. — Rechteckplatten unter anderen Randbedingungen und Belastungen S. 212.	

Baustatik.

Von Dr.-Ing. K. BEYER, o. Professor an der Technischen
Hochschule Dresden.

I. Die Theorie des Tragwerks.	215
Begriffsbildung S. 215. — Aufgabe S. 215. — Hilfsmittel S. 215. — Tragwerk und Verschiebungszustand S. 215. — Kennzeichnung des Spannungszustandes S. 216. — Stützung S. 217. — Stützkraft S. 218. — Belastung S. 219. Schnittkraft S. 219. — Gleichgewichtsbedingungen an freibeweglichen Körpern, Scheiben und Punkten S. 221. — Gleichgewichtsbedingungen an beweglichen Scheibenketten S. 223. — Geschwindigkeitszustand zwangläufiger Scheibenketten S. 224. — Spannungszustand in statisch bestimmten ebenen Stab- und Fachwerken S. 225. — Stützkraft einer Scheibe S. 225. — Stütz- und Verbindungskräfte einer Scheibenkette S. 225. — Stabkräfte des Fachwerks S. 227. — Erweiterung der Annahmen unter 14. in bezug auf Belastung, Stabnetz und Art der statischen Untersuchung S. 232. — Stütz- und Schnittkräfte bei beweglicher Belastung S. 232. — Ungünstigste Laststellung	

S. 234. — Die Einflußlinien statisch bestimmter Stütz- und Schnittkräfte S. 234. — Der Verschiebungszustand von Stab- und Fachwerken S. 236. — Theoretische Grundlagen S. 236. — Die Sätze von BETTI und MAXWELL S. 237. — Einflußlinie einer Verschiebung S. 237. — Der Verschiebungszustand ebener Fachwerke S. 237. — Die Biegelinie von Stabzügen aus Fachwerken S. 240. — Die wirklichen Verschiebungen der Knotenpunkte S. 247. — Verschiebungspläne von Scheibenverbindungen S. 250. — Der Verschiebungszustand ebener Stabwerke S. 251. — Die Biegelinien des Stabes S. 256. — Spannungszustand in statisch unbestimmten Stab- und Fachwerken S. 260. — Das statisch unbestimmte Tragwerk S. 260. — Auflösung der Elastizitätsgleichungen S. 263. Vereinfachte Lösung bei Symmetrie des Tragwerks S. 265. — Die unabhängige Berechnung der überzähligen Größen in zwei- und dreifach statisch unbestimmten Stab- und Fachwerken S. 267. — Verwendung statisch unbestimmter Hauptssysteme S. 267. — Die statische Untersuchung von Stabwerken mit den Komponenten des Verschiebungszustandes S. 269. — Neben- spannungen in Fachwerken S. 270. — Räumliche Stab- und Fachwerke S. 270. — Gliederung und Aufbau S. 270. — Die Stabkräfte S. 274.

- II. Die Schnittkräfte der im Bauwesen verwendeten ebenen Systeme. 277
- Der Stab als einfacher Träger S. 277. — Balken auf zwei Stützen mit beweglichen Lasten S. 286. — Die Fachwerkscheibe als Träger auf zwei Stützen S. 290. — Der durchlaufende Träger über zwei Feldern S. 298. — Der durchlaufende Träger über drei Feldern S. 302. — Der durchlaufende Träger über mehr als drei Feldern S. 306. — Durchlaufender Träger mit elastisch drehbaren Stützen S. 311. — Der Gerberträger S. 312. — Die Bogenträger und Rahmen S. 315. — Statisch bestimmte Bogenträger S. 316. — Statisch bestimmte Bogenträger mit Fachwerkscheiben S. 319. — Zweigelenkbogen S. 320. — Zweigelenkrahmen S. 324. — Der beiderseits eingespannte Bogen S. 330. — Formgebung der Gewölbe S. 334. — Der eingespannte Rahmen S. 337. — Geschlossene Stabzüge S. 340. — Versteifte Stabketten S. 345.

Baustoffe und ihre Eigenschaften.

Von O. GRAF, o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

- I. Die Bauhölzer 348
- Die meist verwendeten Hölzer S. 348. — Unterscheidung der Hölzer S. 348. — Gefüge der Hölzer S. 349. — Festigkeit der Hölzer S. 350. — Elastizität der Hölzer, Knickfestigkeit S. 354. — Dauerfestigkeit der Hölzer S. 354. — Gewicht der Hölzer S. 354. — Auslese der Hölzer S. 355. — Bestimmung der Feuchtigkeit der Hölzer S. 357. — Schwinden und Quellen der Hölzer S. 357. — Schutz der Hölzer gegen Fäulnis und gegen Insekten S. 358. — Schutz der Hölzer gegen Feuer S. 358. — Chemische Widerstandsfähigkeit der Hölzer S. 359. — Leichtbauplatten, Faserplatten S. 359. — Vorschriften für Holz und Holzkonstruktionen S. 359.
- II. Die natürlichen Bausteine 359
- Zur allgemeinen Beurteilung S. 359. — Gefüge und chemische Zusammensetzung der Gesteine S. 360. — Festigkeit der Gesteine S. 360. — Druckfestigkeit des Mauerwerks S. 362. — Elastizität der Gesteine S. 363. — Wasseraufnahme und Wasserabgabe, Wasserdurchlässigkeit, Schwinden und Quellen S. 363. — Wetterbeständigkeit der Gesteine S. 363. — Verhalten der Natursteine bei hoher Temperatur S. 364. — Sand und Kies, Brechsand und Schotter S. 364. — Vorschriften für natürliche Steine S. 365.
- III. Die gebrannten Steine 365
- Mauerziegel (gebrannte Mauersteine) S. 365. — Dachziegel S. 368. — Straßenklinker S. 369. — Dränrohre S. 369. — Tonhohlplatten S. 369. — Kabelschutzhauben S. 369. — Steinzeugrohre S. 369. — Platten aus Steinzeug S. 370.
- IV. Die Kalke und die Kalkmörtel. 370
- Einteilung, Bezeichnung und Zusammensetzung der Kalke S. 370. — Verarbeitbarkeit der Kalke und der Kalkmörtel S. 371. — Allgemeines über die Festigkeitseigenschaften der Kalke S. 371. — Festigkeit der Kalkmörtel S. 372. — Schwinden und Quellen der Kalkmörtel S. 373. — Raumbeständigkeit der Kalkmörtel S. 373. — Wasserdurchlässigkeit der Kalkmörtel S. 374. — Wetterbeständigkeit der Kalkmörtel S. 374. — Verhalten der Kalkmörtel im Feuer S. 374. — Kalk als Zusatz im Beton S. 374. — Kalksandsteine S. 374. — Vorschriften über Kalkmörtel S. 375.
- V. Die Gipse und die Gipsmörtel 375

	Seite
VI. Die Zemente	375
Allgemeines S. 375. — Chemische Zusammensetzung der Zemente S. 377. — Gefüge des Zementklinkers S. 377. — Feinheit der Mahlung der Zemente S. 377. — Raümgewicht der Zemente S. 378. — Erstarrungsbeginn, Bindezeit S. 378. — Festigkeitseigenschaften S. 379. — Schwinden und Quellen beim Abbinden des Zements und später S. 381. — Raumbeständigkeit der erhärteten Zemente S. 381. — Anlieferungszustand der Zemente, Lagerbeständigkeit der Zemente S. 381. — Verhalten der Zemente gegen chemische Angriffe S. 382. — Vorschriften für die Lieferung, Abnahme und Verwendung der Zemente S. 382.	
VII. Zementmörtel und Beton.	382
Allgemeines S. 382. — Über die Bedingungen für die Herstellung von Beton mit bestimmten, gleichmäßigen Eigenschaften S. 383. — Eignungsprüfung S. 383. — Die Druckfestigkeit des Zementmörtels und des Betons S. 384. — Die Zugfestigkeit des Betons S. 392. — Die Biegezugfestigkeit des Betons S. 392. — Die Elastizität des Betons S. 393. — Schwinden und Quellen, Kriechen S. 393. — Wasserdurchlässigkeit S. 395. — Gleitwiderstand des Eisens im Beton S. 396. — Widerstand des Zementmörtels und des Betons gegen Abnutzung S. 396. — Schutz der Eiseneinlagen gegen Rost S. 396. — Wetterbeständigkeit des Betons S. 397. — Verhalten von Zementmörtel und Beton bei oftmaligem Erwärmen und Abkühlen S. 399. — Widerstandsfähigkeit des Betons gegen chemische Angriffe S. 399. — Wärmedurchlässigkeit des Betons S. 399. — Wärmeausdehnung des Betons S. 400. — Verhalten von Beton im Feuer S. 400. — Widerstand gegen oftmalige Belastung S. 400. — Stoffbedarf S. 402. — Überwachung der Herstellung des Betons am Bauwerk S. 402. — Leichtbeton S. 403. Mauersteine und Formsteine aus Beton. Zementschwemmsteine S. 403. — Rohre aus Beton S. 404. — Gehwegplatten aus Beton S. 404. — Bordsteine und Bordschwellen aus Beton S. 404. — Werksteine aus Beton S. 404. — Asbestzement S. 405.	
VIII. Traß, Ziegelmehl, granuliertc Hochofenschlacke	405
IX. Magnesiummörtel.	406
X. Stahl	406
Zur Herstellung des Stahls S. 406. — Allgemeines zur Beurteilung der Eigenschaften der Stähle für das Bauwesen S. 407. — Die Stähle für das Bauwesen S. 407. — Stahl als Handelsware S. 409. — Allgemeine Bemerkungen über die Auswahl und über die Eignungsprüfung der Stähle im Bauwesen, Probenahme S. 409. — Über die chemische Zusammensetzung für das Bauwesen S. 410. — Das Gefüge des Stahls, Harten, Anlassen, Glühen S. 411. — Das Verhalten der Stähle beim gewöhnlichen Zugversuch S. 413. — Verhalten der Stähle beim Druckversuch S. 416. — Verhalten der Stähle beim Biegeversuch S. 416. — Die Prüfung der Festigkeit des Stahls im fertigen Bauwerk, Kugeldruckversuch S. 417. — Faltversuch mit Stahl S. 417. — Über die Dauerfestigkeit des Stahls S. 417. — Über das Verhalten der Baustähle bei hoher Temperatur S. 419. — Über das Verhalten der Stähle bei niedriger Temperatur S. 420. — Auswahl und Behandlung des Stahls zu Nietverbindungen, Tragfähigkeit der Nietverbindungen S. 420. — Schweißen, zweckmäßige Gestalt der Schweißverbindungen, Festigkeit der Schweißverbindungen, Prüfen der Schweißstellen S. 422. Über den Abnutzwiderstand des Stahls S. 426. — Wärmeausdehnung, Wärmeleitung S. 426. — Über die Korrosion des Stahls S. 426.	
XI. Stahlguß	427
XII. Gußeisen	427
Allgemeines zur Beurteilung der Eigenschaften des Gußeisens, Gußeisensorten für das Bauwesen S. 427. — Über die chemische Zusammensetzung des Gußeisens S. 428. — Das Gefüge des Gußeisens S. 428. — Über das Verhalten des gewöhnlichen Gußeisens beim Zugversuch S. 428. — Verhalten des Gußeisens beim Druckversuch S. 428. — Über die Biegefestigkeit des Gußeisens S. 429. — Über die Dauerfestigkeit des Gußeisens S. 429. — Über das Verhalten des Gußeisens bei hoher Temperatur S. 429. — Über die Wärmeausdehnung des Gußeisens S. 429. — Über den Widerstand des Gußeisens wegen Korrosion S. 429.	
XIII. Schwere Nichteisenmetalle.	429
Blei S. 429. — Kadmium S. 430. — Nickel S. 430. — Kupfer S. 430. — Zink S. 430.	
XIV. Leichtmetalle, im besonderen das Aluminium und seine Legierungen	430
Allgemeines über die Leichtmetalle S. 430. — Leichtmetalle für das Bauwesen S. 431. — Die Leichtmetalle als Handelsware S. 431. — Gefüge der Aluminiumlegierungen S. 432. — Über die Festigkeit des Aluminiums und seiner Legierungen, insbesondere beim Zugversuch S. 432. — Nietverbindungen mit	

	Seite
Aluminiumlegierungen S. 433. — Über das Schweißen von Aluminiumverbindungen S. 434. — Wärmeausdehnung, Wärmeleitung S. 434. — Wetterbeständigkeit der Aluminiumlegierungen, Verwendung zu Dichten u. dgl. S. 434.	
XV. Bauglas	434
Allgemeines S. 434. — Zusammensetzung der Gläser für das Bauwesen S. 434. — Handelsgläser für das Bauwesen S. 435. — Elastizität der Gläser S. 435. — Biegefestigkeit der Gläser S. 435. — Druckfestigkeit der Gläser S. 435. — Wärmedurchlässigkeit S. 435. — Wärmeausdehnung S. 436. — Lichtdurchlässigkeit S. 436.	
XVI. Oberflächenschutz, insbesondere gegen die Einflüsse der Witterung (Anstriche, chemische Oberflächenbehandlung usw.)	436
Feuchtigkeitsabweisender Oberflächenschutz von Holz S. 436. — Oberflächenschutz für Natursteine S. 437. — Oberflächenschutz für Mauerwerk S. 437. — Oberflächenschutz von Beton S. 437. — Oberflächenschutz von Stahl S. 437. — Oberflächenschutz von Aluminium und Aluminiumlegierungen S. 438. — Vorschriften für Anstriche und für ihre Prüfung S. 438.	
XVII. Bitumen, Teer und verwandte Stoffe	439
Allgemeines S. 439. — Für das Bauwesen wichtige Eigenschaften der mit Bitumen und Teer hergestellten Baustoffe S. 439.	
XVIII. Leime und zugehörige Holzverbindungen	440

Vermessungskunde.

Von Dr.-Ing. P. WERKMEISTER, † weil. o. Professor
an der Technischen Hochschule Dresden.

I. Instrumente zur Ausführung von Lagemessungen	443
Instrumente zur unmittelbaren Streckenmessung und ihre Verwendung S. 443. — Instrumente zum Abstecken von rechten und flachen Winkeln und ihre Verwendung S. 444. — Einzelne Teile der feineren Meßinstrumente S. 446. — Instrumente zum Messen von Horizontalwinkeln S. 449.	
II. Instrumente zur Ausführung von Höhenmessungen	455
Instrumente zum Nivellieren S. 455. — Instrumente zum Messen von Vertikalwinkeln S. 458. — Instrumente für die barometrische Höhenmessung S. 460.	
III. Instrumente zur Ausführung von tachymetrischen Messungen	460
Der Okularfadentfernungsmesser S. 460. — Der Tachymetertheodolit S. 462. — Der Meßtisch mit der Kippregel S. 462. — Die Instrumente der Phototachymetrie S. 463.	
IV. Horizontal- oder Lagemessungen	464
Selbständige Aufnahme eines kleinen Gebietes S. 464. — Selbständige Aufnahme eines größeren Gebietes S. 464. — Die Ergebnisse einer Landestriangulation als Grundlage für weitere Messungen S. 467. — Bestimmung von Neupunkten als Grundlage für die Aufnahme eines größeren Gebietes S. 467. — Flächenbestimmung S. 469. — Absteckungen S. 471.	
V. Vertikal- oder Höhenmessungen	473
Höhenbestimmung durch Nivellieren S. 473. — Höhenbestimmung durch Vertikalwinkelmessung S. 475. — Barometrische Höhenbestimmung S. 476.	
VI. Tachymetrische Messungen	477
Theodolittachymetrie S. 477. — Meßtischtachymetrie S. 478. — Phototachymetrie oder Photogrammetrie S. 480. — Herstellung eines Höhenplanes als Grundlage für allgemeine Vorarbeiten S. 481.	

Verkehrswirtschaft.

Von Dr.-Ing. C. PIRATH, o. Professor an der Technischen
Hochschule Stuttgart.

I. Allgemeines über Verkehrswirtschaft und Verkehrspolitik	483
II. Die Gliederung der Verkehrsmittel	485

Inhaltsverzeichnis.

XI

	Seite
III. Die Verkehrsbedürfnisse	485
Die Ursachen der Verkehrsbedürfnisse S. 485. — Art, Umfang und Reichweite der Verkehrsbedürfnisse S. 486. — Die Grundbedingungen zur Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse S. 490.	
IV. Die Verkehrsformen	491
Allgemeiner und nicht allgemeiner Verkehr S. 491. — Nah- und Fernverkehr S. 491. — Öffentlicher und privater Verkehr S. 492. — Öffentliche und private Verkehrsbetriebe S. 492. — Planmäßiger und nicht planmäßiger Verkehr S. 492.	
V. Die betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Grundlagen der verschiedenen Verkehrsmittel	493
VI. Die Sicherheit	493
Begriff und Bedeutung der Sicherheit S. 493. — Die Faktoren der Betriebssicherheit S. 494.	
VII. Die Leistungsfähigkeit der Verkehrsmittel	497
Die technischen und betrieblichen Grundlagen S. 497. — Die Beziehungen zwischen Kraft und Weg S. 497. — Leistungsfähigkeit der Transporteinheit oder der Fahrzeuge S. 499. — Leistungsfähigkeit des Transportweges und der Stationen S. 504. — Grenzen der Schnelligkeit, Regelmäßigkeit, Pünktlichkeit und Bequemlichkeit S. 505. — Die verkehrlichen Bedingungen S. 509. — Die Verkehrsschwankungen S. 509. — Die Ungleichmäßigkeit in den Verkehrsbeziehungen S. 510. — Die Anpassung der Betriebsleistungen an den Verkehrsumfang S. 510. — Die Ausnutzung des angebotenen Laderaums S. 512. — Der Übergangs- und Umschlagverkehr S. 513. — Der Betriebsplan als Grundlage für die Leistungsfähigkeit eines Verkehrsmittels S. 515.	
VIII. Die Wirtschaftlichkeit der Verkehrsmittel	516
Die Ermittlung der Verkehrsmengen S. 517. — Die Selbstkosten des Verkehrs S. 524. — Die Selbstkosten des Übergangs- und Umschlagverkehrs S. 532. — Die Preisbildung im Verkehrswesen S. 533.	
IX. Die Zusammenarbeit der Verkehrsmittel	534

Flugbetrieb, Linienführung und Flughäfen des Luftverkehrs.

Von Dr.-Ing. **C. PIRATH**, o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

I. Allgemeines.	537
II. Der Flugbetrieb	538
III. Die Linienführung im Luftverkehr	541
IV. Flughäfen.	543
Lage und grundsätzliche Ausgestaltung S. 543. — Ausgestaltung der betriebswichtigen Flächen S. 546. — Anlage- und Betriebskosten der Bodenorganisation S. 551. — Luftschiffhäfen S. 551.	

Straßenbau.

Von Dr.-Ing. **K. RISCH**, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

I. Einteilung und Verwaltung der deutschen Straßen . . .	553
Begriff und Einteilung S. 553. — Verwaltung S. 553.	
II. Fahrzeuge, Widerstände und Zugkräfte	554
Fahrzeuge S. 554. — Bewegungswiderstände S. 557. — Zugkräfte S. 559. — Kräfte spiel zwischen Fahrzeug und Fahrbahn S. 561.	
III. Linienführung von Kraftfahrbahnen und Landstraßen .	562
Maßgebende Gesichtspunkte S. 562. — Grundwerte für die Linienführung S. 564. — Technische Einzelheiten der Linienführung S. 571.	
IV. Die bauliche Ausgestaltung der Straßenfläche	577
Querschnittsgestaltung S. 577. — Der Unterbau (Grundbau) der Fahrbahnen S. 580. — Fahrbahndecken S. 581. — Einzelheiten der Fahrbahnbefestigungen S. 592. — Befestigung der übrigen Verkehrsspuren S. 594. — Ausrüstung der Straße S. 596.	

	Seite
V. Besondere Anlagen für den Straßenverkehr	596
Parkplätze S. 596. — Einrichtung von Rastanlagen S. 597. — Laderaumverteilungsstellen S. 597. — Tankstellen S. 597.	
VI. Unterhaltung der Straßen	597
Allgemeine Richtlinien für alle Deckenarten S. 597. — Fahrbahndecken ohne Oberflächenbehandlung S. 598. — Decken mit Oberflächenbehandlung S. 599.	
VII. Wirtschaftlichkeit und Bewertung der Fahrbahnbefestigung	599
Preise S. 599. — Wirtschaftlicher Vergleich zwischen verschiedenen Befestigungen S. 603.	
VIII. Die Leistungsfähigkeit der Straßen	605

Eisenbahnwesen.

Von Dr.-Ing. W. MÜLLER, o. Professor an der Technischen Hochschule Aachen. (Kapitel I bis V.)

I. Linienführung und Bahngestaltung	606
Allgemeine Gesichtspunkte für die Linienwahl S. 606. — Vorarbeiten für den Bahnbau S. 607. — Örtliche Erhebungen S. 607. — Ermittlung des Verkehrs S. 607. — Entwurfsbearbeitung S. 607. — Betriebstechnische Grundlagen S. 607. — Bautechnische Vorschriften S. 608. — Lage- und Höhenplan S. 612. — Die wirtschaftlichste maßgebende Steigung einer Eisenbahnlinie S. 613. — Form des Entwurfes S. 613.	
II. Bahnhofsanlagen	614
Begriffserklärungen S. 614. — Bahnhofsanlagen für Personen- und Güterverkehr S. 614. — Gleisgestaltung S. 614. — Bahnsteiganlagen S. 616. — Empfangsgebäude S. 617. — Aufenthalts- und Übernachtungsgebäude S. 618. — Güteranlagen S. 618. — Stellwerksgebäude S. 620. — Personen- und Abstellbahnhöfe S. 621. — Personenbahnhöfe S. 621. — Abstellbahnhöfe S. 622. Rangierbahnhöfe S. 623. — Zweck, Lage und Einteilung S. 623. — Der Flachbahnhof S. 624. — Der Gefällbahnhof S. 635. — Gleisbremsen S. 638. — Hafentbahnhöfe S. 639. — Privatgleisanschlüsse S. 640. — Lokomotivbehandlungsanlagen S. 640. — Werkstattbahnhöfe S. 643. — Allgemeine Anordnung S. 643. — Ausbesserungswerke für Dampflokomotiven S. 644. — Ausbesserungswerke für elektrische Lokomotiven S. 644. — Personen- und Triebwagenausbesserungswerke S. 644. — Güterwagenausbesserungswerke S. 644.	
III. Sicherungsanlagen	645
Grundsätze und Vorschriften S. 645. — Mechanische Stellwerke S. 646. — Die Weichenstelleneinrichtungen S. 646. — Die Weichenverriegelung S. 648. — Die Signalstelleneinrichtung S. 648. — Die Abhängigkeit zwischen Signal- und Weichenhebel S. 649. — Stellwerke mit elektrischer Kraftübertragung S. 649. — Allgemeine Anordnung S. 649. — Weichenstelleneinrichtung S. 650. — Stell- und Überwachungseinrichtung der Signale nach VES S. 651. — Übersichtsschaltungen der Stellwerke mit elektrischer Kraftübertragung S. 652. Bahnhofsblokkung S. 652. — Befehlsfelder S. 653. — Fahrstraßenfestlegung S. 654. — Zustimmungsfelder S. 655. — Der handbediente Streckenblock S. 656. — Der zweigleisige Streckenblock S. 656. — Der eingleisige Streckenblock S. 658. — Verschlussäfel S. 659. — Der selbsttätige Streckenblock S. 659. — Induktive Zugbeeinflussung S. 660.	
IV. Eisenbahnfernmeldeanlagen	661
Telegraphenanlagen S. 661. — Telegraphen-Betriebsarten S. 661. — Schaltung für Bezirksleitungen S. 662. — Schaltung für Zugmeldeleitungen S. 662. — Der Morseapparat S. 663. — Ferntelegraphenbetrieb S. 663. — Der Hughes-Apparat S. 663. — Schnellschreiber S. 663. — Fernsprechanlagen S. 664. Einteilung der Eisenbahnfernsprechanlagen nach ihrem Zweck S. 664. — Grundlegende Schaltungen der Sprech- und Hörkreise S. 664. — Handbediente Vermittlungseinrichtungen S. 665. — Glühlampenschränke S. 666. — Die Selbstanschluß- (Wähler-) Technik S. 667. — Drahtlose Fernmeldeanlagen S. 670. — Meldeanlagen S. 670. — Läuteanlagen S. 670. — Einrichtungen zur Überwachung der Fahrgeschwindigkeit S. 671. — Gleismelder S. 671. — Zugabruf in Wartesälen S. 671. — Elektrische Uhrenanlagen S. 671. — Alarminrichtungen S. 671. — Raumschutzanlagen S. 671. — Leitungen S. 671. — Freileitungen S. 671. — Kabel S. 672.	
V. Fahrdynamik und Betriebskosten der Verkehrsmittel	672
Begriffserklärung S. 672. — Fernverkehr S. 673. — Züge mit Dampflokomotiven S. 673. — Vorschriften der Reichsbahn für den Zugbetrieb S. 680. —	

Betriebskostenrechnung der Deutschen Reichsbahn S. 681. — Züge mit elektrischen Lokomotiven S. 686. — Triebwagen S. 686. — Die Bremsen S. 687. — Straßenbahnen und Oberleitungsomnibusse S. 691. — Widerstand S. 691. — Die Fahrkräfte S. 691. — Fahrzeiten S. 691. — Energieverbrauch S. 692. — Netztafeln S. 692. — Betriebskostenermittlung der städtischen Verkehrsmittel S. 692. — Wagenzahl S. 692. — Das Anlagekapital S. 692. — Die Jahreskosten S. 692. — Kosten eines Wagenumschlags S. 692. — Güterbeförderung mit Lastkraftwagen und Schleppern S. 693. — Betriebsgestaltung S. 693. — Fahrzeit und Brennstoffverbrauch S. 694. — Kostenermittlung S. 696.

- VI. Oberbau, Gleisverbindungen und Steilbahnen. Von Reichsbahndirektor Dr.-Ing. A. BLOSS†, Dresden 698
 Das Gleis S. 698. — Beziehungen zwischen Rad und Schiene S. 698. — Geometrie des Gleises S. 700. — Statische Berechnung des Gleises S. 702. — Bauformen des Überbaues S. 704. — Weichen und Kreuzungen S. 716. — Geometrische Grundlagen S. 716. — Bauliche Gestaltung der Weichen S. 720. — Drehscheiben und Schiebebühnen S. 723. — Drehscheiben S. 724. — Schiebebühnen S. 726. — Steilbahnen S. 726. — Zahnstangenbahnen S. 726. — Drahtseilstandbahnen S. 730. — Drahtseilschwebbahnen S. 732.

Erdbau.

Von Dr.-Ing. W. MÜLLER, o. Professor an der Technischen Hochschule Aachen.

- I. Vorbereitende Arbeiten 734
 Bodenuntersuchungen S. 734. — Bodenuntersuchungen S. 734. — Die Massenermittlung S. 735.
 II. Bauausführung und Grundlagen für die Kostenermittlung 739
 Vorbereitungs- und Abschlußarbeiten S. 739. — Bodengewinnung S. 740. — Bodenförderung S. 743. — Dammbau S. 748. — Die Sicherung der Erdkörper S. 750.

Tunnelbau.

Von Dr.-Ing. K. RISCH, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

- I. Vorarbeiten 752
 Geologische Vorarbeiten S. 752. — Der Vorentwurf S. 752. — Die geodätischen Vorarbeiten S. 754.
 II. Der Tunnelentwurf 755
 Querschnittsform S. 755. — Längsprofil S. 755. — Bildung der Tunnelwänden S. 756. — Entwässerung S. 756. — Nischen S. 757. — Eingänge S. 757. — Entlüftung S. 757. — Kostenanschlag S. 758.
 III. Arbeitsvorgang beim bergmännischen Tunnelbau 758
 Allgemeines S. 758. — Angriff, Abbau und Sicherung des Ausbruchquerschnitts S. 760. — Unterhaltungsarbeiten S. 766.
 IV. Sonderbauweisen 767
 Schildbauweise S. 767. — Herstellung von Tunneln in offener Baugrube S. 767. — Durch Versenken fertiger Tunnelstücke S. 768. — Gefrierverfahren S. 769. — Druckstollenbau S. 769.

Bodenmechanik.

Von Dr.-Ing. H. PETERMANN, Hannover.

- I. Allgemeines 770
 II. Wissenschaftliche Grundlagen, Rechnungsverfahren, Versuchsergebnisse 771
 Der Boden S. 771. — Die Bodenarten S. 771. — Physikalische, chemische und mechanische Eigenschaften S. 772. — Hydrodynamische Eigenschaften S. 776. — Bodenfrost S. 777. — Festigkeitseigenschaften S. 778. — Erdstatik, Erdynamik S. 786. — Allgemeines S. 786. — Porenwasserdruck, Auftrieb,

	Strömungsdruck S. 786. — Vorwiegend senkrechte Kraftwirkung im Boden S. 787. — Vorwiegend waagrechte Kraftwirkung im Boden S. 793. — Standfestigkeit S. 800. — Erddynamik S. 802.	Seite
III.	Vorschläge, Richtlinien und Tafeln für die Praxis . . .	803

Grundbau.

Von Professor Dr.-Ing. **A. AGATZ**,
Präsident der Hafenuverwaltung Bremen.

I.	Allgemeine Grundlagen für Entwurf und Berechnung von Grundbauwerken	807
	Ermittlung der angreifenden Kräfte S. 807. — Nachweis der Festigkeit der Grundbauwerke und des Baugrundes S. 809. — Nachweis der Standsicherheit der Grundbauwerke und des Baugrundes S. 810.	
II.	Die Herstellung von Grundbauwerken	810
	Spundwandbauwerke S. 810. — Spundbohlen S. 810. — Spundwandbauwerke S. 812. — Statische Untersuchung S. 816. — Pfahlrostbauwerke S. 828. — Pfähle S. 828. — Pfahlrostbauwerke S. 830. — Konstruktive Ausbildung S. 831. — Statische Untersuchungen S. 833. — Massiv gegründete Bauwerke S. 850. — Gründungsarten S. 850. — Gründung in offener Baugrube S. 850. — Brunnen Gründung S. 851. — Schwimmkastengründung S. 852. Druckluftgründung S. 852. — Unterwasserbetonierung S. 856. — Gründung auf Sand-, Kies- und Steinschüttungen S. 857. — Steinkistengründungen S. 857. — Blockgründung S. 857. — Bodenverfestigung S. 858. — Gefrierverfahren S. 858. — Konstruktive Ausbildung S. 858. — Statische Untersuchung S. 859. — Allgemeines S. 859. — Schwergewichtsbauwerke S. 860. — Aufgelöste Bauwerke mit oder ohne Rippen S. 861.	

Wasserwirtschaft.

Von Dr.-Ing. **H. WITTMANN**, o. Professor an der Technischen
Hochschule Karlsruhe.

I.	Aufgabe	866
	Aufgaben der Wasserwirtschaftsstellen S. 866. — Wasserschutz S. 866. — Wassernutzung S. 867. — Bedarf S. 868.	
II.	Grundlagen der Wasserwirtschaft	868
	Lufthülle des Erdkörpers S. 868. — Kreislauf des Wassers S. 869. — Wasserhaushalt S. 869. — Niederschlag S. 869. — Verdunstung S. 872. — Versickerung S. 873. — Abfluß S. 873. — Beziehungen zwischen Niederschlag, Abfluß und Verdunstung S. 874. — Einflüsse auf den Abflußgang der Gewässer S. 876. — Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten S. 876. — Wasserstände S. 876. — Bezeichnungen der Wasserstände und Abflußmengen S. 878. — Abflußmengen S. 879. — Bestimmung des Wasserspiegelgefälles-Wasserspiegel-längsschnitts S. 882. — Bestimmung der Strömungsrichtung (Schwimmermessungen) S. 883. — Das Eis S. 883. — Das Grundwasser S. 883. — Besondere wasserwirtschaftliche Erhebungen S. 884.	
III.	Verfahren der Wasserwirtschaft	888
	Elemente S. 888. — Gang-, Dauer- und Häufigkeitslinien S. 888. — Summen-ganglinie, Unterschiedsganglinie S. 889. — Wasserwirtschaftliche Kennwerte S. 890. — Verwertung der Abflußmenge ohne Speicherung S. 890. — Verwertung der Abflußmenge mit Speicherung S. 890. — Wasserwirtschafts-pläne S. 891.	

Flußbau.

Von Dr.-Ing. **H. WITTMANN**, o. Professor an der Technischen
Hochschule Karlsruhe.

I.	Flußkunde	895
	Fluß und Tal S. 895. — Einteilung und Kennzeichnung der Flüsse S. 897. — Unterteilungen des Flußlaufes S. 897. — Zahlenwerte S. 900. — Die Bewegung des Wassers S. 900. — Die Bewegung der Schwerstoffe im Fluß S. 903. — Der Längsschnitt des Flusses S. 907. — Vermessung des Flußlaufes S. 908.	

	Seite
II. Flußbauwerke	910
Baustoffe und Baukörper S. 910. — Baustoffe S. 910. — Baukörper S. 911. — Bauwerke S. 913. — Uferschutz und Uferbau S. 913. — Einschränkungswerke S. 917. — Abstürze (Gefällsstufen) S. 921.	
III. Flußregelungen	924
Allgemeine Grundsätze S. 924. — Zweck und Vorarbeiten S. 924. — Flußregelung und Landschaft S. 925. — Regelungswasserspiegel S. 925. — Baumaßnahmen von allgemeiner Bedeutung S. 926. — Die Wildbachverbauung S. 927. — Schäden der Wildbäche S. 928. — Bekämpfung der Wildbachschäden S. 928. — Die Regelung kleiner Fluß- und Bachläufe S. 929. — Die Regelung größerer Flüsse S. 931. — Flüsse mit starker Geschiebeführung S. 931. — Flüsse ohne nennenswerte Geschiebeführung S. 932. — Die Regelung der Ströme S. 932. — Mittelwasserregelungen S. 932. — Niedrigwasserregelungen S. 933.	
IV. Hochwasserschutz	934
Wasserwirtschaftliche Maßnahmen S. 934. — Bautechnische Maßnahmen S. 935. — Trennung der Hochwassermenge S. 935. — Lenkung des Hochwassers S. 935. — Die Deiche S. 936.	

Stauanlagen.

Von Dr.-Ing. P. BÖSS, Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Wehre.

I. Allgemeines über Wehre und Stauanlagen	938
II. Zweck der Wehre	938
III. Wirkung der Wehre auf die Flußsohle und die anliegenden Uferstrecken	939
IV. Einteilung, Berechnung und Ausführung der Wehre	939
Die festen Wehre S. 939. — Die Einteilung der festen Wehre S. 939. — Der Wasserabfluß über die festen Wehre und seine Berechnung S. 941. — Bestimmung der auf ein Wehr wirkenden statischen und dynamischen Kräfte S. 943. — Standfestigkeitsberechnung der festen Wehre S. 944. — Sickerbewegung des Wassers unter dem Wehrkörper und die Berechnung des Auftriebes S. 944. — Die Hebewehre S. 945. — Die beweglichen Wehre S. 946. — Dammbalkenwehre S. 947. — Nadelwehre S. 948. — Schützenwehre S. 948. — Segmentwehre S. 951. — Sektorwehre S. 952. — Klappenwehre S. 952. — Doppelklappen oder Dachwehre S. 953. — Walzenwehre S. 953.	
V. Schwingungserscheinungen an Wehren und ihre Verhütung	955
VI. Die Nebenbauten bei Wehranlagen	956
Wehrunterbau, Grundung und Sturzbett S. 956. — Grundablässe und Kies-schleusen S. 956. — Floßgassen und Fischwege S. 956.	
VII. Unterhaltung der Eisenwasserbauten	957

Talsperren.

I. Allgemeines	957
II. Vorarbeiten	958
III. Die Einteilung und Ausführung der Talsperren	958
Die Staudämme S. 958. — Die hydraulischen Vorgänge im Damnkörper S. 958. — Die Berechnung und Abmessung der Erddämme S. 959. — Dämme aus einheitlichem Material S. 960. — Dämme mit besonderer Dichtung S. 960. — Schwergewichtsmauern S. 961. — Allgemeines S. 961. — Die auf die Mauer wirkenden Kräfte S. 961. — Standfestigkeitsberechnung und Querschnitt der Schwergewichtsmauer S. 962. — Baustoffe und Ausführung der Gewichtsmauern S. 964. — Die Pfeilerstaumauern S. 965. — Die Einzelgewölbestaumauern S. 966.	
IV. Die Betriebseinrichtungen der Talsperren	968
Wasserentnahme S. 968. — Grundablaß S. 969. — Hochwasserentlastung S. 970.	

Wasserkraftanlagen.

Von Dr.-Ing. **H. WITTMANN**, o. Professor an der Technischen
Hochschule Karlsruhe.

I. Grundlagen	971
Wesen und Leistung der Wasserkraftanlagen S. 971. — Ausbauformen S. 973. — Rechtliche Grundlagen S. 975.	
II. Energie- und Wasserhaushalt	975
Allgemeines und Begriffe S. 975. — Ausbaugröße S. 977. — Energiewirtschaftlicher Wert von Laufwerken S. 978. — Energiewirtschaftlicher Wert und Wirkung von Klein- und Großspeichern S. 978. — Belastungsaufteilung im Verbund- betrieb S. 979. — Verfahren der Wasserkraftwirtschaft (Leistungspläne) S. 980. Kosten von Wasserkraftanlagen S. 983.	
III. Triebwasserleitungen	984
Aufgabe und hydraulische Berechnungsunterlagen S. 984. — Triebwasser- fassungen S. 987. — Werkkanäle S. 989. — Stollen S. 991. — Wasserschlosser S. 993. — Rohrleitungen S. 995.	
IV. Kraftwerke	997
Allgemeine Anordnungen S. 997. — Die einzelnen Kraftwerke S. 998.	

Binnenverkehrswasserbau.

Von Ministerialrat i. R. **W. PAXMANN**, Königswinter.

I. Allgemeines	1002
II. Binnenschifffahrt	1003
III. Ermittlung der Bauwürdigkeit einer Binnenwasserstraße	1004
IV. Natürliche Wasserstraßen	1006
Die Regelung S. 1006. — Die Kanalisierung S. 1007.	
V. Bau von Schiffahrtskanälen	1010
Linienführung S. 1010. — Krümmungsverhältnisse S. 1010. — Höhenlage des Kanalspiegels S. 1010. — Lage der Stautufen S. 1011. — Der Kanalquerschnitt S. 1011. — Uferbefestigung S. 1012. — Kanaldichtung S. 1013. — Leinpfad S. 1014. — Der Kanaldamm S. 1014. — Durchfahrtshöhe und -weite unter Brücken S. 1015. — Längsströmungen S. 1015. — Sohlenbefestigung S. 1015. — Sicherheitstore S. 1015. — Einmündung eines Kanals in einen schiffbaren Strom S. 1016. — Einmündung eines Kanals in einen anderen S. 1017. — Ausstattung der Strecke im Interesse des Verkehrs S. 1017. — Wasserverbrauch S. 1018. — Speisung des Kanals S. 1018. — Entlastung und Entleerung S. 1019. — Kreuzende Wasserläufe S. 1020.	
VI. Die Binnenschiffahrtsschleuse	1022
Grundformen der Schiffschleuse S. 1022. — Abmessungen S. 1023. — Kon- struktive Durchbildung des Kammerquerschnitts S. 1023. — Konstruktive Durchbildung der Häupter S. 1024. — Besondere Bauwerksarten S. 1026. — Sparschleusen S. 1026. — Besondere Hinweise S. 1027. — Sportverkehr an Schleusen S. 1027. — Statische Berechnung der Schleusenkörper S. 1027.	
VII. Schleusenvorhöfen	1028
Breite S. 1029. — Länge S. 1029. — Begrenzung der Wasserfläche vor den Schleusenhäuptern S. 1029. — Liegestellen S. 1030. — Einzelheiten S. 1030. — Beleuchtung S. 1030.	

Seeverkehrswasserbau.

Von Professor Dr.-Ing. **A. AGATZ**, Präsident der
Hafenbauverwaltung Bremen.

I. Seehäfen	1031
Planung S. 1031. — Einteilung, Zweck und Standort S. 1031. — Gezeiten- verhältnisse S. 1033. — Lage zur See S. 1033. — Verbindungen zum Hinterland S. 1034. — Allgemeine Anordnung von Seehäfen S. 1034. — Stückguthäfen S. 1037. — Das Stückgut S. 1037. — Der Weg des Stückgutes S. 1037. — Folgerungen für die Gestaltung des Kais S. 1037. — Die Aufenthaltsräume des Stückgutes S. 1041. — Die Umschlaggeräte für das Stückgut S. 1045. — Um- schlaganlagen für Holz S. 1045. — Leistungsfähigkeit der Kaistrecke S. 1045. —	

Fahrgasthäfen S. 1046. — Der Weg des Fahrgastes S. 1046. — Folgerungen für die Gestaltung des Kais S. 1046. — Die Aufenthaltsräume des Fahrgastes S. 1046. — Die Umschlaggeräte für Gepäck und Fahrgast S. 1047. — Massenguthäfen S. 1047. — Das Massengut S. 1047. — Der Weg des Massengutes S. 1047. — Umschlaganlagen für Kohle und Erz S. 1047. — Umschlaganlagen für Getreide S. 1050. — Umschlaganlagen für Kali S. 1051. — Umschlaganlagen für Öl S. 1052. — Fischereihäfen S. 1053. — Der Fischfang S. 1053. — Der Weg des Fischfanges S. 1053. — Lage des Hafens S. 1053. — Folgerungen für die Gestaltung des Kais (Löschkaje) S. 1053. — Lagerräume des Fanges S. 1053. Die Umschlaggeräte für den Fisch S. 1053. — Industriehäfen S. 1055. — Industrieanlagen S. 1055. — Der Weg der Rohstoffe und Erzeugnisse S. 1055. — Folgerungen für die Gestaltung des Kais S. 1055. — Aufenthaltsräume der Erzeugnisse S. 1055. — Umschlaggeräte für die Rohstoffe und Erzeugnisse S. 1055. — Binnenschiffsanlagen S. 1056. — Flughäfen S. 1056. — Das Flugzeug S. 1056. — Der Weg des Flugzeuges S. 1056. — Folgerungen für die Gestaltung des Hafens S. 1056. — Die Aufenthaltsräume des Flugzeuges und Fluggastes S. 1057. — Umschlaggeräte für den Flugverkehr S. 1057. — Kunstbauten der Seehäfen S. 1057. — Molen, Wellenbrecher, Leitwerke S. 1057. — Dockanlagen, Hellinge S. 1061. — Seeschleusen S. 1064.

II. Binnenhäfen 1069

Allgemeines S. 1069. — Zweck und Einteilung S. 1069. — Allgemeine Anordnung S. 1070. — Hafenbecken S. 1070. — Uferbefestigungen S. 1071. — Gleisanlagen S. 1071. — Straßen S. 1071. — Stückguthäfen S. 1071. — Massenguthäfen S. 1072. — Allgemeine Anordnung S. 1072. — Kohlenumschlag S. 1072. — Erzumschlag S. 1073. — Getreide S. 1073. — Baustoffe S. 1073. — Schrott S. 1073. — Öls. 1073. — Industriehäfen S. 1073. — Werfthäfen S. 1073. — Floßhäfen S. 1073. — Winterhäfen S. 1074. — Fahrgastanlagen S. 1074. — Kanalhäfen S. 1074.

III. Seebau 1074

Allgemeines S. 1074. — Sinkstoffgehalt S. 1074. — Maße und Bezeichnungen S. 1075. — Die Gezeiten S. 1077. — Wellen und Winde S. 1079. — Landerhaltung S. 1080. — Gestalt der Küste S. 1080. — Maßnahmen zur Erhaltung der Küsten S. 1080. — Seedeiche S. 1082. — Landgewinnung S. 1083. — Die Verfahren der Landgewinnung S. 1083. — Eindeichung tiefliegender Wattflächen 1083. — Aufspulung des Geländes über MThw hinaus und Eindeichung S. 1083. — Aufschlickung der Wattflächen S. 1083.

IV. Seewasserstraßen 1084

Anforderungen an die Seewasserstraßen S. 1084. — Flußmündungen S. 1084. — Einteilung der Flußmündungen S. 1084. — Einwirkungen auf die Flußmündungen S. 1084. — Erhaltung der Flußmündungen mit Gezeiteinwirkung S. 1086. — Erhaltung der Flußmündungen ohne Gezeiteinwirkung S. 1088. — Seekanäle S. 1088. — Arten S. 1088. — Abmessungen S. 1088. — Linienführung S. 1088. — Querschnitt S. 1088. — Langenschnitt S. 1088. — Strömung S. 1089. — Speisung bei abgeschleusten Seekanälen S. 1089. — Seezeichen S. 1090. — Arten der Seezeichen S. 1090. — Leuchfeuer S. 1090. — Schallzeichen S. 1090.

**Wasserversorgung und Entwässerung der Städte,
landwirtschaftlicher Wasserbau.**

Von Professor Dr.-Ing. E. MARQUARDT, Reutlingen.

I. Wasserversorgung der Städte und Siedlungen 1091

Grundlagen der Planung S. 1091. — Vorarbeiten für den Entwurf S. 1091. — Voraussichtnahme S. 1092. — Erforderliche Wassermenge S. 1094. — Versorgungsdruck, feuerlöschtechnische Anforderungen, Höhenlage des Versorgungsgebietes S. 1098. — Beurteilung des Wassers nach seinen physikalischen, chemischen und bakteriologischen Eigenschaften S. 1100. — Untersuchung des Wassers S. 1102. — Wahl des Wasserbezugsortes S. 1103. — Wassergewinnung S. 1105. — Oberflächenwasser S. 1105. — Quelfassungen S. 1108. Grundwasserfassungen S. 1111. — Künstlicher Haushalt bei Grundwassererfassungen S. 1125. — Schutz von Wasserfassungen S. 1127. — Wasserhebung S. 1127. — Grundlagen S. 1127. — Antriebsmaschinen, Pumpen und Rohrleitungen S. 1129. — Wasserspeicherung S. 1131. — Aufgaben und Anordnung der Behälter S. 1131. — Erdbehälter S. 1133. — Wassertürme S. 1135. — Leitung und Verteilung des Wassers S. 1136. — Planung und Bau von Leitungen S. 1136. — Die hydraulische und statische Berechnung von Rohrleitungen S. 1139. — Das Rohrnetz S. 1143. — Reinigung und Verbesserung des Wassers S. 1146. — Entfernen der Schweb- und Quellstoffe S. 1147. — Beseitigen gelöster Stoffe S. 1152. — Entkeimung S. 1160.

II. Stadtentwässerung und Abwasserbehandlung (Abwasserwirtschaft)	1163
Stadtentwässerung S. 1163. — Aufgabe und Umfang der Ortsentwässerung S. 1163. — Allgemeine Anordnung der Entwässerungsnetze S. 1164. — Vorarbeiten S. 1166. — Abwassermengen S. 1167. — Berechnung, Planung und Ausführung der Abwasserleitungen S. 1180. — Weitere Bestandteile des Entwässerungsnetzes S. 1188. — Abwasserbebauungen S. 1192. — Betrieb des Entwässerungsnetzes S. 1193. — Die Entwässerung von Einzelgrundstücken, Siedlungen, Kur- und Badeorten S. 1194. — Abwasserbehandlung S. 1196. — Beschaffenheit und Untersuchung der Abwässer S. 1196. — Wesen und Wege der Abwasserbehandlung S. 1197. — Einrichtungen zur Grobreinigung S. 1199. — Absetzverfahren S. 1201. — Chemische und elektrische Abwasserklärung S. 1209. — Abwasserfilter S. 1210. — Biologische Verfahren S. 1210. — Gewerbliche Abwässer S. 1216. — Abwasserverwertung in Einzelanwesen und Siedlungen S. 1216. — Behelfsanlagen S. 1217. — Wahl der Behandlungsart S. 1217.	
III. Landwirtschaftlicher Wasserbau.	1219
Boden und Pflanzen S. 1219. — Der Boden S. 1219. — Wachstumsbedingungen der Pflanzen S. 1220. — Die Entwässerung S. 1221. — Schädliche Bodennässe S. 1221. — Die Beschaffung der Vorflut S. 1222. — Die Bewässerung S. 1229. — Die Staubewässerung S. 1229. — Die Berieselung S. 1229. — Die Untergrundbewässerung S. 1230. — Die künstliche Beregnung S. 1230. — Die Gewinnung von neuem Kulturland S. 1231. — Die Moorererschließung S. 1231. — Die Urbarmachung der Heide S. 1232. — Die Landgewinnung S. 1232. — Schriftenverzeichnis S. 1234.	

Wasserbauliches Versuchswesen.

Von Dr.-Ing. **H. WITTMANN**, o. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe, und Dr.-Ing. **P. BÖSS**, Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Allgemeines S. 1235. — Die Versuchsanstalten und die Versuchseinrichtungen S. 1235. — Die physikalischen Grundlagen S. 1236. — Die Umrechnung der hydraulischen Werte von der Natur auf das Modell und umgekehrt S. 1236. — Die Übertragung dimensionsloser Größen von der Natur auf das Modell und umgekehrt S. 1240. — Die Grenzen der Übertragbarkeit der Modellversuche auf die Natur S. 1241. — Verzerrte Modelle S. 1242. — Die Aufgaben des wasserbaulichen Versuchswesens S. 1242. — Wissenschaftliche Untersuchungen der Strömungsvorgänge S. 1242. — Eichung hydraulischer Meßgeräte S. 1243. — Untersuchungen an Modellen von Wasserbauwerken und Flüssen beim Überwiegen der Trägheits- und Schwerkraftkräfte S. 1243. — Längere Flußstrecken mit fester oder beweglicher Sohle S. 1244. — Anwendung verschiedener Modellmaßstäbe S. 1245. — Untersuchungen über Ähnlichkeit S. 1246. — Überprüfung der Versuchsergebnisse mit den Naturbeobachtungen S. 1246. — Genauigkeit, Kosten und Nutzen der Modellversuche S. 1246.

Städtebau und Nahverkehr.

Von Landesrat **R. NIEMEYER**, Brackwede bei Bielefeld, und Stadtbaurat **J. GÖDERITZ**,

Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig.

I. Städtebau	1247
Grundlagen S. 1247. — Zielsetzung S. 1247. — Geschichtliche Grundlagen S. 1247. — Größenordnung und Typen der Städte S. 1248. — Städtegruppen und Städtereihen, Einzelstadt S. 1250. — Rechtliche Grundlagen der Planung S. 1250. — Boden und Bodeneigentum S. 1251. — Bisherige gesetzliche Regelung der Planung S. 1253. — Vorbereitende Maßnahmen S. 1254. — Bestandsaufnahme S. 1254. — Planunterlagen S. 1255. — Allgemeine Planung S. 1256. — Raumordnung und Landesplanung S. 1256. — Planarten S. 1256. — Raumordnungsplan S. 1256. — Generalverkehrsplan S. 1257. — Ordnung der Wasserwirtschaft S. 1258. — Flächennutzungsplan S. 1258. — Die Teilplanung und die Einzelglieder des Stadtorganismus S. 1266. — Straßen S. 1266. — Plätze S. 1272. — Kraftverkehrsanlagen S. 1273. — Grünflächen S. 1276. — Gemeinschaftseinrichtungen S. 1280. — Baugebiete S. 1281. — Gliederung der Bebauung S. 1281. — Bauweisen S. 1281. — Baublock und Grundstücksgliederung S. 1284. — Grundstücksausnutzung S. 1287. — Belichtung und Besonnung S. 1289. — Städtebauliche Gestaltung (Aufbauplan) S. 1291. — Sonderfragen S. 1292. — Wohnungswesen S. 1292. — Sanierung ungesunder Stadtteile S. 1298. — Die Neugestaltung deutscher Städte S. 1301. — Schrifttum über Städtebau S. 1302.	

II. Nahverkehr 1303

Voraussetzungen S. 1303. — Forderungen des Städtebaues an die Verkehrsleistungen S. 1303. — Der Nahverkehr (Begriffsbestimmung und Gliederung) S. 1303. — Die bisherige Entwicklung und Auffassung S. 1304. — Die Wertung der Verkehrsmittel und Verkehrsarten S. 1304. — Der bisherige Einfluß des Nahverkehrs auf die Stadtgestaltung S. 1305. — Der Ausgleich des Arbeitsmarktes durch den Nahverkehr S. 1308. — Wirkung des Nahverkehrs auf die Verteilung der Bevölkerung S. 1309. — Die Folgerungen und Ziele S. 1309. — Die Folgerungen in verkehrlicher Hinsicht S. 1309. — Organisation und Gesetzgebung S. 1313. — Der Nahverkehr und die Stadtbaukunst S. 1315. — Stadt, Raum und Nahverkehr S. 1317. — Zusammenfassung S. 1318. — Schrifttum S. 1318.

Massivbau.

Von Dr.-Ing. F. DISCHINGER, o. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

I. Die grundlegenden Eigenschaften des Betons und des Stahlbetons. 1320

Die Grundlagen der Verbundwirkung S. 1320. — Die Eigenschaften der einzelnen Verbundwerkstoffe S. 1322. — Der Stahl S. 1322. — Der Zement S. 1322. — Die Zuschlagstoffe S. 1323. — Die Zubereitung des Betons und seine Verarbeitung S. 1325. — Der Einfluß des Wasserzusatzes S. 1325. — Der Zementgehalt und die Berechnung der erforderlichen Zuschlagstoffe S. 1326. — Der Wasserelementfaktor des Betons S. 1328. — Die Förderung des Betons S. 1328. — Die Festigkeit des Betons S. 1329. — Die Druckfestigkeit des Betons S. 1329. — Die Zugfestigkeit S. 1331. — Die Schub- und Scherfestigkeit S. 1331. — Die elastischen und plastischen Formänderungen des Betons S. 1331. — Die elastischen Formänderungen des Betons S. 1331. — Die plastischen Formänderungen infolge des Kriechens und Schwindens des Betons S. 1336. — Besondere Eigenschaften des Betons und Stahlbetons S. 1340. — Die Wärmeleitfähigkeit des Betons S. 1340. — Verhalten des Betons gegen Elektrizität S. 1341. — Verhalten des Betons gegenüber chemischen Einwirkungen S. 1341.

II. Die Grundformen des Stahlbetons und die Bemessung der Stahlbetonquerschnitte 1341

Die Grundformen des Stahlbetons S. 1341. — Bemessung der Säulen auf mittigen Druck und Knickung S. 1343. — Die Berechnung auf mittigen Druck S. 1343. — Bemessung der Stahlbetonquerschnitte auf reinen Zug S. 1350. — Bemessung der Stahlbetonquerschnitte auf Biegung S. 1351. — Allgemeine Grundlagen der Biegungstheorie S. 1351. — Bemessungsverfahren für den Rechteckquerschnitt S. 1352. — Bemessungsverfahren für den Plattenbalkenquerschnitt S. 1356. — Bemessungsverfahren für den Dreiecksquerschnitt S. 1360. — Das graphische Verfahren für die Spannungsnachprüfung und die Bemessung S. 1360. — Die Bemessung der Stahlbetonquerschnitte auf außermittigen Druck und Zug S. 1364. — Die Bemessung bei außermittigem Druck nach Stadium I bei geringer Exzentrizität S. 1362. — Bemessung bei außermittigem Zug bei geringer Ausmittigkeit S. 1363. — Das allgemeine Verfahren der Bemessung nach Stadium II für große Außermittigkeiten bei Druck und Zug S. 1363. — Die Tafeln von Mörsch für die Bemessung von Rechteckquerschnitten bei außermittigem Druck oder Zug S. 1365. — Die graphische Spannungsnachprüfung bei außermittigem Druck oder Zug bei Stahlbetonquerschnitten von beliebigem Querschnitt S. 1366. — Spannungsnachweis und Bemessung bei schiefer Biegung mit und ohne Längskraft S. 1366. — Die Bemessung für Schub, Scheren, Haftung und Verdrehen S. 1370. — Die Schubspannungen und die Verdübelungskraft bei gleichbleibender Konstruktionshöhe S. 1370. — Die Schubspannungen bzw. die Verdübelungskraft bei veränderlicher Balkenhöhe S. 1372. Die Bemessung auf Schub S. 1374. — Kurze Untersuchung über den Eisenbedarf für die Schubdeckung S. 1378. — Berechnung auf Scheren S. 1379. — Die Berechnung der Haftspannung S. 1380. — Die Bemessung gegen Verdrehen S. 1382.

III. Der durchlaufende Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment 1383

Die Berechnung des durchlaufenden Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment mittels Drehwinkeln und Festpunkten S. 1384. — Die Dreimomentengleichung für die Ermittlung der statisch unbestimmten Stützmomente S. 1384. — Die Ermittlung der Festpunkte S. 1385. — Die Ermittlung der Einspannmomente bei Belastung nur eines Feldes mit Hilfe der Festpunkte S. 1386. — Die Ermittlung der Einflußlinien S. 1387. — Die Berücksichtigung von Stützensenkungen S. 1397. — Die Berechnung von Durchlaufträgern mit zahlreichen gleichen symmetrisch ausgebildeten Feldern S. 1398.

— Der Sonderfall des durchlaufenden Trägers mit feldweis konstantem Trägheitsmoment S. 1402. — Der durchlaufende Träger mit konstantem Trägheitsmoment und gleichen Feldern S. 1402. — Der beiderseits oder einseitig eingespannte Balken mit konstantem Trägheitsmoment S. 1403. — Das Verfahren der stufenweisen Annäherung von Cross S. 1403. — Die Anwendung des Verfahrens bei konstantem bzw. feldweise konstantem Trägheitsmoment S. 1403. — Die Anwendung des Verfahrens der stufenweisen Annäherung bei veränderlichem Trägheitsmoment S. 1405. — Das graphische Verfahren für feldweise konstantes Trägheitsmoment S. 1406. — Die Berechnung des durchlaufenden Trägers bei beliebigem Verlauf der Trägheitsmomente S. 1408.

IV. Der durchlaufende Rahmen mit veränderlichem Trägheitsmoment 1409

Die Dreimomenten-Winkelgleichungen des durchlaufenden Rahmens S. 1409. — Die Lösung für senkrechte Belastung bei festgehaltenem Riegel S. 1409. — Die Lösung für waagrechte Kräfte S. 1411. — Der Einfluß der Festhaltekräft F S. 1412. — Die Auflösung des Gleichungssystems Gl. (53) S. 1413. — Die Berechnung der durchlaufenden Rahmen mittels der Festpunkte S. 1413. — Die Ermittlung der Festpunkte des durchlaufenden Rahmens S. 1414. Die Ermittlung der Biegemomente von durchlaufenden Rahmen mit zahlreichen gleichen Feldern S. 1415. — Die Berechnung des Einflusses von Stützensenkungen S. 1419. — Die Festhaltekräft und der Einfluß der seitlichen Verschiebungen der Stützenköpfe S. 1419. — Die Ermittlung der Biegemomente aus den Bremskräften, den Temperatur- und Schwindwirkungen S. 1420. — Das Verfahren der stufenweisen Annäherung nach Cross S. 1420. — Das Verfahren der stufenweisen Annäherung bei feldweis konstantem Trägheitsmoment S. 1421. — Das Verfahren der stufenweisen Annäherung bei veränderlichem Trägheitsmoment in den Riegeln und Säulen S. 1424. — Das graphische Verfahren S. 1424.

V. Die Stahlbetontragwerke des Hochbaues 1424

Die Berechnung und konstruktive Ausbildung der Platten S. 1424. — Die Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung (d. h. mit nur einer Tragwirkung) S. 1425. — Die kreuzweis bewehrten Platten S. 1427. — Die Pflzdecken S. 1427. — Der Balken und der Plattenbalken S. 1440. — Allgemeines S. 1440. — Die strenge Lösung des Plattenbalkenproblems S. 1441. — Die Balkenroste S. 1445. — Die Säulen S. 1445. — Die Rahmen S. 1448. — Die Silobauten S. 1451. — Die Berechnung der Silozellen als in sich geschlossene Rahmen S. 1451. — Die Berechnung der Silowände als wandartige Träger zwischen den Tragsäulen S. 1454. — Die Flüssigkeitsbehälter S. 1457. — Die Tiefbehälter S. 1457. — Hochbehälter (Wassertürme) S. 1458. — Die einfach und doppelt gekrümmten Schalen S. 1459. — Die Form der Schalen-träger S. 1459. — Die Theorie der Schalen S. 1466.

VI. Die Brückenbauten 1468

Übersicht über die einzelnen Brücken-tragwerke S. 1468. — Die Bogenbrücken S. 1468. — Die Balkenbrücken S. 1468. — Die Rahmenbrücken S. 1469. Durch Seile vorgespannte Balkenbrücken und die Merkmale der verschiedenen Vorspannmethoden S. 1469. — Stahlbetonfachwerkbrücken mit und ohne Vorspannung S. 1472. — Kombinierte Bogen- und Balken-tragwerke (Scheibenbogen) S. 1473. — Die Theorie der Bogenbrücken S. 1474. — Die Grundlagen der Gewölbetheorie S. 1474. — Die Ermittlung der Stützlinie S. 1475. — Die Berechnung des Dreigelenkbogens S. 1478. — Die Berechnung der Zweigelenkbogenbrücken S. 1486. — Der eingespannte Bogen S. 1497. — Die Balken- und Rahmenbrücke ohne Vorspannung S. 1516. — Die Fahr-bahnplatten S. 1516. — Die Haupt-träger S. 1517. — Die Quer-träger S. 1521. — Balkenbrücken mit Vorspannung S. 1522. — Die mit Seilen in Form von Hängebrücken vorgespannten Balkenbrücken (System DISCHINGER) S. 1522. — Die durch ihr Eigengewicht vorgespannten Fachwerkbrücken (System FINSTERWALDER) S. 1525. — Die Brücken mit kombinierter Bogen- und Balkenwirkung (Scheibenbogenbrücken) S. 1525.

Stahlbau.

Von Professor Dr.-Ing. FERD. SCHLEICHER, Berlin.

Einleitung 1528

I. Grundlagen 1529

Werkstoffe S. 1529. — Walzwerkerzeugnisse S. 1531. — Formstahl S. 1531. — Sonderwalzprofile für geschweißte Bauteile S. 1531. — Stabstahl S. 1531. — Rechteckstahl S. 1532. — Bleche S. 1532. — Sonstige Werkstoffe S. 1533. — Anstrengung, Sicherheit und zulässige Spannungen S. 1533. — Elastische Eigenschaften S. 1533. — Sicherheit bei ruhender Belastung S. 1534. Fließbedingung bei ruhender Belastung S. 1535. — Zulässige Spannungen

bei ruhender Belastung S. 1537. — Spannungsausgleich und Tragfähigkeit bei ruhender Belastung S. 1538. — Tragfähigkeit S. 1538. — Spannungsausgleich bei Biegung S. 1539. — Ausgleich von Spannungsspitzen S. 1540. — Plastizitätstheorie S. 1541. — Traglastverfahren S. 1543. — Wechselnde Beanspruchung S. 1547. — Kaltreckung und Altern S. 1547. — Nachwirkung und Hysteresis S. 1548. — Dauerfestigkeit und Lebensdauer S. 1550. — Bemessung und Spannungsnachweis bei wechselnder Beanspruchung S. 1554. — Dynamische Wirkungen (Stoß) S. 1554. — Zulässige Spannungen bei wechselnder Belastung S. 1556. — Bemerkungen zum Begriff der Sicherheit S. 1558.

II. Verbindungsmittel 1561

Allgemeines S. 1561. — Niete S. 1561. — Beanspruchung und Festigkeit einzelner Niete (statisch) S. 1564. — Nietregeln S. 1570. — Schrauben und Bolzen S. 1571. — Allgemeines S. 1571. — Schraubenbolzen S. 1572. — Weitere Schraubenformen S. 1574. — Gelenkbolzen S. 1575.

III. Niet- und Schraubenverbindungen. 1576

Zug- und Druckstäbe S. 1576. — Nietabzug in Zugstaben S. 1577. — Verteilung der Nietkräfte S. 1580. — Zugstab S. 1582. — Druckstab S. 1587. — Dauerfestigkeit von Nietverbindungen S. 1587. — Augenstäbe S. 1591. — Biegeträger S. 1592. — Nietabzug in Biegeträgern S. 1593. — Halsniete und Kopfniete S. 1594. — Stoß der Biegeträger S. 1595. — Dauerfestigkeit von Biegeträgern S. 1600. — Gekrümmte Biegeträger S. 1602. — Stützung und Anschluß von Biegeträgern S. 1605. — Einfache Auflagerung S. 1605. — Steganschluß S. 1606. — Biegesteife Verbindungen S. 1608. — Schiefe Anschlüsse S. 1612.

IV. Schweißtechnik. 1612

Grundlagen der Schweißtechnik S. 1612. — Lichtbogenschweißung S. 1613. — Gasschmelzschweißung und Brennschneiden S. 1614. — Schweißbarkeit S. 1614. — Schweißnähte S. 1617. — Prüfung von Schweißarbeiten S. 1618. — Festigkeit und Berechnung der Schweißverbindungen S. 1623. — Statische Belastung S. 1624. — Dauerfestigkeit S. 1627. — Schrumpfung und Schrumpfspannungen S. 1633. — Allgemeines S. 1633. — Schrumpfung S. 1634. — Schrumpfspannungen S. 1636. — Einfluß der Schweißspannungen auf das Verhalten der Schweißverbindungen S. 1639.

V. Schweißverbindungen 1639

Zur Entwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau S. 1639. — Vollwandige Balken S. 1641. — Trägerquerschnitte S. 1642. — Gurtstöße S. 1642. — Stegblechstoß S. 1644. — Gesamtstoß S. 1646. — Aussteifungen S. 1649. — Vollwandtragwerke und Rahmen S. 1651. — Bogentragwerke und Stabbogen S. 1651. — Rahmentragwerke S. 1653. — Biegesteife Anschlüsse S. 1658. — Fachwerke S. 1659. — Geschweißte Fachwerkstrukturen S. 1659. — Verstärkung von Stahltragwerken durch Schweißung S. 1662. — Schweißung und Nietung S. 1662.

VI. Stahlbrücken 1662

Grundlagen S. 1663. — Einteilung der Brücken S. 1663. — Die wichtigsten Tragglieder S. 1664. — Anordnung der Brücken S. 1664. — Brückenbreite S. 1665. — Belastungen S. 1665. — Spannungsnachweis S. 1666. — Elastische Stabilität S. 1666. Hauptträger von festen Brücken S. 1667. — Hauptträgersysteme von Brücken S. 1667. — Vollwandbalken S. 1668. — Allgemeines S. 1668. — Kleinste Spannweiten S. 1669. — Trägerform S. 1669. — Bemessung S. 1670. — Musterentwürfe S. 1672. — Auflagerpunkte S. 1673. — Aussteifungen S. 1674. — Vollwandbalken mit gekrümmten Hauptträgern S. 1675. — Fachwerkbalkenbrücken S. 1675. — Allgemeines S. 1675. — Trägerform und Ausfachung der Fachwerkbrücken S. 1676. — Berechnung und Bemessung der Fachwerktragwerke S. 1679. — Stabquerschnitte S. 1679. — Knotenpunkte S. 1681. — Gelenkbolzenbrücken S. 1687. — Nebenspannungen S. 1687. — Stabilitätsfragen S. 1688. — Bogenbrücken S. 1688. — Allgemeines S. 1688. — Bogentragwerke S. 1689. — Die Stabbogen S. 1691. — Die Rahmenbrücken S. 1692. — Berechnung S. 1693. — Hängebrücken S. 1694. — Allgemeines S. 1694. — Hangegurt S. 1697. — Verankerung S. 1699. — Aufhängung und Kabelschellen S. 1699. — Türme (Pylone) S. 1700. — Berechnung S. 1700. — Fahrbahnrost und Fahrbahntafel S. 1701. — Querträger S. 1701. — Längsträger S. 1704. — Fahrbahntafel von Straßenbrücken S. 1705. — Holzbelag S. 1705. — Belagstahl S. 1705. — Buckel- und Tonnenbleche S. 1706. — Weitere Fahrbahntafeln S. 1707. — Versteifte Tonnenbleche S. 1707. — Flachgespannte Buckelbleche S. 1707. — Versteifte Flachbleche S. 1708. — Gewellte Blechtafeln S. 1709. — Fahrbahntafeln aus offenen und vergossenen Rosten S. 1709. — Tragfähigkeit und Bemessung S. 1709. — Fuß- und Radfahrwege S. 1710. — Fahrbahntafel von Eisenbahnbrücken S. 1710. — Offene Fahrbahn S. 1710. — Geschlossene Fahrbahn

- S. 1711. — Fußwege von Eisenbahnbrücken S. 1711. — Entwässerung S. 1712. Fahrbahnabschluß und Fahrbahnübergang S. 1713. — Fahrbahnunterbrechungen S. 1715.
 Verbände S. 1716. — Windverband S. 1716. — Querrahmen S. 1718. — Schlingerverband S. 1719. — Bremsverband S. 1720.
 Auflagerung und Gelenke S. 1720. — Allgemeines S. 1720. — Feste Lager S. 1721. — Bewegliche Lager S. 1723. — Pendelstützen und Stützrahmen S. 1725. — Gelenke S. 1727. — Einspannung S. 1730. — Bewegliche Anschlüsse S. 1730. — Bemessung der Lager und Gelenke S. 1731.
 Bewegliche Brücken S. 1733.
- VII. **Stahlhochbau und sonstige Teilgebiete des Stahlbaues .** 1733
 Stahlhochbau S. 1733. — Maste und Türme S. 1734. — Stahlwasserbau S. 1734. Weitere Teilgebiete des Stahlbaues S. 1734. — Werkarbeit und Aufstellung von Stahlbauten S. 1734.

Holzbau.

Von Dr.-Ing. **W. STOY**, Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig.

- Maßgebende deutsche Normen und Bestimmungen . . . 1735
- I. **Das Röhholz und seine Zurichtung** 1735
- II. **Die Grundlagen der Festigkeitsberechnung** 1741
 Allgemeines S. 1741. — Festigkeitszahlen und zulässige Beanspruchungen S. 1743. — Druckfestigkeit S. 1743. — Zugfestigkeit S. 1745. — Biegezugfestigkeit S. 1747. — Scherfestigkeit S. 1748. — Knickfestigkeit S. 1749.
- III. **Die Holzverbindungen** 1750
 Die Verbindungsmittel S. 1751. — Flächenfeste Verbindungen S. 1752. — Punktförmige Verbindungen S. 1754. — Holzverbindungen S. 1763. — Druckstoß S. 1763. — Zapfen S. 1764. — Versatz S. 1765. — Schragzapfen S. 1766. — Zugstoß S. 1766. — Überschneidung S. 1767. — Stabverbindungen mit Knotenplatten S. 1767.
- IV. **Die Tragwerke im allgemeinen** 1767
 Der verdoppelte Balken S. 1768. — Hängewerk, Sprengwerk, Hängesprengwerk S. 1768. — Die neueren, ingenieurmäßig durchgebildeten Tragwerke (Ingenieurholzbau) S. 1769. — Vollwandbinder S. 1771. — Fachwerkbinder S. 1773.
- V. **Türme, Gerüste, Tribünen** 1780
- VI. **Brücken** 1781
- VII. **Baugerüste** 1784
 Lehrgerüste S. 1784. — Unterstützte Lehrgerüste S. 1784. — Freitragende Lehrgerüste S. 1790. — Schalgerüste S. 1791. — Aufstellgerüste S. 1793. — Hilfsgerüste S. 1801. — Schrifttumverzeichnis S. 1804.

Maschinenkunde des Bauingenieurs (einschl. Elektrotechnik).

Von Dr.-Ing. **A. VIERLING**, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

- I. **Maschinenteile** 1805
 Hilfsmittel zur Befestigung und Verbindung von Maschinenteilen S. 1805. — Keile S. 1805. — Schrauben S. 1806. — Nieten, Schweißung S. 1809. Hilfsmittel zur Übertragung von Kraft und Arbeit S. 1809. — Ketten S. 1809. — Seile S. 1810. — Rohrleitungen S. 1811. — Achsen, Wellen und Zapfen nebst Lagerung und Verbindung S. 1813. — Band- und Seiltriebe S. 1818. Rädergetriebe S. 1819. — Kurbeltrieb S. 1821.
- II. **Wärme- und Wasserkraftmaschinen und -anlagen** 1823
 Grundsätzliches S. 1823. — Dampfkraftanlagen S. 1824. — Arbeitsweise S. 1824. — Eigenschaften des Wasserdampfes S. 1824. — Dampfkessel und Feuerungen S. 1826. — Kolbendampfmaschinen S. 1830. — Dampfturbinen S. 1832. — Verbrennungskraftmaschinen S. 1834. — Ottomotoren S. 1835. Dieselmotoren S. 1836.
- III. **Wasserkraftmaschinen** 1837
 Leistung und Arbeitsweise S. 1837. — Freistrahlturbinen S. 1837. — Überdruckturbinen S. 1838.

	Seite
IV. Pumpen und Verdichter	1840
Pumpen S. 1840. — Allgemeines: Förderhöhe, Nutzleistung, Wirkungsgrad S. 1840. — Kolbenpumpen S. 1842. — Kreiselpumpen S. 1843. — Sonderbauarten von Pumpen S. 1846. — Verdichter S. 1846. — Allgemeines S. 1846. Kolbenverdichter S. 1847. — Kreisverdichter S. 1849.	
V. Hebe- und Förderanlagen für Stück- und Massengut . .	1851
Winden und Krane S. 1851. — Einzelheiten S. 1851. — Rollen- und Flaschenzüge S. 1853. — Bauweisen S. 1854. — Krane für Bauzwecke S. 1856. — Stetige Förderer S. 1859. — Bandförderer S. 1859. — Becherwerksförderer (Elevatoren) S. 1860. — Baggermaschinen S. 1860. — Trockenbagger S. 1860. Naßbagger S. 1865.	
VI. Sondermaschinen für Bauzwecke	1866
Schlag-, Meißel-, Bohr- und Stampfgeräte S. 1866. — Rammen, Felsbrecher, Pfahlzieher S. 1866. — Meißel- und Bohrhämmer S. 1868. — Stampfgeräte S. 1872. — Aufbereitungsmaschinen für Schotter, Splitt, Kies und Sand S. 1873. — Zerkleinerungsmaschinen S. 1873. — Siebe S. 1875. — Kies- und Sandwaschmaschinen S. 1875. — Geräte zur Mischung und Förderung von Beton S. 1876. — Betonmischmaschinen S. 1876. — Geräte zur Förderung von Beton S. 1877.	
VII. Elektrotechnik	1878
Grundlegende Begriffe und Formeln der Starkstromtechnik S. 1878. Einheiten und Formelzeichen S. 1878. — Grundgesetze und Wirkungen des elektrischen Stromes S. 1878. — Wechselstrom S. 1882. — Stromerzeuger S. 1885. — Wechselstromerzeuger S. 1886. — Gleichstromerzeuger S. 1887. — Transformatoren (Umspanner) S. 1888. — Wirkungsweise S. 1888. — Ausführung S. 1889. — Parallelbetrieb S. 1889. — Elektromotoren S. 1889. — Gleichstrommotoren S. 1889. — Wechselstrommotoren S. 1891. — Umformer und Stromrichter S. 1894. — Umformer S. 1894. — Stromrichter S. 1894. — Akkumulatoren (Sammler) S. 1895. — Elektrische Leitungen und Zubehör S. 1896. — Bemessung des Leitungsquerschnittes S. 1896. — Leitungsarten S. 1897. — Schalter und Sicherungen S. 1897. — Elektrische Meßgeräte und ihre äußere Schaltung S. 1898. — Drehspulinstrumente S. 1898. Dreheiseninstrumente (Weicheiseninstrumente) S. 1898. — Elektrodynamische Instrumente S. 1899. — Induktionsinstrumente (FERRARIS) S. 1899. — Hitzdrahtinstrumente S. 1899. — Frequenzmesser (Vibrationsinstrumente) S. 1899. — Elektrizitätszähler S. 1900. — Schaltung der Meßgeräte S. 1900. — Elektrische Beleuchtung S. 1901. — Grundbegriffe der Lichttechnik S. 1901. — Elektrische Lichtquellen S. 1902.	

Sachverzeichnis	1904
----------------------------------	-------------

Mathematik.

Von

Prof. Dr. phil. W. ROSEMANN,
Gronau i. Hannover.

I. Fragestellungen der Ingenieurpraxis.

A. Allgemeines über Ingenieurmathematik.

Während in der systematischen Mathematik vorzugsweise Verfahren angegeben werden, nach denen eine gesuchte Größe mit beliebiger Genauigkeit bestimmt werden kann, ist bei technischen Rechnungen nur eine *begrenzte Genauigkeit* erforderlich und auch möglich. Denn die Konstanten, die in den Rechnungen auftreten, sind in den meisten Fällen empirisch gemessene Werte mit einem bestimmten Meßfehler und bedingen dadurch eine Ungenauigkeit des Endergebnisses, die nach den Verfahren der Ausgleichsrechnung (S. 6) ermittelt wird.

Bei jeder technischen Rechnung ist der Endzweck nicht das mehr oder weniger elegante mathematische Verfahren, sondern das *numerische Ergebnis*, das durch Einsetzen der gegebenen Größen folgt. Dabei spielt die *Wirtschaftlichkeit* eine wichtige Rolle; ein Lösungsverfahren, das drei Dezimalen auf schnellem und einfachem Wege ergibt, wird in der Technik fast immer einem Verfahren vorgezogen, das fünf oder mehr Dezimalen auf kompliziertem Wege ergibt.

Eine technisch gegebene Abhängigkeit läßt sich auf zwei verschiedenen Wegen ermitteln:

1. *Empirische Ermittlung.* Die Werte von y werden für eine Reihe genügend dicht liegender x -Werte durch Messung ermittelt und in ein Koordinatensystem eingetragen. Gesucht ist eine Funktion $y = f(x)$, welche die Meßergebnisse mathematisch wiedergibt. Da jede Messung mit einem Fehler $\pm \epsilon$ behaftet ist, sind alle Funktionen zulässig, die innerhalb des Bereiches der Messungen in einem Streifen von der Breite 2ϵ verlaufen (*Funktionsstreifen*). Man wählt eine Funktion möglichst einfacher Art; z. B. wird man keine ganze rationale Funktion benutzen, wenn die Meßergebnisse durch $y = C \cdot e^{kx}$ dargestellt werden können. Da der Ansatz einer geeigneten Funktion, die der Aufgabenstellung und den Meßergebnissen entspricht, vom persönlichen Geschick abhängt, muß der Ingenieur einen Überblick über den anschaulichen Verlauf der einzelnen Funktionsarten besitzen.

2. *Theoretische Ermittlung.* Nach Vernachlässigung der weniger wichtigen Einflüsse und (in fast allen Fällen) nach Vereinfachung des Problems durch Idealisierung ergibt sich eine mathematische Beziehung zwischen x und y (z. B. eine Differentialgleichung mit Randbedingungen), woraus die Funktion nach mathematischer Methode ermittelt wird. Infolge der zu Beginn vorgenommenen Idealisierung stellt das so gefundene Gesetz ebenfalls nur eine Näherung für das wirkliche Verhalten dar (vgl. z. B. S. 146). Auch bei diesem Verfahren wird der Beweis für die Richtigkeit der theoretischen Grundlagen nur durch Vergleich mit dem wirklichen Verhalten (und nicht durch logische Spekulation) geliefert; die Messungen sind also auch hier die Grundlage des Naturerkennens.

Die Vergrößerung der Meßgenauigkeit bzw. die Verbesserung der theoretischen Grundlagen kann in beiden Fällen zu einer genaueren, aber mathematisch komplizierteren zweiten Näherung führen usw. fort. Hierdurch wird die erste Näherung nicht etwa falsch, sie stellt nur das wirkliche Verhalten einfacher, dafür aber auch mit geringerer Genauigkeit dar. *In jedem Fall wird man die einfachste Näherung gebrauchen, deren Genauigkeit gerade noch für den vorliegenden Zweck ausreicht.*

Beispiel. Die Erdoberfläche wird bei Anfertigung eines Stadtplanes als Ebene, bei Anfertigung der Karte eines Erdteiles als Kugel, bei geodätischen Untersuchungen als Rotationsellipsoid und bei Schweremessungen als Geoid angesehen (vgl. S. 442); keine dieser vier aufeinanderfolgenden Näherungen ist falsch und keine absolut richtig; jede reicht aber gerade für den vorliegenden Zweck aus.

Eine besondere Gefahr liegt in der Verallgemeinerung eines gefundenen Gesetzes von dem Bereich, in welchem die Messungen vorgenommen sind, auf andere Bereiche (*Extrapolation*); denn hierbei können sich die stärksten Abweichungen von dem wirklichen Verhalten ergeben. Man muß sich deshalb stets darüber im klaren sein, für welchen Bereich der Veränderlichen ein Gesetz gültig ist.

In einer gefundenen Beziehung sieht der Ingenieur einen *anschaulichen Zusammenhang zwischen den verschiedenen Größen, mit denen er zu arbeiten hat*. Auch bei den einzelnen Schritten einer Rechnung muß dieser Zusammenhang stets im Auge behalten werden, um ein Abgleiten in ein rein formales Operieren zu verhüten.

B. Die Rechenhilfsmittel des Ingenieurs.

1. Numerische Hilfsmittel.

a) Anlage längerer numerischer Rechnungen. Vor Ausführung der Rechnung ist die erforderliche Genauigkeit zu überschlagen und danach der Gang der Rechnung und die Wahl der Rechenhilfsmittel einzurichten; z. B.: Genügt die Genauigkeit des Rechenschiebers oder ist die Benutzung einer Rechenmaschine notwendig? Ist von Näherungsrechnungen (S. 60) Gebrauch zu machen? Die Rechnungen selbst werden tabellenmäßig angeordnet (vgl. S. 5), am besten einseitig auf kariertem Papier. Nebenrechnungen werden nie auf einzelne Zettel geschrieben, sondern übersichtlich eingefügt, damit jederzeit eine Nachprüfung möglich ist. Oft zu addierende oder zu subtrahierende Zahlen schreibt man zweckmäßig auf einen Schieberzettel. Rechenkontrollen sind auch für den geübten Rechner unentbehrlich und möglichst oft anzubringen. Jedes Ergebnis ist durch eine Überschlagsrechnung zu prüfen; *ein Kommafehler ist der schlimmste Fehler, der einem Ingenieur unterlaufen kann*; durch ihn können in der Technik Menschenleben gefährdet werden!

b) Der Rechenschieber ist das wichtigste Hilfsmittel des Ingenieurs. Der übliche 25-cm-Schieber trägt folgende Skalen:

Die logarithmischen Skalen:	$u = l \cdot \log x$	$l = 125^{\text{cm}}$ und 250 mm .
Die logarithmische Sinusskala:	$u = l \cdot \log \sin x$	$l = 125^{\text{cm}}$ oder 250 mm .
Die logarithmische Tangensskala:	$u = l \cdot \log \operatorname{tg} x$	$l = 250 \text{ mm}$.
Die gleichmäßige Skala:	$u = l \cdot x$	$l = 250 \text{ mm}$.

Dabei bedeutet u die Entfernung von einem festen Nullpunkte aus, gemessen in mm, und x die Zahl, die an dem zugehörigen Skalenstrich angebracht ist. Die

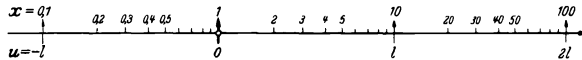


Abb. 1. Logarithmische Skala.

logarithmischen Skalen befinden sich auf der Vorderseite des Schiebers; sie sind periodisch, d. h. die Einteilung von 1 bis 10 ist die gleiche wie die von 10 bis 100 usw. (Abb. 1). Die drei letzten Skalen sind auf der Rückseite der Zunge angebracht.

Die Zunge läßt sich in vier Lagen einschieben: 1. und 2. Lage, Vorderseite nach vorn, Zahlen aufrecht bzw. auf dem Kopf stehend; 3. und 4. Lage, Rückseite nach vorn, Zahlen aufrecht bzw. auf dem Kopf stehend.

Multiplikation und Division wird in der ersten Lage nach Abb. 2 auf den oberen Skalen des Stabes und der Zunge (oder entsprechend auf den beiden unteren Skalen) ausgeführt. Aus

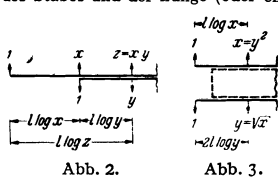


Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 2 liest man durch Vergleich der Entfernungen $l \cdot \log x + l \cdot \log y = l \cdot \log z$ ab, woraus $z = x \cdot y$ folgt; entsprechend läuft die Überlegung in allen anderen Fällen. Um mit möglichst wenig Zungeneinstellungen auszukommen, dividiert man bei $(3,24 \cdot 6,31) : 4,58$ zuerst $3,24$ durch $4,58$ und multipliziert das Ergebnis mit $6,31$ (nicht umgekehrt!). Die Kommastellung wird stets durch Überschlagsrechnung bestimmt; z. B. $x = (0,0324 \cdot 0,631) : 45,8 \approx (3 \cdot 10^{-2} \cdot 6 \cdot 10^{-2}) : (5 \cdot 10^1) \approx 4 \cdot 10^{-4}$, also $x = 4,46 \cdot 10^{-4}$.

Proportionalverfahren. Zahlen, die bei beliebiger Stellung der Zunge in erster Lage auf den beiden oberen Skalen gegenüberstehen (Abb. 2), haben stets denselben Quotienten (entsprechend bei den beiden unteren Skalen); d. h. die Spalte zwischen den beiden Skalen wirkt wie ein Bruchstrich. Beispiele: $1 \text{ m/sec} = 3,6 \text{ km/st}$; man stellt die 1 der 3,6 gegenüber ein und liest untereinander ab: $42,3 \text{ km/st} = 11,8 \text{ m/sec}$; $5,6 \text{ m/sec} = 20,2 \text{ km/st}$. Ferner: Die Gewichte 52,3; 14,4; 26,5; 42,3 kg sind in Prozenten des Gesamtgewichtes anzugeben; man stellt 100 über der

Gewichtssumme 135,5 ein und liest über den angegebenen Gewichten 38,7, 10,6, 19,6, 31,2% ab; Schlusskontrolle durch Addition gibt 100,1 \approx 100,0%. Vgl. ferner S. 10.

Quadrieren und Wurzelziehen. Auf der oberen (x) und der unteren (y) Skala des Stabes stehen einander die Zahlen $x = y^2$ bzw. $y = \sqrt{x}$ gegenüber (Abb. 3; $l \cdot \log x = 2 \cdot l \cdot \log y$). Beim Wurzelziehen hat man den Radikanden auf dem richtigen Teil der oberen Skala einzustellen, also $\sqrt{141} = \sqrt{1,41 \cdot 10} = 11,87$ auf dem linken, $\sqrt{0,573} = \sqrt{57,3 \cdot 10^{-1}} = 0,757$ dagegen auf dem rechten Teil.

Abschieben von elementaren Funktionen. Die sechs Funktionen:

$$y = C \cdot x, \quad y = C \cdot x^2, \quad y = C \cdot \sqrt{x}; \quad y = C/x, \quad y = C/x^2, \quad y = C/\sqrt{x},$$

wobei C eine gegebene Konstante bedeutet, können bei feststehender Zunge nach Abb. 4 abgeschoben werden. Bei \sqrt{x} ist dabei x auf dem richtigen Skalenteil einzustellen. Je nachdem x im Zähler oder im Nenner steht, ist die erste oder zweite Lage anzuwenden. Bei den Skalen für $y = C : x$ stehen sich Zahlen gegenüber, deren Produkt konstant ist; entsprechend bei den übrigen Skalen.

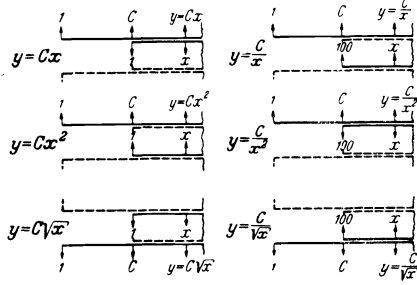


Abb. 4.

Kreis- und Zylinderinhalt. Die Entfernung zweier Striche auf dem Glasläufer beträgt $250 \cdot \log \sqrt{4/\pi} = 250 \cdot \log 1,128 = 250 \cdot \log c$ mm. Wenn der rechte Glasstrich auf der unteren Stabskala auf den Durchmesser d eines Kreises eingestellt wird, liest man an dem linken Glasstrich auf der oberen Stabskala den Inhalt des Kreises $F = (d/c)^2 = \frac{1}{4} \pi d^2$ ab (Abb. 5). Beispiel: $d = 12,5$ cm; $F = 123$ cm². Bei der umgekehrten Rechnung ist F (wie beim Wurzelziehen) auf dem richtigen Skalenteil einzustellen. Das Volumen eines Kreiszyllinders von dem Durchmesser d

und der Länge l wird nach $V = (d \sqrt{l/c})^2$ berechnet; man stellt l auf den richtigen Teil der oberen Stabskala ein, bildet auf den unteren Skalen $d \cdot \sqrt{l}$ und liest V vermittelt des Glaslaufers links oben ab.

Umrechnung von Grad- und Bogenmaß. Einem Winkel von α' Minuten entspricht das Bogenmaß $\hat{\alpha} = (\pi \alpha') / (180 \cdot 60) = \alpha' / 3438 = \alpha' / \rho'$ (vgl. S. 44); die Marke ρ' ist auf den meisten Rechenschiebern angegeben. Beispiel: $\alpha = 33^\circ 40' = 1980' + 40' = 2020'$ ergibt $\hat{\alpha} = 0,588$. Die Marke $\rho'' = 60 \cdot 3438 = 2,06 \cdot 10^6$ bzw. $\rho'' = 200' \cdot 100 \cdot 100/\pi = 6,37 \cdot 10^6$ dient entsprechend zur Umrechnung von Sekunden der Gradteilung bzw. der Neugradteilung (vgl. S. 44) in Bogenmaß.

Die trigonometrischen Funktionen. Bei der dritten Lage der Zunge stehen auf Skalen mit übereinstimmenden Längeneinheiten l die Zahlen α und $x = \sin \alpha$ bzw. β und $y = \tan \beta$ gegenüber, wenn die Skalenden auf Stab und Zunge zusammenfallen. Zusammengehörige Skalen findet man durch $\sin 30^\circ = 0,500$ und $\tan 30^\circ = 1/\sqrt{3} = 0,577$. Der Rechenschieber ersetzt somit einen *Winkelmesser*; man trägt auf dem einen Schenkel 10 cm ab und findet den Winkel durch $\tan \beta = b : 10$ (Abb. 6); umgekehrt verfährt man bei der Konstruktion eines gegebenen Winkels. Wenn man α bzw. β bei der ersten Lage der Zunge auf die Striche einstellt, die auf der Rückseite des Stabes in den Aussparungen angebracht sind, kann man die Werte von $\sin \alpha$ und $\tan \beta$ vorn gegenüber den Endpunkten der festen Stabskalen ablesen.

Wenn man die Zunge in der dritten Lage verschiebt, stehen auf den betrachteten Skalen einander Zahlen α und x bzw. β und y gegenüber, für die $x_1 : \sin \alpha_1 = x_2 : \sin \alpha_2$ bzw. $y_1 : \tan \beta_1 = y_2 : \tan \beta_2$ ist. Hiernach findet man für ein Dreieck mit $a = 7,35$ cm, $b = 8,20$ cm, $\alpha = 20^\circ 10'$ unter Benutzung des Sinusatzes unmittelbar $\beta = 22^\circ 40'$.

Für kleines α und β , die nicht auf den Skalen angegeben sind, kann man bei Rechenschiebergenaugigkeit $\sin \alpha \approx \hat{\alpha}$ und $\tan \beta \approx \hat{\beta}$ setzen, wobei $\hat{\alpha}$ und $\hat{\beta}$ das zugehörige Bogenmaß bedeuten. Da $\log \tan (45^\circ + \varphi) = -\log \tan (45^\circ - \varphi)$ wird, ist der Teil der Tangensskala, der rechts von 45° liegt, symmetrisch zu dem linken Teil; wir können den Abschnitt für $\beta > 45^\circ$ realisieren, indem wir die Zunge in die vierte Lage bringen; man liest bei zusammenfallenden Skalenden bei 40° ab: $\tan (45^\circ + 5^\circ) = \tan 50^\circ = 1,192$; bei 35° entsprechend: $\tan (45^\circ + 10^\circ) = \tan 55^\circ = 1,428$ usw.

Der Logarithmus. In der vierten Lage der Zunge stehen bei zusammenfallenden Skalenden auf der gleichmäßigen Skala (x) und der unteren Stabskala (y) einander die Zahlen x und $y = \log x$ gegenüber. Man kann auch die linken Skalenden der Zunge in der ersten Lage über dem x -Wert der unteren Stabskala einstellen und $y = \log x$ auf der Rückseite in der Aussparung ablesen.

v. SANDEN: Praktische Analysis, Leipzig 1923, S. 18–35. — v. SANDEN: Mathematisches Praktikum, Leipzig 1927, S. 8–16. — NESTLER: Anleitung zum Gebrauch des Rechenschiebers, Lehr (Baden), Rechenschieberfabrik. — FABER: Anleitung zum Gebrauch der FABER-Rechenstäbe, Geroldsgrün (Oberfranken), Rechenschieberfabrik.

c) Die Rechenmaschinen eignen sich in gleicher Weise zur Addition, Subtraktion, Multiplikation, Division und auch zum Ausziehen der Quadratwurzel. Mit ihrer Handhabung macht man sich am besten durch Vorführung und selbständiges Rechnen vertraut.

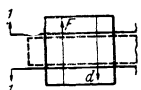


Abb. 5.

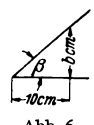


Abb. 6.

V. SANDEN: Praktische Analysis, Leipzig 1923, S. 35—43. — GALLE: Die mathematischen Instrumente, Leipzig 1912, S. 23—48. — LENZ: Die Rechen- und Buchungsmaschinen, Leipzig 1932.

d) Das logarithmische Rechnen. Vgl. S. 48.

e) Funktionentafeln. Die Werte der Funktionen, die häufiger bei mathematischen Berechnungen auftreten, sind in Tafelform zusammengestellt. Von den zahlreichen Tafelwerken seien genannt:

Für *niedere Funktionen*. TIMPFENFELD: Tabellen der Quadrate von 1 bis 12000, Kuben von 1 bis 2500, Quadrat- und Kubikwurzeln von 1 bis 1200, Kreisumfänge und -inhalte von 1 bis 1200, Dortmund 1926. Für *elementare transzendente Funktionen*. HAYASCHI: Fünfstellige Tafeln der Kreis- und Hyperbelfunktionen, sowie der Funktionen e^x und e^{-x} mit den natürlichen Zahlen als Argument, Berlin 1921. Für *höhere transzendente Funktionen*. JAHNKE-EMDE: Funktionentafeln mit Formeln und Kurven, Leipzig 1938. MILNE-THOMSEN: Die elliptischen Funktionen von JACOBI, Berlin 1931. Eine *allgemeine Literaturzusammenstellung* über das zerstreute Material findet man in v. MISES: Verzeichnis berechneter Funktionentafeln. Zeitschr. f. angew. Math., Berlin 1928, Ergänzungsheft.

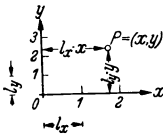


Abb. 7.

2. Graphische Hilfsmittel.

a) Graphische Darstellung von Funktionen. Zur Veranschaulichung des Werteverlaufs stellt man die Funktion $y = f(x)$ im allgemeinen als Kurve in rechtwinkligen Parallelkoordinaten unter Verwendung *gleichmäßiger Skalen* dar.

Den Abstand vom Nullpunkt bis zum Punkte 1 auf der x - bzw. y -Achse, gemessen in mm, bezeichnet man als die *Längeneinheit* l_x bzw. l_y (Abb. 7).

Da die Einheitslängen so zu wählen sind, daß die Kurve für die betrachteten x -Werte auf das Papier paßt, ist im allgemeinen $l_x \neq l_y$. Bei den Logarithmenpapieren (S. 43 u. 48) wird von der Verwendung gleichmäßiger Skalen abgegangen.

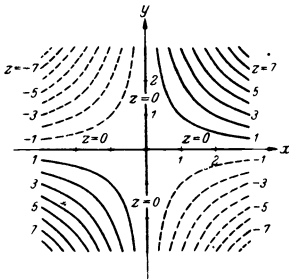


Abb. 8. $z = xy$.

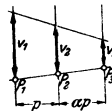


Abb. 9.

Eine Funktion von zwei Veränderlichen $z = F(x, y)$ stellt man entsprechend als Fläche in einem rechtwinkligen dreiachsigen Koordinatensystem x, y, z dar. Um eine Veranschaulichung in der

Ebene zu gewinnen, schneidet man die Fläche durch waagerechte Ebenen $z = \text{Const.}$, projiziert die entstehenden *Höhenlinien* senkrecht auf die x - y -Ebene und beziffert sie mit der zugehörigen Höhe (Abb. 8), in

gleicher Weise, wie die Erdoberfläche auf den Meßtischblättern dargestellt wird.

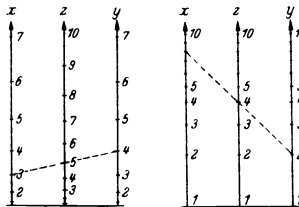


Abb. 10. $z^2 = x^2 + y^2$

Abb. 11. $z^2 = xy$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 \\ v_1 &= \mu x^2 \\ v_2 &= \frac{1}{2} \mu x^2 \\ v_3 &= \mu y^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 \\ v_1 &= \mu \cdot \log x \\ v_2 &= \mu \cdot \log z \\ v_3 &= \mu \cdot \log y. \end{aligned}$$

b) Beim *graphischen Rechnen* werden die gesuchten Zahlwerte oder Kurven durch Zeichnung ermittelt. Vgl. S. 30 (graph. Integration), S. 36 (graph. Integration von gew. Diff.-Gleich.), S. 41 (graph. Konstruktion einer ganzen rationalen Funktion).

RUNGE: Graphische Methoden, Leipzig 1919. — PRÖLSS: Graphisches Rechnen, Berlin 1920.

c) Die *Nomogramme* ermöglichen ein bequemes Ablesen der Werte von Funktionen mehrerer Veränderlicher und können auch von mathematisch ungeschulten Kräften benutzt werden. Am wichtigsten sind die *Fluchtpunktlinien-Nomogramme*. Wenn drei senkrechte

Geraden die Abstände p mm und $\alpha \cdot p$ mm haben, besteht zwischen den in Abb. 9 angegebenen Längen v_1, v_2, v_3 (gemessen in mm) die Beziehung $v_1(1 + \alpha) = v_2 + v_3$,

Man trägt von der Grundgeraden $P_1 P_2 P_3$ aus auf den senkrechten Geraden Skalen ab, derart, daß die Zahlen x_1, x_2, x_3 an den Stellen:

$$v_1 = \frac{\mu}{\alpha} \cdot f_1(x_1) \text{ mm}, \quad v_2 = \frac{\mu}{1+\alpha} \cdot f_2(x_2) \text{ mm}, \quad v_3 = \mu \cdot f_3(x_3) \text{ mm}$$

stehen. Dann folgt für drei Zahlen x_1, x_2, x_3 , deren Skalenpunkte auf einer Geraden liegen, die Beziehung:

$$f_2(x_2) = f_1(x_1) + f_3(x_3).$$

Dabei sind α und μ so zu wählen, daß die gewünschte Genauigkeit der Ablesung mit der Größe der Zeichnung in Einklang gebracht wird; die Lage der Grundgeraden $P_1 P_2 P_3$ ist ebenfalls frei. Die Ablesegerade wird am besten mit Hilfe eines durchsichtigen Zelluloidlineales realisiert, auf dem eine schwarze Gerade eingraviert ist.

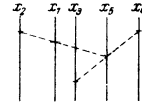


Abb. 12.

Abb. 10 und 11 zeigen schematisch Nomogramme für die Funktionen $z^2 = x^2 + y^2$ und $z^2 = x \cdot y$; im zweiten Falle erhält man die Summendarstellung durch Logarithmieren. Für praktische Zwecke müßten die Nomogramme in größerem Maßstab gezeichnet werden und eine weitere Unterteilung der Skalen enthalten.

Das Verfahren läßt sich auf Funktionen von mehr als zwei Veränderlichen ausdehnen. Bei $f(x_1) = f_2(x_2) + f_3(x_3) + f_4(x_4)$ bestimmt man z. B. zuerst $f_3(x_3) = f_4(x_4) + f_4(x_4)$ und dann $f_1(x_1) = f_2(x_2) + f_3(x_3)$ (Abb. 12).

v. SANDEN: Praktische Analysis, Leipzig 1923, S. 8—13. — LUCKEY: Einführung in die Nomographie, Leipzig 1925. — LUCKEY: Nomographie, Leipzig 1937. — ZÜHLKE: Rechentechnik, Rechentafeln und Sonderrechenstäbe, Leipzig 1938.

C. Ausgleichsrechnung.

1. Ausgleichung direkter Messungen.

Wenn n verschiedene Messungen l_1, l_2, \dots, l_n einer festen Größe vorliegen (wobei die Abweichungen der einzelnen Messungen voneinander auf zufälligen Fehlern beruhen mögen), sieht man als Ergebnis der Messungen den *Mittelwert*:

$$x = \frac{1}{n} (l_1 + l_2 + \dots + l_n) = \frac{1}{n} [l]$$

an; die eckige Klammer soll dabei die Summe der eingeklammerten Zahlwerte bedeuten. Die *scheinbaren Fehler* $v_i = x - l_i$ müssen die Summe $[v] = 0$ ergeben (Rechenkontrolle; eine eventuelle Abweichung muß durch den Abrundungsfehler erklärbar sein). Als Kriterium für die Güte der Meßrichtung und dementsprechend für die Genauigkeit einer einzelnen damit gemachten Ablesung berechnet man den *mittleren Fehler der Einzelmessung*:

$$m = \sqrt{[v^2]/(n-1)}.$$

Die Genauigkeit des erhaltenen Mittelwertes x wird durch den *mittleren Fehler des Mittels*:

$$m_x = m/\sqrt{n}$$

angegeben. Das Endergebnis schreibt man in der Form $x \pm m_x$.

Beispiel. Fünf Messungen, die unter gleichen Bedingungen vorgenommen wurden, haben die nebenstehenden Ablesungen ergeben. Man erhält $x = 124,5 \pm 0,3$. In der ersten Spalte sind nur die beiden letzten Ziffern addiert. Bei Vergrößerung der Anzahl der Messungen unter gleichen Bedingungen (d. h. $m = \text{Const.}$) steigt die Genauigkeit langsam an. Um

l_i	$v_i = x - l_i$	v_i^2
124,3	+ 0,18	0,03
125,2	- 0,72	0,52
123,8	+ 0,68	0,46
124,2	+ 0,28	0,08
124,9	- 0,42	0,18
224,	+ 1,14	1,27
	- 1,14	

$$(x = 124,48)$$

$$m = \sqrt{\frac{1,27}{4}} = 0,56$$

$$m_x = m/\sqrt{5} = 0,25$$

$$x = 124,5 \pm 0,3$$

$m_x = m/\sqrt{n} = 0,2$ zu erhalten, müßte man $n = m^2 : 0,2^2 = 0,32 : 0,04 = 8$ Messungen anstellen. $m_x = 0,1$ würde bereits 32 Messungen erfordern.

2. Fehlerfortpflanzungsgesetz.

Es seien l_i gemessene Größen mit den mittleren Fehlern $\pm m_i$. Dann wird:

für $z = a_1 l_1 + a_2 l_2 + \dots + a_n l_n$	$m_z = \sqrt{(a_1 m_1)^2 + (a_2 m_2)^2 + \dots + (a_n m_n)^2}$
für $z = f(l_1, l_2, \dots, l_n)$	$m_z = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial l_1} \cdot m_1\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2} \cdot m_2\right)^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_n} \cdot m_n\right)^2}$
für $z = a \cdot l_1^{p_1} \cdot l_2^{p_2} \cdot \dots \cdot l_n^{p_n}$	$\frac{m_z}{z} = \sqrt{\left(p_1 \cdot \frac{m_1}{l_1}\right)^2 + \left(p_2 \cdot \frac{m_2}{l_2}\right)^2 + \dots + \left(p_n \cdot \frac{m_n}{l_n}\right)^2}$

Bei der ersten Formel sind die a_i gegebene Zahlen. Zur Ableitung der zweiten Formel ersetzt man z in der Umgebung der betrachteten Stelle nach dem TAYLOR-Satz durch eine lineare Funktion; in die partiellen Differentialquotienten sind dabei die abgelesenen Werte l_1, l_2, \dots, l_n einzusetzen. Im letzten Fall verfährt man entsprechend mit $\ln z$ und gewinnt die angegebene Beziehung zwischen den *relativen Fehlern* $m_z : z$ und $m_i : l_i$; a und die p_i sollen dabei gegebene Zahlen sein.

Beispiele. Aus $x = 4,28 \pm 0,04$ und $y = 3,42 \pm 0,03$ soll $z = x - y$ bestimmt werden; es folgt $m_z = \sqrt{0,04^2 + 0,03^2} = 0,05$ und somit $z = 0,86 \pm 0,05$. Ferner: Aus $x = 7,2 \pm 0,3$ und $y = 3,4 \pm 0,2$ soll $z = x \cdot y : (x + y)$ bestimmt werden; es folgt $z_x = y^2 : (x + y)^2 = (3,4 : 10,6)^2 = 0,103$ und $z_y = x^2 : (x + y)^2 = (7,2 : 10,6)^2 = 0,461$; also $m_z = \sqrt{(0,103 \cdot 0,3)^2 + (0,461 \cdot 0,2)^2} = \sqrt{0,0095} = 0,1$ und somit $z = 7,2 \cdot 3,4 : 10,6 \pm 0,1 = 2,3 \pm 0,1$.

3. Vermittelnde Ausgleichung.

a) **Lineare Ausgleichung.** Es seien n Messungen einer mit x veränderlichen Größe y ausgeführt: $x_1 y_1, x_2 y_2, \dots, x_n y_n$. Wenn die Messungen durch eine lineare Funktion $y = a + b x$ ausgeglichen werden sollen, setzt man die *Fehlergleichungen*:

$$a + b x_i - y_i = v_i$$

an und bestimmt a und b derartig, daß $[v^2]$ ein Minimum wird (*Methode der kleinsten Quadrate*). Hierzu bildet man nach S. 23: $\frac{\partial}{\partial a} [v^2] = 0$ und $\frac{\partial}{\partial b} [v^2] = 0$ und erhält die *Normalgleichungen*:

$$n \cdot a + [x] \cdot b - [y] = 0 = [v] \quad \text{oder:} \quad a = \frac{[x^2][y] - [x][xy]}{n[x^2] - [x]^2}, \quad b = \frac{n[xy] - [x][y]}{n[x^2] - [x]^2}.$$

Wenn die Meßfehler von x gegenüber denen von y nicht in Betracht kommen, wird die Genauigkeit der Messungen von y durch den *mittleren Fehler der Einzelmessung*:

$$m = \sqrt{[v^2]/(n-2)}$$

beurteilt; die *mittleren Fehler von a und b* sind:

$$m_a = m \sqrt{[x^2]/(n[x^2] - [x]^2)}, \quad m_b = m \sqrt{n/(n[x^2] - [x]^2)}$$

Der mittlere Fehler von $y = a + b x$ an der festen Stelle x wird nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz $m_y = \sqrt{m_a^2 + x^2 m_b^2}$ und hängt somit von x ab.

Wenn man durch $x'_i = x_i - \frac{1}{n} [x]$ neue x' -Koordinaten einführt und $y = a' + b' x'$ setzt, vereinfachen sich die Formeln, da jetzt $[x'] = 0$ wird:

$a' = \frac{1}{n} [y], \quad b' = \frac{[x' y]}{[x'^2]}; \quad m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-2}}, \quad m_{a'} = \frac{m}{\sqrt{n}}, \quad m_{b'} = \frac{m}{\sqrt{[x'^2]}};$ $a = a' - \frac{b'}{n} [x], \quad b = b'; \quad m_a = \sqrt{m_{a'}^2 + \frac{1}{n^2} [x^2] m_{b'}^2}, \quad m_b = m_{b'}.$

Die Gleichung für m_a ergibt sich dabei nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz.

Wenn bei geringeren Ansprüchen an die Genauigkeit die *Ausgleichung durch eine freihändig gezeichnete Gerade* genügt, bestimmt man erst den Punkt $x = \frac{1}{n} [x]$, $y = \frac{1}{n} [y]$, durch den die exakte Ausgleichsgerade hindurchlaufen muß; durch Drehung um diesen Punkt kann man die gesuchte Ausgleichende Gerade wesentlich genauer bestimmen.

b) Nichtlineare Ausgleichung. Bei der *quadratischen Ausgleichung* durch $y = a + bx + cx^2$ setzt man entsprechend $v_i = a + bx_i + cx_i^2 - y_i$ an und bestimmt a, b, c derart, daß $[v^2]$ ein Minimum wird. Die entstehenden Normalgleichungen lauten:

$$\begin{aligned} n \cdot a + [x] \cdot b + [x^2] \cdot c - [y] &= 0 = [v], \\ [x] \cdot a + [x^2] \cdot b + [x^3] \cdot c - [xy] &= 0 = [xv], \\ [x^2] \cdot a + [x^3] \cdot b + [x^4] \cdot c - [x^2y] &= 0 = [x^2v]. \end{aligned}$$

(Vgl. die Aufgabe S. 881.) Bei äquidistanten x_i -Werten lassen sich die Formeln wesentlich vereinfachen.

Bei der *Ausgleichung durch eine beliebige gegebene Funktion* $y = f(x, a, b, \dots)$, wobei a, b, \dots die zu bestimmenden Konstanten sind, setzt man $v_i = f(x_i, a, b, \dots) - y_i$ an und macht $[v^2]$ zum Minimum. Die Normalgleichungen $\frac{\partial}{\partial a} [v^2] = 0, \frac{\partial}{\partial b} [v^2] = 0, \dots$ sind im allgemeinen nicht mehr linear; doch lassen sich meistens Näherungswerte für a, b, \dots besorgen, so daß die Verfahren von S. 14 angewandt werden können.

Häufig läßt sich die gegebene Funktion auf eine lineare Gestalt bringen. Bei der Ausgleichung durch die Hyperbel $y = \frac{a}{x-b}$ setzt man $\eta = xy = a + by$; die Zahlen $\eta_i = x_i y_i$, aufgetragen als Funktion von y_i , müssen also um eine gerade Linie streuen. Bei $y = Cx^a$ ergibt $v = \log y, u = \log x, c = \log C$ die Beziehung $v = c + au$ usw.

c) Ausgleichung bei mehreren Variablen. Wenn die Zahlen x_i als Funktion von x_i und y_i gemessen sind und durch die lineare Funktion $z = a + bx + cy$ ausgeglichen werden sollen, setzt man $v_i = a + bx_i + cy_i - z_i$ an und bestimmt a, b, c derartig, daß $[v^2]$ ein Minimum wird. Die Normalgleichungen lauten:

$$\begin{aligned} n \cdot a + [x] \cdot b + [y] \cdot c - [z] &= 0 = [v], \\ [x] \cdot a + [x^2] \cdot b + [xy] \cdot c - [xz] &= 0 = [xv], \\ [y] \cdot a + [xy] \cdot b + [y^2] \cdot c - [yz] &= 0 = [yv], \end{aligned}$$

aus denen a, b, c zu berechnen sind. Entsprechend bei nichtlinearer Ausgleichung.

d) Glätten von Meßreihen. Eine von x abhängige Größe y sei an den $(n + 1)$ äquidistanten Stellen x_0, x_1, \dots, x_n gemessen. Wenn die Meßergebnisse y_0, y_1, \dots, y_n stark streuen, ergeben die nebenstehenden Korrekturen bessere Werte. Dabei bedeuten die Δ^4 die vierten Differenzen (S. 15); für y_2 bis y_{n-2} stehen die Δ^4 in der Differenzentabelle auf gleicher Höhe wie das zugehörige y_k ; bei den beiden Anfangs- bzw. Endwerten ist die erste bzw. letzte auftretende Differenz zu verwenden.

Man erhält das angegebene Resultat, wenn man durch fünf aufeinanderfolgende Meßpunkte eine ausgleichende ganze rationale Funktion dritten Grades legt und für den in der Mitte liegenden Meßpunkt als verbesserten Wert die zugehörige Ordinate der ausgleichenden Funktion benutzt. Am Anfang und am Ende muß man die ausgleichende Funktion durch die fünf ersten bzw. fünf letzten Meßpunkte legen, so daß das Verfahren hier etwas schlechtere Werte ergeben wird. Vgl. v. SANDEN: Mathematisches Praktikum, Leipzig 1927, S. 88—91. In dem nachstehenden Beispiel sind die Werte von 1000: x um ± 5 abgeändert; man sieht, wie durch das Glätten die Fehler wieder rückgängig gemacht werden (am wenigsten bei den Randwerten).

Statt:	ist aufzutragen:
y_0	$y_0 - \frac{1}{70} \Delta_0^4$
y_1	$y_1 + \frac{2}{35} \Delta_0^4$
y_2	$y_2 - \frac{3}{35} \Delta_0^4$
y_3	$y_3 - \frac{3}{35} \Delta_1^4$
.....
y_{n-2}	$y_{n-2} - \frac{3}{35} \Delta_{n-4}^4$
y_{n-1}	$y_{n-1} + \frac{2}{35} \Delta_{n-4}^4$
y_n	$y_n - \frac{1}{70} \Delta_{n-4}^4$

x	$\frac{1000}{x}$	Fehler
1,0	1000	-5
1,2	833	+5
1,4	714	-5
1,6	625	+5
1,8	556	-5
2,0	500	+5

y	Δ^1	Δ^2	Δ^3	Δ^4	Korrektur	Verb. Wert y
995	-157	+28			+1	996
838	-129	+50	+22		-4	834
709	-79	+50	+22	-72	+6	715
630	-79	0	+33	+83	-7	623
551	-46	+33			+5	556
505					-1	504
	-490	+111	+5	+11		

Schrifttum zur Ausgleichsrechnung. v. SANDEN: Mathematisches Praktikum, Leipzig 1927, S. 44—74. — HAPFACH: Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate, Leipzig 1923.

D. Die Streuung von Meßergebnissen.

Der Wert einer bestimmten Größe y sei an N verschiedenen Objekten gemessen, z. B. der Feuchtigkeitsgrad von Bauhölzern derselben Sorte und Herkunft. Die erhaltenen N Zahlen y_i werden um den Mittelwert $y_m = \frac{1}{N} \sum y_i$ schwanken, derart, daß größere Abweichungen seltener als kleine auftreten. Man bezeichnet die Abweichungen vom Mittelwert mit $x_i = y_i - y_m$; den Bereich für x teilt man in gleich große Intervalle von einer geeigneten Breite dx ein, wobei

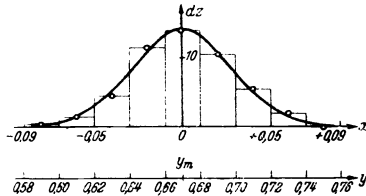


Abb. 13.

$x = 0$ die Mitte eines Intervalles sein möge, und trägt in der Mitte eines jeden Intervalles als Ordinate die Anzahl dz_i der Messungen auf, die einen Wert in dem betrachteten Intervall (oder auf seinem rechten Rande) ergeben haben (Abb. 13). Dabei wird $\Sigma dz_i = N$.

Nach der Wahrscheinlichkeitsrechnung muß:

$$\eta_i = \frac{dz_i}{dx} = \frac{N h}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{-h^2 x^2}$$

sein, wenn die Anzahl N der Messungen genügend groß ist und die Abweichungen von zufälligen Einflüssen herrühren. Der Gipfel der Kurven $\frac{h}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{-h^2 x^2}$ wird um so spitzer, je größer die

Streuungszahl h ist (Abb. 14); der Flächeninhalt zwischen den Kurven und der x -Achse ist stets gleich groß, da $\int_{-\infty}^{+\infty} \frac{h}{\sqrt{\pi}} e^{-h^2 x^2} dx = 1$ wird. Bei großem h liegt somit die Mehrzahl der Messungen eng um den Mittelwert, während sie bei kleinem h stärker streuen; d. h. eine Lieferung ist um so gleichmäßiger, je größer die zugehörige Streuungszahl h ist. Der Wert $1/h$ wird daher als Streuungsmaß bezeichnet.

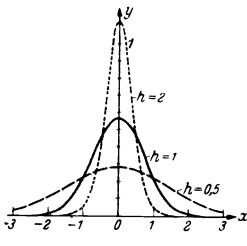


Abb. 14. $y = \frac{h}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{-h^2 x^2}$

(Gaußsche Wahrscheinlichkeitskurven.)

Die Anzahl Z derjenigen Stücke, die um höchstens $\pm \bar{x}$ vom Mittelwert abweichen, kann man aus der nachstehenden Integraltabelle (vgl. dazu S. 54) entnehmen; es wird $Z = N \cdot \Phi(h \bar{x})$. Der sog. Ausschub ist $N \{1 - \Phi(h \bar{x})\}$. Die Prozentzahl der brauchbaren Stücke beträgt $100 \cdot \Phi(h \bar{x})$.

BECKER-PLAUT-RUNGE: Anwendung der mathematischen Statistik auf Probleme der Massenfabrikation, Berlin 1930. Vgl. ferner die Lebensdauer der Holz- und Eisenschwellen, S. 708.

Tabelle 1. $\varphi(v) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} e^{-v^2}$; $\Phi(v) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-v}^{+v} e^{-v^2} dv$.

v	$\varphi(v)$	$\Phi(v)$	v	$\varphi(v)$	$\Phi(v)$	v	$\varphi(v)$	$\Phi(v)$	v	$\varphi(v)$	$\Phi(v)$
0,0	0,564	0,000	0,6	0,394	0,604	1,2	0,134	0,910	1,8	0,022	0,989
0,1	0,559	0,112	0,7	0,346	0,678	1,3	0,104	0,934	1,9	0,015	0,993
0,2	0,542	0,223	0,8	0,297	0,742	1,4	0,079	0,952	2,0	0,010	0,995
0,3	0,516	0,329	0,9	0,251	0,797	1,5	0,059	0,966	2,1	0,007	0,997
0,4	0,481	0,428	1,0	0,208	0,843	1,6	0,044	0,976	2,2	0,004	0,998
0,5	0,439	0,521	1,1	0,168	0,880	1,7	0,031	0,984	2,3	0,003	0,999

E. Zinseszins- und Rentenrechnung.

Wenn der jährliche Zinsfuß $p\%$ betragt, wird der <i>Zinsfaktor</i> :	$q = 1 + \frac{p}{100}$
Ein <i>Kapital</i> von K RM. ergibt nach n Jahren bei einem jährlichen Zinsfuß von $p\%$:	$K_n = K_0 \cdot q^n$ RM.
Werden außerdem am Anfang jeden Jahres (vom 2. Jahr ab) S RM. hinzugezahlt bzw. fortgenommen, so wird am Ende des n -ten Jahres:	$K_n = K_0 q^n \pm S \frac{q^n - q}{q - 1}$ RM.
Wenn auch am Anfang des ersten Jahres S RM. eingezahlt werden ($K_0 = S$), so folgt:	$K_n = S \cdot q \cdot \frac{q^n - 1}{q - 1}$ RM.
Eine <i>Rente</i> von S RM., die n Jahre lang zu zahlen ist, kann abgelöst werden durch eine sofortige Zahlung von:	$K_0 = S \cdot \frac{1}{q^n} \cdot \frac{q^n - 1}{q - 1}$ RM.
Läuft die Rente dauernd ($n = \infty$), so wird:	$K_0 = S \cdot \frac{1}{q - 1}$ RM.
Wenn ein Kapital von K RM. in n Jahren abgeschrieben werden soll (so daß nach der n -ten Zahlung die Tilgung erfolgt ist), muß die jährliche <i>Abschreibungssumme</i> betragen:	$S = K \cdot \frac{q - 1}{q^n - 1}$ RM.

Tabelle 2. Werte von $q^n = \left(1 + \frac{p}{100}\right)^n$.

	$n = 5$	10	15	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	100
$p = 3,00$	1,159	1,344	1,558	1,806	2,094	2,427	3,262	4,384	5,892	7,918	9,179	10,64	14,30	19,22
3,25	1,173	1,377	1,616	1,896	2,225	2,610	3,594	4,949	6,814	9,382	11,01	12,92	17,79	24,49
3,50	1,188	1,411	1,675	1,990	2,363	2,807	3,959	5,585	7,878	11,11	13,20	15,68	22,11	31,19
3,75	1,202	1,445	1,737	2,088	2,510	3,017	4,360	6,301	9,105	13,16	15,82	19,01	27,47	39,70
4,00	1,217	1,480	1,801	2,191	2,666	3,243	4,801	7,107	10,52	15,57	18,95	23,05	34,12	50,50
5,00	1,276	1,629	2,079	2,653	3,386	4,322	7,040	11,47	18,68	30,43	38,83	49,56	80,73	131,5
6,00	1,338	1,791	2,397	3,207	4,292	5,743	10,29	18,42	32,99	59,08	79,06	105,8	189,5	339,3
7,00	1,403	1,977	2,759	3,870	5,427	7,612	14,97	29,46	57,95	114,0	159,9	224,2	441,1	867,7

Tabelle 3. Prok. *aktuelle Abschreibungssumme* bei einem Zinsfuß von $p\%$: $\frac{100 S}{K} = 100 \frac{q - 1}{q^n - 1}$.

	Der Wert erlischt in Jahren:													
	$n = 5$	10	15	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	100
$p = 3,00$	18,84	8,723	5,376	3,722	2,742	2,101	1,326	0,886	0,613	0,433	0,367	0,311	0,225	0,164
3,25	18,74	8,623	5,278	3,627	2,653	2,018	1,252	0,823	0,558	0,387	0,324	0,272	0,193	0,138
3,50	18,65	8,524	5,183	3,536	2,567	1,937	1,183	0,763	0,508	0,346	0,286	0,238	0,166	0,115
3,75	18,56	8,426	5,087	3,446	2,483	1,858	1,115	0,707	0,462	0,308	0,253	0,208	0,144	0,096
4,00	18,46	8,329	4,994	3,358	2,401	1,783	1,052	0,655	0,420	0,274	0,222	0,181	0,120	0,081
5,00	18,10	7,950	4,634	3,024	2,095	1,505	0,827	0,477	0,282	0,169	0,132	0,102	0,062	0,038
6,00	17,74	7,586	4,296	2,718	1,822	1,264	0,646	0,344	0,187	0,103	0,076	0,057	0,031	0,017
7,00	17,39	7,238	3,979	2,439	1,581	1,059	0,501	0,246	0,123	0,062	0,044	0,031	0,016	0,008

II. Fragestellungen der höheren Mathematik.

A. Gleichungslehre.

I. Systeme von linearen Gleichungen; Determinanten.

a) Numerische Auflösung. Es seien drei lineare Gleichungen mit drei Unbekannten x, y, z gegeben:

$$\begin{aligned}
 a_{11} x + a_{12} y + a_{13} z &= b_1 & (s_1 = a_{11} + a_{12} + a_{13} - b_1) \\
 a_{21} x + a_{22} y + a_{23} z &= b_2 & (s_2 = a_{21} + a_{22} + a_{23} - b_2) \\
 a_{31} x + a_{32} y + a_{33} z &= b_3 & (s_3 = a_{31} + a_{32} + a_{33} - b_3)
 \end{aligned}$$

Bei Verwendung des *Rechenchiebers* multipliziert man die zweite und dritte Gleichung mit $a_{11}:a_{21}$ bzw. $a_{11}:a_{31}$, indem man die Zahlen a_{21} und a_{31} bzw. a_{21} und a_{31} auf den beiden oberen Skalen untereinander einstellt und die gesuchten Werte nach dem Proportionalverfahren (S. 2) ermittelt. Bei Verwendung der *Rechenmaschine* dividiert man alle drei Gleichungen durch a_{11} bzw. a_{21} und a_{31} . Da dann in beiden Fällen x überall mit denselben Koeffizienten behaftet ist, gewinnt man durch Subtraktion zwei Gleichungen zwischen y und z , die entsprechend weiter behandelt werden. In gleicher Weise verfährt man bei n linearen Gleichungen mit n Unbekannten; es wird dabei vorausgesetzt, daß die Systemdeterminante der Gleichungen nicht verschwindet (S. 11).

Zur *Rechenkontrolle* bildet man die Summen s_1, s_2, s_3 und nimmt mit ihnen die gleichen Operationen wie mit den Koeffizienten vor. Bei den neu gebildeten Gleichungen müssen die zugehörigen Summen (bis auf die Abrundungsfehler) jeweils mit den Zahlen übereinstimmen, die sich aus den Ausgangssummen durch dieselben Umformungen wie bei den Gleichungen ergeben haben.

Wenn die Koeffizienten nur mit begrenzter Genauigkeit bekannt sind, können erhebliche Schwankungen des Resultates entstehen. Bei dem folgenden Beispiel (erstes System) ist der Wert $x = -16,17$ trügerisch, da die beiden nächsten (bei der angegebenen Genauigkeit gleichberechtigten) Systeme ganz andere Lösungen ergeben! Der Wert der Systemdeterminante (S. 11) liegt hier sehr nahe bei Null; geometrisch sind die zugehörigen Geraden fast parallel, so daß eine kleine Lagenänderung den Schnittpunkt stark verschiebt.

$$\begin{array}{rcl} 3,45 x + 2,78 y = 1,25 & 3,446 x + 2,784 y = 1,254 & 3,454 x + 2,776 y = 1,246 \\ 6,01 x + 4,88 y = 2,94 & 6,014 x + 4,876 y = 2,936 & 6,006 x + 4,884 y = 2,944 \\ x = -16,17 & x = -34,48 & x = -10,61 \end{array}$$

Weiter ist es beim Rechnen mit begrenzter Genauigkeit nicht gleichgültig, in welcher Reihenfolge die Unbekannten entfernt werden. Vgl. v. SANDEN: *Praktische Analysis*, Leipzig 1923, S. 135–139. — RUNGE u. KÖNIG: *Numerisches Rechnen*, Berlin 1924.

b) Graphische Auflösung. Die Lösung eines Systems von n linearen Gleichungen mit n Unbekannten läßt sich auch durch Zeichnung ermitteln. Vgl. BIERMANN: *Mathematische Näherungsmethoden*, Braunschweig 1905, S. 74. — МЕНЬКЕ: *Leitfaden zum graphischen Rechnen*, Leipzig 1917, S. 7–21.

c) Determinantenlehre. Die Determinanten sind für numerische Zwecke wenig geeignet, aber ein unentbehrliches Hilfsmittel für analytische Umrechnungen. Eine Determinante n -ten Grades ist ein quadratisches Schema von n^2 Zahlen = Elementen. Es soll sein:

$$\begin{aligned} \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{vmatrix} &= a_{11} a_{22} - a_{12} a_{21}; \\ \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} &= a_{11} \begin{vmatrix} a_{22} & a_{23} \\ a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} - a_{12} \begin{vmatrix} a_{21} & a_{23} \\ a_{31} & a_{33} \end{vmatrix} + a_{13} \begin{vmatrix} a_{21} & a_{22} \\ a_{31} & a_{32} \end{vmatrix} \\ &= a_{11} a_{22} a_{33} - a_{11} a_{23} a_{32} - a_{12} a_{21} a_{33} + a_{12} a_{23} a_{31} + a_{13} a_{21} a_{32} - a_{13} a_{22} a_{31}. \end{aligned}$$

Die *Unterdeterminante* $A_{\kappa\lambda}$ des Elementes $a_{\kappa\lambda}$ entsteht, wenn man aus einer Determinante n -ten Grades diejenige Zeile und Kolonne fortstreicht, in der das Glied $a_{\kappa\lambda}$ steht, und die dadurch gewonnene Determinante $(n-1)$ -ten Grades mit $(-1)^{\kappa+\lambda}$ multipliziert (diese Vorzeichen verteilen sich schachbrettartig über die Ausgangsdeterminante). Eine Determinante n -ten Grades ist gleich dem Ausdruck, der entsteht, wenn man jedes Element einer beliebig herausgegriffenen Zeile oder auch Kolonne mit der zugehörigen Unterdeterminante $(n-1)$ -ten Grades multipliziert und diese Produkte addiert. Die obige Determinante dritten Grades ist z. B. gleich $a_{11} A_{11} + a_{12} A_{12} + a_{13} A_{13} = a_{21} A_{21} + a_{22} A_{22} + a_{23} A_{23} = \dots$. Nach diesem Satz läßt sich jede gegebene Determinante schrittweise auf Determinanten niederen Grades zurückführen und damit berechnen.

Eine Determinante bleibt ungeändert, wenn man Zeilen und Kolonnen ohne Änderung ihrer Reihenfolge vertauscht, d. h. wenn man sie um ihre *Hauptdiagonale* (von links oben nach rechts unten) umstürzt. Die Determinantensätze gelten infolgedessen in gleicher Weise für Zeilen, wie für Kolonnen; im folgenden sind sie nur für Zeilen formuliert.

Eine Determinante ändert ihr Vorzeichen, wenn man zwei ihrer Zeilen vertauscht.

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{21} & a_{31} \\ a_{12} & a_{22} & a_{32} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} \end{vmatrix}.$$

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix}.$$

Eine Determinante multipliziert sich mit p , wenn man alle Elemente einer Zeile mit p multipliziert.

$$\begin{vmatrix} p a_{11} & p a_{12} & p a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = p \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix}.$$

Eine Determinante verschwindet, wenn alle Elemente einer Zeile proportional den entsprechenden Elementen einer anderen Zeile sind (Sonderfall $p = 1$).

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ p a_{11} & p a_{12} & p a_{13} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = 0.$$

Die nebenstehende Determinante läßt sich in zwei Determinanten zerlegen:

$$\begin{vmatrix} a_{11} + b_{11} & a_{12} + b_{12} & a_{13} + b_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix}.$$

Eine Determinante ändert ihren Wert nicht, wenn man zu den Elementen einer Zeile die mit einer beliebigen Zahl p multiplizierten Elemente einer anderen Zeile addiert. Durch mehrfache Anwendung dieses Satzes kann man erreichen, daß alle Elemente einer Kolonne bis auf ein Element verschwinden; die Entwicklung nach dieser Kolonne ergibt eine Determinante, deren Grad um eine Einheit niedriger ist und die entsprechend weiter behandelt wird. Diese Berechnungsweise ist der zuerst angegebenen vorzuziehen.

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_{11} + p a_{21} & a_{12} + p a_{22} & a_{13} + p a_{23} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix}.$$

Das Produkt zweier Determinanten wird:

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_{11} b_{11} + a_{12} b_{12} + a_{13} b_{13} & a_{11} b_{21} + a_{12} b_{22} + a_{13} b_{23} & a_{11} b_{31} + a_{12} b_{32} + a_{13} b_{33} \\ a_{21} b_{11} + a_{22} b_{12} + a_{23} b_{13} & a_{21} b_{21} + a_{22} b_{22} + a_{23} b_{23} & a_{21} b_{31} + a_{22} b_{32} + a_{23} b_{33} \\ a_{31} b_{11} + a_{32} b_{12} + a_{33} b_{13} & a_{31} b_{21} + a_{32} b_{22} + a_{33} b_{23} & a_{31} b_{31} + a_{32} b_{32} + a_{33} b_{33} \end{vmatrix}$$

Rechts stehen in der ersten Zeile nacheinander die Produkte der ersten a -Zeile mit den drei b -Zeilen; in der zweiten Zeile die Produkte der zweiten a -Zeile mit den drei b -Zeilen usw. (Zeilen mal Zeilen). Durch Umstürzen einer oder beider linken Determinanten kann man den Satz entsprechend für Zeilen mal Kolonnen, Kolonnen mal Zeilen und Kolonnen mal Kolonnen aussprechen.

Potenzdeterminante

Determinante der Unterdeterminanten

$$\begin{vmatrix} 1 & a_1 & a_1^2 & a_1^3 \\ 1 & a_2 & a_2^2 & a_2^3 \\ 1 & a_3 & a_3^2 & a_3^3 \\ 1 & a_4 & a_4^2 & a_4^3 \end{vmatrix} = (a_2 - a_1)(a_3 - a_1)(a_4 - a_1) \cdot (a_3 - a_2)(a_4 - a_2) \cdot (a_4 - a_3) = \text{Differenzenprodukt}$$

$$\begin{vmatrix} A_{11} & \dots & A_{1n} \\ \dots & \dots & \dots \\ A_{n1} & \dots & A_{nn} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_{11} & \dots & a_{1n} \\ \dots & \dots & \dots \\ a_{n1} & \dots & a_{nn} \end{vmatrix}^{n-1}.$$

Die partielle Ableitung einer Determinante D nach einem ihrer Elemente $a_{\kappa\lambda}$ ist gleich der zugehörigen Unterdeterminante: $\frac{\partial D}{\partial a_{\kappa\lambda}} = A_{\kappa\lambda}$. Wenn die $a_{\kappa\lambda}$ Funktionen einer Veränderlichen x sind, wird:

$$\frac{d}{dx} \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a'_{11} & a'_{12} & a'_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} a_{11} & a'_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a'_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a'_{32} & a_{33} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a'_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a'_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a'_{33} \end{vmatrix}.$$

FISCHER: Determinanten, Berlin 1917 (= Sammlung Göschen Bd. 402).

d) Auflösung von linearen Gleichungssystemen durch Determinanten.

Bei einem System von drei linearen Gleichungen:

$$\begin{aligned} a_{11} x + a_{12} y + a_{13} z &= b_1, \\ a_{21} x + a_{22} y + a_{23} z &= b_2, \\ a_{31} x + a_{32} y + a_{33} z &= b_3, \end{aligned} \quad \text{Systemdeterminante} = D = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} \neq 0$$

lassen sich die gesuchten Lösungen in der Form schreiben:

$$x = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} b_1 & a_{12} & a_{13} \\ b_2 & a_{22} & a_{23} \\ b_3 & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix}, \quad y = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} a_{11} & b_1 & a_{13} \\ a_{21} & b_2 & a_{23} \\ a_{31} & b_3 & a_{33} \end{vmatrix}, \quad z = \frac{1}{D} \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & b_1 \\ a_{21} & a_{22} & b_2 \\ a_{31} & a_{32} & b_3 \end{vmatrix}.$$

Die Zählerdeterminanten entstehen aus der Systemdeterminante, indem man die Kolonne der b_v für diejenige Kolonne der $a_{\kappa\lambda}$ einsetzt, die zu der betreffenden Unbekannten gehört. Wenn $D = 0$ ist, müssen sich die Gleichungen entweder widersprechen (Beispiel: $x + y = 3$, $x + y = 5$) oder es ist zumindest eine Gleichung eine Folge der anderen Gleichungen (Beispiel: $x + y = 3$, $2x + 2y = 6$).

Bei den homogenen linearen Gleichungen verschwinden alle rechten Seiten: $b_v = 0$. Für $D \neq 0$ ist nur die triviale Lösung $x = y = z = 0$ möglich. Für $D = 0$ kann man eine der Gleichungen fortlassen und die Verhältnisse der Unbekannten in einer der drei Formen:

$$x = + C_1 \begin{vmatrix} a_{22} & a_{23} \\ a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = C_1 A_{11}; \quad y = - C_1 \begin{vmatrix} a_{21} & a_{23} \\ a_{31} & a_{33} \end{vmatrix} = C_1 A_{12}; \quad z = + C_1 \begin{vmatrix} a_{21} & a_{22} \\ a_{31} & a_{32} \end{vmatrix} = C_1 A_{13}$$

oder: $x = C_2 A_{31}$, $y = C_2 A_{32}$, $z = C_2 A_{33}$ oder: $x = C_3 A_{31}$, $y = C_3 A_{32}$, $z = C_3 A_{33}$ angeben, wobei C_1, C_2, C_3 beliebige Proportionalitätskonstanten bedeuten. Jede der drei Formelgruppen ist nur dann brauchbar, wenn nicht alle zugehörigen $A_{\lambda\mu}$ gleichzeitig verschwinden.

Für Systeme von n Gleichungen mit n Unbekannten gelten die entsprechenden Sätze.

FISCHER: Determinanten, Berlin 1917 (= Sammlung Göschen Bd. 402).

2. Algebraische Gleichungen.

a) **Fundamentalsatz der Algebra.** Eine algebraische Gleichung n -ten Grades:

$$f(x) = x^n + a_{n-1} x^{n-1} + a_{n-2} x^{n-2} + \dots + a_1 x + a_0 = 0$$

läßt sich bei Zulassung komplexer Zahlen (S. 62) in ein Produkt von n Faktoren zerlegen:

$$f(x) = (x - x_1)(x - x_2) \dots (x - x_n),$$

wobei die x_ν die gesuchten *Wurzeln* = *Nullstellen* sind. Wenn $x = x_\nu$ eine Wurzel von $f(x) = 0$ ist, läßt sich $f(x)$ durch $(x - x_\nu)$ ohne Rest teilen. Durch Ausmultiplikation des Produktes bestätigt man die nebenstehenden Beziehungen;

$a_{n-1} = -(x_1 + x_2 + \dots + x_n),$	a_{n-2} ist also die Summe aller
$a_{n-2} = +(x_1 x_2 + x_1 x_3 + \dots + x_{n-1} x_n),$	möglichen Produkte von je zwei
$\dots \dots \dots$	Wurzeln, a_{n-3} die Summe aller
$a_0 = (-1)^n \cdot x_1 x_2 \dots x_n.$	möglichen Produkte von je drei
	Wurzeln, multipliziert mit -1
	usw. Hiernach folgt aus $x_1 + x_2 =$
	$A, x_1 \cdot x_2 = B,$ daß die beiden x_ν die Wurzeln der Gleichung $x_\nu^2 - A x_\nu + B = 0$
	sind; ferner ergibt sich aus $x_1 + x_2 + x_3 = A, x_1 x_2 + x_1 x_3 + x_2 x_3 = B, x_1 x_2 x_3 = C$
	die Gleichung $x_\nu^3 - A x_\nu^2 + B x_\nu - C = 0$ usw.

Gleichungen mit reellen Koeffizienten können außer reellen Wurzeln nur komplexe Wurzeln besitzen, die zu je zweien konjugiert komplex sind (vgl. S. 63). Die Zusammenfassung solcher Nullstellen ergibt in der Produktzerlegung reelle quadratische Ausdrücke: $\{x - (p + iq)\} \cdot \{x - (p - iq)\} = (x - p)^2 + q^2$. Eine Gleichung mit reellen Koeffizienten, deren Grad n eine ungerade Zahl ist, muß mindestens eine reelle Nullstelle besitzen.

Da die n Wurzeln einer Gleichung n -ten Grades nicht sämtlich verschieden zu sein brauchen (*mehrfache Nullstellen*), ist es häufig zweckmäßig, die übereinstimmenden Wurzeln in der Produktzerlegung zusammenzufassen:

$$f(x) = (x - x_1)^{p_1} \cdot (x - x_2)^{p_2} \dots (x - x_\lambda)^{p_\lambda}, \quad p_1 + p_2 + \dots + p_\lambda = n,$$

wobei jetzt die Zahlen $x_1, x_2, \dots, x_\lambda$ sämtlich voneinander verschieden sein sollen. Für eine zweifache Wurzel $x = x_\nu$ muß außer $f(x_\nu) = 0$ auch die Ableitung $f'(x_\nu) = 0$ werden; für eine dreifache Wurzel wird entsprechend $f(x_\nu) = 0, f'(x_\nu) = 0, f''(x_\nu) = 0$ usw. Bei einer zweifachen Nullstelle berührt die Kurve $y = f(x)$ die x -Achse an dieser Stelle; bei einer dreifachen Nullstelle hat sie dort einen Wendepunkt mit horizontaler Tangente.

b) **Berechnung der Nullstellen.** Zur numerischen Berechnung der reellen Wurzeln einer algebraischen Gleichung $f(x) = 0$ entnimmt man einer Zeichnung der Funktion $y = f(x)$ Näherungswerte und verbessert diese nach S. 13–14.

Spezielle für algebraische Gleichungen dienende Methoden sind das GRAEFFESCHE bzw. SEGNER-RUNGESCHE Verfahren, die auf numerischem bzw. graphischem Wege die reellen und komplexen Nullstellen ergeben. v. SANDEN: Praktische Analysis, Leipzig 1923, S. 141–152 bzw. 55–61. Vgl. ferner MEHMKE: Leitfaden zum graphischen Rechnen, Leipzig 1917, S. 72–81.

Wenn M der größte der Absolutbeträge $|a_{n-1}|, |a_{n-2}|, \dots, |a_0|$ ist, müssen in der GAUSSschen Zahlenebene (S. 63) alle Wurzeln im Innern des Kreises liegen, der mit dem Radius $(M + 1)$ um den Nullpunkt geschlagen ist (die a_ν können dabei auch komplexe Zahlen sein).

Bei den Gleichungen zweiten bis vierten Grades lassen sich die Nullstellen durch Wurzelausdrücke berechnen (dagegen im allgemeinen nicht mehr bei den Gleichungen fünften und höheren Grades).

Bei den Gleichungen zweiten Grades $a_2 x^2 + a_1 x + a_0 = 0$ wird:

$$x = \frac{1}{2a_2} \left\{ -a_1 \pm \sqrt{a_1^2 - 4 a_0 a_2} \right\}.$$

Bei Gleichungen höheren Grades ist es zweckmäßig, $x = \xi - \frac{1}{n} a_{n-1}$ zu setzen; dann fehlt in der entstehenden Gleichung für ξ das zweite Glied: $\xi^n + b_{n-2} \xi^{n-2} + \dots + b_1 \xi + b_0 = 0$.

Bei den Gleichungen dritten Grades $x^3 + a_2 x^2 + a_1 x + a_0 = 0$ folgt für $x = \xi - \frac{1}{3} a_2$ die Beziehung:

$$\xi^3 + 3 P \xi + 2 Q = 0 \text{ mit } P = \frac{1}{9} (-a_2^2 + 3 a_1), \quad Q = \frac{1}{54} (2 a_2^3 - 9 a_1 a_2 + 27 a_0).$$

Die gesuchten Wurzeln sind:

$$\xi_1 = u + v, \quad \xi_2 = -\frac{1}{2}(u+v) + \frac{1}{2}\sqrt{3}(u-v), \quad \xi_3 = -\frac{1}{2}(u+v) - \frac{1}{2}\sqrt{3}(u-v);$$

$$u = \sqrt[3]{-Q + \sqrt{Q^2 + P^3}}, \quad v = \sqrt[3]{-Q - \sqrt{Q^2 + P^3}}$$

(Cardanische Formeln); im Falle dreier reeller Lösungen ($Q^2 + P^3 < 0$) ergeben sie diese in unbrauchbarer (anscheinend komplexer) Form (Casus irreducibilis). Zweckmäßiger für die Berechnung ist der folgende Weg; dabei bedeuten p und q reelle positive Zahlen:

$\xi^3 + 3 p \xi \pm 2 q = 0$	$\xi^3 - 3 p \xi \pm 2 q = 0$		
	$p^3 < q^2$	$p^3 > q^2$	$p^3 = q^2$
$\sin 3 \varphi = q : \sqrt{p^3}$	$\cos 3 \varphi = q : \sqrt{p^3}$	$\cos 3 \varphi = q : \sqrt{p^3}$	
$\xi_1 = \mp 2 \sqrt{p} \sin \varphi$ $\xi_2 = \pm \sqrt{p} \sin \varphi + i \sqrt{3} p \cos \varphi$ $\xi_3 = \pm \sqrt{p} \sin \varphi - i \sqrt{3} p \cos \varphi$	$\xi_1 = \mp 2 \sqrt{p} \cos \varphi$ $\xi_2 = \pm \sqrt{p} \cos \varphi + i \sqrt{3} p \sin \varphi$ $\xi_3 = \pm \sqrt{p} \cos \varphi - i \sqrt{3} p \sin \varphi$	$\xi_1 = \mp 2 \sqrt{p} \cos \varphi$ $\xi_2 = \pm 2 \sqrt{p} \cos (60^\circ - \varphi)$ $\xi_3 = \pm 2 \sqrt{p} \cos (60^\circ + \varphi)$	$\xi_1 = \mp 2 \sqrt{p}$ $\xi_2 = \pm \sqrt{p}$ $\xi_3 = \pm \sqrt{p}$

Bei graphischer Ermittlung der Nullstellen bringt man die Kurve $y = \xi^3$ mit der geraden Linie $y = -3 P \xi - 2 Q$ zum Schnitt und verbessert die abgelesenen Näherungswerte. Wenn eine reelle Wurzel ξ_1 bekannt ist (die stets vorhanden sein muß), sind die beiden anderen Wurzeln durch:

$$\xi_{2,3} = \frac{1}{2} \left\{ -\xi_1 \pm \sqrt{-3 (\xi_1^2 + 4 P)} \right\}$$

gegeben.

Bei den Gleichungen vierten Grades $x^4 + a_3 x^3 + a_2 x^2 + a_1 x + a_0 = 0$ ergibt $x = \xi - \frac{1}{4} a_3$ die Beziehung:

$$P = -6 \left(\frac{1}{4} a_3 \right)^2 + a_2$$

$$\xi^4 + P \xi^2 + Q \xi + R = 0 \text{ mit } Q = +8 \left(\frac{1}{4} a_3 \right)^3 - 2 a_2 \cdot \frac{1}{4} a_3 + a_1$$

$$R = -3 \left(\frac{1}{4} a_3 \right)^4 + a_2 \left(\frac{1}{4} a_3 \right)^2 - a_1 \cdot \frac{1}{4} a_3 + a_0.$$

Man bildet die kubische Resolvente:

$$y^3 + 2 P y^2 + (P^2 - 4 R) y - Q^2 = 0.$$

Die gesuchten ξ_{ν} -Werte lassen sich durch die Lösungen y_1, y_2, y_3 dieser Gleichung in folgender Weise darstellen:

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \{ \sqrt{y_1} + \sqrt{y_2} + \sqrt{y_3} \}, \quad \xi_2 = \frac{1}{2} \{ -\sqrt{y_1} + \sqrt{y_2} - \sqrt{y_3} \},$$

$$\xi_3 = \frac{1}{2} \{ \sqrt{y_1} - \sqrt{y_2} - \sqrt{y_3} \}, \quad \xi_4 = \frac{1}{2} \{ -\sqrt{y_1} - \sqrt{y_2} + \sqrt{y_3} \}.$$

Den auftretenden Quadratwurzeln ist ein solches Vorzeichen zu geben, daß $\sqrt{y_1} \cdot \sqrt{y_2} \cdot \sqrt{y_3} = -Q$ wird. Die kubische Resolvente muß für reelle a_ν und $Q \neq 0$ mindestens eine reelle positive Lösung y_1 haben (die zugehörige Funktion ist für $y = 0$ negativ, für $y \rightarrow +\infty$ dagegen positiv); die Gleichung für ξ läßt sich dann in die beiden quadratischen Gleichungen:

$\xi^2 + \sqrt{y_1} \cdot \xi + \frac{1}{2} \{ P + y_1 - Q : \sqrt{y_1} \} = 0$ und $\xi^2 - \sqrt{y_1} \cdot \xi + \frac{1}{2} \{ P + y_1 + Q : \sqrt{y_1} \} = 0$ zerspalten; dieses Verfahren ist zweckmäßig, wenn die Gleichung komplexe Wurzeln besitzt. Die symmetrische Gleichung $a x^4 + b x^3 + c x^2 + d x + a = 0$ gibt nach Division durch x^2 die Beziehung $a (x^2 + 1 : x^2) + b (x + 1 : x) + c = 0$; wenn man $x + 1 : x = y, x^2 + 1 : x^2 = y^2 - 2$ setzt, folgt somit $a (y^2 - 2) + b y + c = 0$.

Schrifttum zu algebraischen Gleichungen. Nerro: Elementare Algebra, Leipzig 1904.

3. Beliebige Gleichungen.

a) NEWTONSches Verfahren. Zur Bestimmung der reellen Wurzeln einer Gleichung $f(x) = 0$ ermittelt man zunächst durch Aufzeichnung der Funktion $y = f(x)$ Näherungswerte für die Wurzeln. Häufig ist es zweckmäßig, $f(x)$ zu zerlegen: $f(x) = u(x) - v(x)$, und die beiden Kurven $y = u(x), y = v(x)$ zum

Schnitt zu bringen. Ist x_1 ein Näherungswert, so ist $x_2 = x_1 + \Delta x$, $\Delta x = -f(x_1) : f'(x_1)$ ein zweiter (im allgemeinen besserer) Näherungswert. Mit ihm wird das Verfahren wiederholt und solange fortgesetzt, bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist. Geometrisch kommt das Verfahren auf den Ersatz der Funktion $y = f(x)$ durch die Tangente im Punkte $x = x_1$ heraus (Abb. 15).

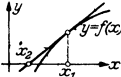


Abb. 15.

Beispiel: Bei der Gleichung $f(x) = x^4 + 5x - 1 = 0$ ergibt sich für genügend kleines $|x|$ die Beziehung $5x - 1 = 0$. Für $x_1 = 0,2$ ergibt sich $\Delta x = -0,0016 : 5,032 = -0,00032$ und somit $x_2 = 0,19968$. Da $f(0,199676) = -0,000030$ und $f(0,199684) = +0,000010$ wird, ist auch die letzte Ziffer von x_2 richtig.

Bei zwei Gleichungen $f_1(x, y) = 0$ und $f_2(x, y) = 0$ mit den Näherungswerten x_1, y_1 folgt, indem man $f_1(x_1 + \Delta x, y_1 + \Delta y) = 0$ und $f_2(\dots) = 0$ nach TAYLOR (S. 58) entwickelt:

$$\Delta x \cdot \frac{\partial f_1(x_1, y_1)}{\partial x} + \Delta y \cdot \frac{\partial f_1(x_1, y_1)}{\partial y} = -f_1(x_1, y_1),$$

$$\Delta x \cdot \frac{\partial f_2(x_1, y_1)}{\partial x} + \Delta y \cdot \frac{\partial f_2(x_1, y_1)}{\partial y} = -f_2(x_1, y_1),$$

woraus Δx und Δy zu berechnen sind; das Verfahren wird sodann mit den verbesserten Näherungswerten $x_2 = x_1 + \Delta x$, $y_2 = y_1 + \Delta y$ wiederholt usw. In gleicher Weise wird bei n Gleichungen mit n Unbekannten verfahren.

b) **Iterationsverfahren.** Die Gleichung $f(x) = 0$ wird auf die Form $x = \varphi(x)$ gebracht, was stets in mannigfacher Weise geschehen kann. Wenn in der Um-

gebung der gesuchten Wurzel \bar{x} der Differenzenquotient $|\{\varphi(x) - \varphi(\bar{x})\} : \{x - \bar{x}\}| < 1$ ist und ein bekannter Näherungswert x_1 in dieser Umgebung liegt, erhält man durch $x_2 = \varphi(x_1)$; $x_3 = \varphi(x_2)$; ... immer bessere Näherungswerte.

Das Verfahren konvergiert um so rascher, je kleiner der Absolutbetrag des Differenzenquotienten ist; seine Größe wird am besten durch den zugehörigen Differentialquotienten abgeschätzt. Geometrisch ist die ge-

suchte Wurzel \bar{x} durch den Schnittpunkt der beiden Kurven $y = x$ und $y = \varphi(x)$ bestimmt (Abb. 16). Der Wert $x_2 = \varphi(x_1)$, der durch die Ordinate der Kurve $y = \varphi(x)$ im Punkte $x = x_1$ dargestellt wird, läßt sich durch den gestrichelten Kurvenzug auf die x -Achse übertragen, wodurch man sich schrittweise der gesuchten Wurzel \bar{x} nähert. Die Annäherung findet von einer Seite her oder abwechselnd von beiden Seiten her statt, je nachdem der Differentialquotient $>$ oder < 0 ist; im ersten Fall ändert man zweckmäßig x_2 oder x_3 so ab, daß man auf die andere Seite von \bar{x} kommt, weil man dann die Genauigkeit besser übersehen kann.

Beispiel: Bei der oben behandelten Aufgabe $x^4 + 5x - 1 = 0$, $x_1 = 0,2$ wird man $x = \varphi(x) = \frac{1}{5}(1 - x^4)$ setzen, da dann $\varphi'(0,2) = -0,0064$ wird. Es folgt $x_2 = \frac{1}{5}(1 - 0,2^4) = 0,19968$ und weiter $x_3 = 0,19968204$, womit $\bar{x} = 0,19968$ sichergestellt ist.

Zwei gegebene Gleichungen $f_1(x, y) = 0$ und $f_2(x, y) = 0$ werden auf die Form $x = \varphi_1(x, y)$, $y = \varphi_2(x, y)$ gebracht, wobei für alle Werte x, y , die hinreichend nahe bei der gesuchten Lösung \bar{x}, \bar{y} liegen,

$$\left| \frac{\varphi_1(x, y) - \varphi_1(\bar{x}, \bar{y})}{x - \bar{x}} \right| < 1 \quad \text{und} \quad \left| \frac{\varphi_2(x, y) - \varphi_2(\bar{x}, \bar{y})}{y - \bar{y}} \right| < 1$$

sein soll. Wenn in diesem Bereich die Näherungswerte x_1, y_1 liegen, findet man durch $x_2 = \varphi_1(x_1, y_1)$, $y_2 = \varphi_2(x_1, y_1)$; $x_3 = \varphi_1(x_2, y_2)$, $y_3 = \varphi_2(x_2, y_2)$; ... immer bessere Näherungswerte für \bar{x}, \bar{y} . Entsprechend verfährt man bei n Gleichungen mit n Unbekannten.

Schrifttum zu beliebigen Gleichungen. v. SANDEN: Praktische Analysis, Leipzig 1923, S. 152 bis 162. — v. SANDEN: Math. Praktikum, Leipzig 1927, S. 33–43. — RUNGE: Praxis der Gleichungen, Leipzig 1900. — Wurzeln von $x = \text{tg } x$ s. JAHNKE-EMDE: Funktionentafeln mit Formeln und Kurven, Leipzig 1928, S. 2.

B. Differenzen und Summen.

Fakultäten und Binominalkoeffizienten. Unter $r!$ (gesprochen: r Fakultät) versteht man die Zahl $r! = 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot \dots \cdot r$. Als Binominalkoeffizient wird der Ausdruck:

$$\binom{n}{r} = \frac{n(n-1)(n-2)\dots(n-r+1)}{1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot \dots \cdot r} = \frac{n(n-1)(n-2)\dots(n-r+1)}{r!}$$

bezeichnet (gesprochen: n über r); dabei muß r eine ganze positive Zahl sein; der Zähler enthält (genau wie der Nenner) gerade r Faktoren. Die Ausdrücke $0!$ und $\binom{n}{0}$ sind nicht definiert; es ist zweckmäßig, ihnen den Wert 1 beizulegen.

Die Binominalkoeffizienten für *ganzzahliges positives* n sind ganze positive Zahlen, wenn $n \geq r$ ist (vgl. die Tabelle); wenn $n < r$ ist, wird $\binom{n}{r} = 0$; für $n \geq r$ gilt:

$$\binom{n}{r} = \frac{n!}{r!(n-r)!} = \binom{n}{n-r}; \quad \binom{n+1}{r} = \binom{n}{r} \cdot \frac{n+1}{n-r+1}; \quad \binom{n+1}{r+1} - \binom{n}{r+1} = \binom{n}{r}$$

$$\binom{n+1}{r+1} = \binom{n}{r} + \binom{n-1}{r} + \binom{n-2}{r} + \dots + \binom{n-r}{r}.$$

Vgl. ferner die *Binominalfunktionen* $y = \binom{x}{r}$ S. 18.

Fakultäten $r!$

1! = 1	6! = 720
2! = 2	7! = 5040
3! = 6	8! = 40320
4! = 24	9! = 362880
5! = 120	10! = 3628800

Binominalkoeffizienten $\binom{n}{r}$.

	$r=0$	1	2	3	4	5	6
$n=1$	1	1	0	0	0	0	0
2	1	2	1	0	0	0	0
3	1	3	3	1	0	0	0
4	1	4	6	4	1	0	0
5	1	5	10	10	5	1	0
6	1	6	15	20	15	6	1

In der Tabelle der Binominalkoeffizienten ergibt sich jede Zahl durch Addition der über ihr stehenden Zahl zu der links von dieser stehenden Zahl.

1. Differenzen.

a) Die Differenzentabelle. Die Werte einer gegebenen Funktion an den äquidistanten Stellen $x_0, x_1 = x_0 + \Delta x, x_2 = x_0 + 2\Delta x, \dots, x_n = x_0 + n\Delta x$ seien $y_0, y_1, y_2, \dots, y_n$. Die Zahlen $\Delta^1_\lambda = y_{\lambda+1} - y_\lambda$ werden als die *ersten Differenzen*, die Zahlen $\Delta^2_\lambda = \Delta^1_{\lambda+1} - \Delta^1_\lambda$ als die *zweiten Differenzen* usw. bezeichnet. Der obere Index bei Δ bedeutet also keine Potenz, sondern die Ordnung der Differenz. Man schreibt die Differenzen auf halbe Höhe, damit kenntlich ist, aus welchen Zahlen sie gebildet

x	y	Δ^1	Δ^2	Δ^3
x_0	y_0			
		Δ^1_0		
x_1	y_1		Δ^2_0	
		Δ^1_1		Δ^3_0
x_2	y_2		Δ^2_1	
		Δ^1_2		Δ^3_1
x_3	y_3		Δ^2_2	
\vdots	\vdots	\vdots	\vdots	
x_{n-2}	y_{n-2}		Δ^2_{n-3}	
		Δ^1_{n-2}		Δ^3_{n-3}
x_{n-1}	y_{n-1}		Δ^2_{n-2}	
		Δ^1_{n-1}		
x_n	y_n			
		$y_n - y_0$	$\Delta^1_{n-1} - \Delta^1_0$	$\Delta^2_{n-2} - \Delta^2_0$

sind. *Rechenkontrolle:* Die Summe aller Differenzen einer Spalte muß gleich der Differenz zwischen der letzten und der ersten Zahl der vorhergehenden Spalte sein.

Es wird:

$$\Delta^1_x = y_{x+1} - y_x,$$

$$\Delta^2_x = y_{x+2} - 2y_{x+1} + y_x,$$

$$\Delta^3_x = y_{x+3} - 3y_{x+2} + 3y_{x+1} - y_x, \dots$$

$$y_1 = y_0 + \Delta^1_0,$$

$$y_2 = y_0 + 2\Delta^1_0 + \Delta^2_0,$$

$$y_3 = y_0 + 3\Delta^1_0 + 3\Delta^2_0 + \Delta^3_0, \dots$$

Allgemein gilt:

$$\begin{aligned} \Delta_x^\lambda &= y_x + \lambda - \binom{\lambda}{1} y_{x+1} + \binom{\lambda}{2} y_{x+2} - \dots + (-1)^\lambda y_{x+\lambda}, \\ y_\lambda &= y_0 + \binom{\lambda}{1} \Delta_0^1 + \binom{\lambda}{2} \Delta_0^2 + \dots + \Delta_0^\lambda. \end{aligned}$$

Aus dem TAYLORSchen Satze folgt, daß bei Funktionen, die eine TAYLOR-Entwicklung (S. 57) zulassen, bis auf Glieder höherer Ordnung $\Delta^m = \frac{d^m y}{dx^m} \cdot (\Delta x)^m + \dots$ ist.

Bei einer ganzen rationalen Funktion n -ten Grades sind die n -ten Differenzen konstant; die höheren Differenzen verschwinden sämtlich. Wenn die Funktionswerte durch Meßfehler $\pm m_y$ gefälscht sind, werden die n -ten Differenzen nur annähernd konstant, während die folgenden Differenzen nicht verschwinden, sondern ansteigen. Nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz (S. 6) ist bei den Differenzen erster bis vierter Ordnung das $\sqrt{2}$ -, $\sqrt{6}$ -, $\sqrt{20}$ -, $\sqrt{70}$ -fache von m_y als Fehler zu erwarten ($70 = 1^2 + 4^2 + 6^2 + 4^2 + 1^2$).

b) Die Bestimmung einer ganzen rationalen Funktion n -ten Grades durch $(n + 1)$ Funktionswerte. Eine ganze rationale Funktion n -ten Grades, die für x_0, x_1, \dots, x_n der Reihe nach die Werte y_0, y_1, \dots, y_n annehmen soll, ist hierdurch eindeutig festgelegt; ihre Gleichung wird durch die LAGRANGESche Formel:

$$y(x) = \frac{(x-x_1)(x-x_2)\dots(x-x_n)}{(x_0-x_1)(x_0-x_2)\dots(x_0-x_n)} \cdot y_0 + \frac{(x-x_0)(x-x_2)\dots(x-x_n)}{(x_1-x_0)(x_1-x_2)\dots(x_1-x_n)} \cdot y_1 + \dots + \frac{(x-x_0)(x-x_1)(x-x_2)\dots(x-x_{n-1})}{(x_n-x_0)(x_n-x_1)\dots(x_n-x_{n-1})} \cdot y_n$$

gegeben. In dem Zähler der einzelnen Koeffizienten fehlt bei dem Gliede mit y_λ der Faktor $(x - x_\lambda)$; der Nenner ergibt sich aus dem Zähler, wenn man x durch x_λ ersetzt.

Bei äquidistanten x -Werten sind die folgenden Darstellungen durch Differenzen geeigneter; sie ergeben bei ganzen rationalen Funktionen n -ten Grades sämtlich das gleiche Ergebnis, wenn man die Formeln bis zu den Differenzen n -ter Ordnung fortsetzt.

<p>Anfangsformel = NEWTONSche Formel:</p> $y(x) = y_0 + \Delta_0^1 \binom{u}{1} + \Delta_0^2 \binom{u}{2} + \Delta_0^3 \binom{u}{3} + \dots + \Delta_0^n \binom{u}{n};$	$u = \frac{x - x_0}{\Delta x}$
<p>Endformel:</p> $y(x) = y_n + \Delta_{n-1}^1 \binom{u}{1} + \Delta_{n-2}^2 \binom{u+1}{2} + \Delta_{n-3}^3 \binom{u+2}{3} + \dots + \Delta_0^n \binom{u+n-1}{n};$	$u = \frac{x - x_n}{\Delta x}$
<p>Mittelformel = STIRLINGSche Formel:</p> $y(x) = y_x + \frac{1}{2} \left(\Delta_{x-1}^1 + \Delta_x^1 \right) \cdot u + \Delta_{x-1}^2 \cdot \frac{1}{2!} u^2 + \frac{1}{2} \left(\Delta_{x-2}^3 + \Delta_{x-1}^3 \right) \cdot \frac{1}{3!} u(u-1)(u+1) + \Delta_{x-2}^4 \cdot \frac{1}{4!} u^2(u-1)(u+1) + \dots$	$u = \frac{x - x_x}{\Delta x}$
<p>BESSELSche Formel:</p> $y(x) = y_x + \Delta_x^1 \cdot u + \frac{1}{2} \left(\Delta_x^2 + \Delta_{x-1}^2 \right) \cdot \frac{1}{2!} u(u-1) + \Delta_{x-1}^3 \cdot \frac{1}{3!} u(u-1)(u-0,5) + \frac{1}{2} \left(\Delta_{x-1}^4 + \Delta_{x-2}^4 \right) \cdot \frac{1}{4!} u(u-1)(u+1)(u-2) + \dots$	$u = \frac{x - x_x}{\Delta x}$

Bei den beiden ersten Formeln stehen die Differenzen in der zugehörigen Differenzentabelle jeweils an der obersten bzw. untersten Stelle. Die Lage der Differenzen, die in den beiden letzten Formeln auftreten, ist in den schematischen Abb. 17 und 18 durch Kreise angedeutet; bei den durch einen Strich verbundenen Kreisen tritt der zugehörige Mittelwert auf.

	y	Δ^1	Δ^2	Δ^3	Δ^4
x_{x-1}	•				
x_x	•	•	•	•	•
x_{x+1}	•				

Abb. 17. STIRLINGSche Formel.

	y	Δ^1	Δ^2	Δ^3	Δ^4
x_{x-1}	•	•	•	•	•
x_x	•	•	•	•	•
x_{x+1}	•	•	•	•	•

Abb. 18. BESSELsche Formel.

Beispiel: Bei der folgenden Funktion zweiten Grades ergeben die vier Formeln der Reihe nach (bei den beiden letzten Formeln für $x = 2$):

x	x_x	y_x	Δ^1	Δ^2
0	0,1	0,91		
1	0,2	0,84	-0,07	+0,02
2	0,3	0,79	-0,05	+0,02
3	0,4	0,76	-0,03	+0,02
4	0,5	0,75	-0,01	
			-0,16	+0,06

$$y(x) = 0,91 - 0,07 \binom{u}{1} + 0,02 \binom{u}{2}; \quad u = 10x - 1$$

$$y(x) = 0,75 - 0,01 \binom{u}{1} + 0,02 \binom{u+1}{2}; \quad u = 10x - 5$$

$$y(x) = 0,79 + \frac{1}{2}(-0,05 - 0,03) \cdot u + 0,02 \cdot \frac{1}{2} u^2; \quad u = 10x - 3$$

$$y(x) = 0,79 - 0,03 \cdot u + \frac{1}{2}(0,02 + 0,02) \cdot \frac{1}{2} u(u-1); \quad u = 10x - 3$$

Einsetzen von u ergibt stets $y = x^2 - x + 1$.

Mit Hilfe der angegebenen Differenzenformeln kann man eine beliebige Funktion $y(x)$ bereichsweise durch je eine ganze rationale Funktion geeigneten Grades ersetzten und die notwendigen Umrechnungen mit den einfacheren Ersatzfunktionen ausführen (vgl. Abschnitt c, sowie S. 29).

c) Zur **Interpolation in Funktionentafeln** benutzt man die **BESSELsche Formel** (für $0 \leq u \leq 1$) oder die **STIRLINGSche Formel** (für $-0,5 \leq u \leq +0,5$). Bei der **BESSELschen Formel** gibt die Beschränkung auf die beiden ersten Glieder die gewöhnliche *lineare Interpolation*. Sie ist nur zulässig, wenn das dritte Glied keinen Einfluß mehr auf die verlangte Genauigkeit hat; sonst muß man dieses Glied mitnehmen und *quadratisch interpolieren*.

Beispiel: Aus der nebenstehenden Tabelle für $\ln x$ soll $\ln 10,3$ bestimmt werden. Die **BESSELsche Formel** ergibt für $u = (10,3 - 10,0) : 1 = 0,3$ den Wert:
 $\ln 10,3 = 2,3026 + 0,0953 \cdot 0,3 + \frac{1}{2}(-0,0101 - 0,0083) \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 0,3 - 0,7 + 0,0018 \cdot \frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 0,3 - 0,7 \cdot 0,3 = 2,3026 + 0,02859 + 0,00097 + 0,00001 = 2,3322$

Die letzte Ziffer des Ergebnisses ist infolge des Abrundungsfehlers unsicher.

x	$\ln x$	Δ^1	Δ^2	Δ^3
9	2,1972			
10	2,3026	0,1054	-0,0101	
11	2,3979	0,0953	-0,0083	0,0018
12	2,4849	0,0870		
		0,2877	-0,0184	

2. Endliche Summen.

a) Die geometrische Reihe: Es wird

$$1 + q + q^2 + \dots + q^n = (q^{n+1} - 1) : (q - 1) \quad \text{für } q \neq 1$$

$$a^n + a^{n-1}b + a^{n-2}b^2 + \dots + b^n = (a^{n+1} - b^{n+1}) : (a - b) \quad \text{für } a \neq b$$

Beweis durch Multiplikation mit $(q - 1)$ bzw. $(a - b)$. Hieraus folgen die oft gebrauchten Zerlegungen:

$$a^3 - b^3 = (a - b)(a + b),$$

$$a^3 - b^3 = (a - b)(a^2 + ab + b^2),$$

$$a^4 - b^4 = (a - b)(a^3 + a^2b + ab^2 + b^3) = (a^2 - b^2)(a^2 + b^2),$$

$$a^5 - b^5 = (a - b)(a^4 + a^3b + a^2b^2 + ab^3 + b^4), \dots$$

$$a^3 + b^3 = (a + b)(a^2 - ab + b^2),$$

$$a^5 + b^5 = (a + b)(a^4 - a^3b + a^2b^2 - ab^3 + b^4), \dots$$

Setzt man in der geometrischen Reihe $q = e^{ix}$ und zerlegt in Real- und Imaginärteil (S. 64), so folgt nach leichter Umrechnung:

$$\begin{aligned} \cos x + \cos 2x + \dots + \cos nx &= \left\{ \sin \left(n + \frac{1}{2} \right) x - \sin \frac{x}{2} \right\} : \left\{ 2 \sin \frac{x}{2} \right\} \\ \sin x + \sin 2x + \dots + \sin nx &= \left\{ \cos \frac{x}{2} - \cos \left(n + \frac{1}{2} \right) x \right\} : \left\{ 2 \sin \frac{x}{2} \right\} \end{aligned}$$

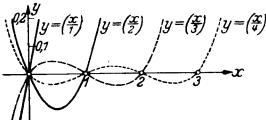


Abb. 19. Binominalfunktionen.

b) **Summierung der ganzen rationalen Funktionen.** Die Binominalfunktionen $y = \binom{x}{r}$ (Abb. 19) lassen sich nach S. 15 unmittelbar summieren:

$$\binom{1}{r} + \binom{2}{r} + \dots + \binom{n}{r} = \binom{n+1}{r+1}$$

(Die ersten Glieder verschwinden dabei für $r > 1$). Die Potenzen $y = x^n$ kann man durch Binominalfunktionen darstellen und umgekehrt:

$$\begin{aligned} \binom{x}{1} &= x \\ \binom{x}{2} &= \frac{1}{2} (x^2 - x) \\ \binom{x}{3} &= \frac{1}{6} (x^3 - 3x^2 + 2x) \\ \binom{x}{4} &= \frac{1}{24} (x^4 - 6x^3 + 11x^2 - 6x), \dots \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \binom{x}{1} \\ x^2 &= 2 \binom{x}{2} + \binom{x}{1} \\ x^3 &= 6 \binom{x}{3} + 6 \binom{x}{2} + \binom{x}{1} \\ x^4 &= 24 \binom{x}{4} + 36 \binom{x}{3} + 14 \binom{x}{2} + \binom{x}{1}, \dots \end{aligned}$$

Hieraus findet man z. B.

$$1^3 + 2^3 + \dots + n^3 = \sum_{x=1}^n x^3 = \sum_{x=1}^n \left\{ 2 \binom{x}{2} + \binom{x}{1} \right\} = 2 \binom{n+1}{3} + \binom{n+1}{2} = \frac{1}{8} n(n+1)(2n+1).$$

Auf diesem Wege ergibt sich:

$$\begin{aligned} 1 + 2 + 3 + \dots + n &= \frac{1}{2} n(n+1) \\ 1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + n^2 &= \frac{1}{6} n(n+1)(2n+1) \\ 1^3 + 2^3 + 3^3 + \dots + n^3 &= \frac{1}{4} n^2(n+1)^2 \\ 1^4 + 2^4 + 3^4 + \dots + n^4 &= \frac{1}{30} n(n+1)(2n+1)(3n^2+3n-1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1 + 3 + 5 + \dots + (2n-1) &= n^2 \\ 1^2 + 3^2 + 5^2 + \dots + (2n-1)^2 &= \frac{1}{3} n(4n^2-1) \\ 1^3 + 3^3 + 5^3 + \dots + (2n-1)^3 &= n^2(2n^2-1) \\ 1^4 + 3^4 + 5^4 + \dots + (2n-1)^4 &= \frac{1}{15} n(4n^2-1)(12n^2-7) \end{aligned}$$

Allgemein erweist sich für Summation und Differenzenbildung die Darstellung der ganzen rationalen Funktionen durch Binominalfunktionen $y = b_n \binom{x}{n} + b_{n-1} \binom{x}{n-1} + \dots + b_1 \binom{x}{1} + b_0$, für Integration und Differentiation die Darstellung durch Potenzfunktionen $y = a_n x^n + a_{n-1} x_{n-1} + \dots + a_1 x + a_0$ als geeigneter. Mit Hilfe der angegebenen Tabelle kann man von einer Darstellung zur anderen übergehen.

Schrifttum zu Differenzen und Summen. v. SANDEN: Prakt. Analysis, Leipzig 1923, S. 61 bis 87. — v. SANDEN: Math. Praktikum, Leipzig 1927, S. 75–109. — BLEICH-MELAN: Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik, Berlin 1927. — NÖRLUND: Vorlesungen über Differenzenrechnung, Berlin 1924.

C. Differentialrechnung.

1. Grundlagen.

a) **Definition der Tangente einer Kurve; Grenzwert.** Die betrachtete Funktion $y = f(x)$ sei in dem Intervall $a \leq x \leq b$ überall endlich, stetig und eindeutig. Es sollen also in dem betrachteten Intervall keine Unendlichkeitsstellen auftreten (wie bei $y = 1/x$ für $x = 0$),

ferner keine Sprungstellen (wie bei $y = 1: \{2 - e^1: x\}$ für $x = 0$, Abb. 20) und schließlich soll zu jedem Wert x nur ein einziger Wert y gehören; bei den mehrdeutigen Funktionen (wie z. B. $y = \sqrt{x}$ oder $y = \arctg x$) ist somit festzulegen, um welchen Zweig der Funktion e sich handelt.

Wenn die Funktion als Kurve in rechtwinkligen Koordinaten mit den Längeneinheiten $l_x = l_y = 1 \text{ cm}$ (S. 4) dargestellt wird, stimmt der Zahlwert von x und y mit den zugehörigen Längen (gemessen in cm) überein. Der Steigungswinkel β der Sekante durch die beiden Kurvenpunkte, die zu dem festen Wert x und dem Wert $x + \Delta x$ gehören (Abb. 21), ist dann durch:

Sekantensteigung:
$$\text{tg } \beta = \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x}$$

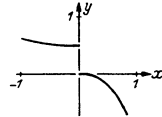


Abb. 20.

gegeben, wobei $\Delta x \neq 0$ vorausgesetzt werden muß.

Bei den Funktionen, die in der Ingenieurwissenschaft auftreten, nähert sich die Sekante einer ganz bestimmten *Grenzlage*, wenn man Δx von positiven Werten her beliebig gegen Null gehen läßt; eine zweite Grenzlage ergibt sich, wenn Δx von negativen Werten her gegen Null rückt. Falls wir von *Knickpunkten* (Abb. 23) absehen, fallen die beiden Grenzlagen der Sekante zusammen; die hierdurch bestimmte gerade Linie wird als die *Tangente* der Kurve an der betrachteten Stelle x bezeichnet. Die Sekante kommt also in beiden Fällen der Tangente beliebig nahe, ohne sie aber zu erreichen, da der Wert $\Delta x = 0$ ausgeschlossen werden muß.

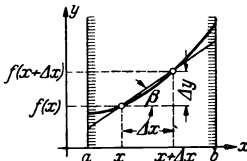


Abb. 21.

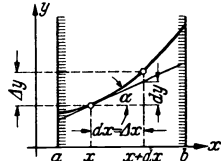


Abb. 22.

Zur analytischen Formulierung benutzt man den Begriff des *Grenzwertes* = *limes*. Man versteht unter $x \rightarrow a$ oder $\lim x = a$, daß sich die veränderliche Größe x dem festen Wert a beliebig nähern soll, ohne den Wert a selbst anzunehmen. Unter $\lim_{x \rightarrow a} f(x) = b$ versteht man $f(x) \rightarrow b$, wenn $x \rightarrow a$; d. h. wenn x beliebig gegen a geht, soll $f(x)$ beliebig gegen b gehen.

Triviales Beispiel: $\lim_{x \rightarrow 1} 2x = 2$; nicht triviales Beispiel: $\lim_{x \rightarrow 0} \frac{\sin x}{x} = 1$. Mit Hilfe dieser Bezeichnung ergibt sich für den Tangens des Steigungswinkels α der Tangente:

Tangentensteigung:
$$\text{tg } \alpha = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \text{tg } \beta = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x}$$

Wenn man die Größe von $\text{tg } \alpha$ an jeder Stelle x aufträgt, erhält man eine neue Funktion, welche die *Ableitung* von $y = f(x)$ genannt und mit $y' = f'(x)$ bezeichnet wird.

Bei Verwendung beliebiger Längeneinheiten l_x und l_y (S. 4) nehmen die angegebenen Formeln die Gestalt an:

$$\text{tg } \beta = \frac{l_y}{l_x} \cdot \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x}, \quad \text{tg } \alpha = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \text{tg } \beta = \frac{l_y}{l_x} \cdot f'(x)$$

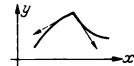


Abb. 23.

Es gibt überraschenderweise stetige Funktionen, bei denen in keinem Punkte eine Grenzlage der Sekante vorhanden ist. Diese *nichtdifferenzierbaren Funktionen* haben jedoch für die Ingenieurwissenschaft keine Bedeutung, da bei den hier vorkommenden Funktionen (wie in der Differentialrechnung gezeigt wird) der betrachtete Grenzwert (bis auf höchstens vereinzelt singuläre Stellen) stets vorhanden ist.

b) Differentiale und Differentialquotient. Man bezeichnet den Zuwachs, den die Funktion $y = f(x)$ erfährt, wenn man x um $\Delta x = dx$ vermehrt, mit Δy und den entsprechenden Zuwachs der Tangente mit $d y$ (Abb. 22). Dabei wird:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x}; \quad \frac{d y}{d x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x} = f'(x)$$

Da für genügend kleine Änderungen $\Delta x = dx$ der Zuwachs Δy der Funktion nicht wesentlich von dem Zuwachs $d y$ der Tangente verschieden ist, gilt in Näherung die wichtige Formel:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} \approx f'(x) \quad \text{oder} \quad \Delta y \approx f'(x) \cdot \Delta x$$

Beispiel: Wenn der Radius r eines Kreises um Δr vergrößert wird, vermehrt sich der Inhalt $F = \pi r^2$ um $\Delta F \approx 2\pi r \cdot \Delta r$. Bei der betrachteten Näherung wird die Funktion in der Umgebung der Stelle x durch die zugehörige Tangente ersetzt; eine Verbesserung der Genauigkeit wird durch den TAYLORSCHEN SATZ (S. 57) erzielt.

Die Größen dx und dy bezeichnet man als *Differentiale* und ihren Quotienten als *Differentialquotienten*. Für $\frac{dy}{dx} = y'(x)$ gebraucht man auch die Schreibweise $\frac{d}{dx} f(x)$, wobei für y die zugehörige Funktion eingesetzt ist.

2. Durchführung der Differentiation.

a) Tabelle der Differentialquotienten (a , b und n bedeuten Konstante).

$y = a, \quad y' = 0.$	$y = ax + b, \quad y' = a.$
$y = x^n, \quad y' = n x^{n-1}.$	$y = \sqrt{x}, \quad y' = \frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{x}} *$
	$y = \frac{1}{\sqrt{x}}, \quad y' = -\frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{x^3}} *$
$y = e^x, \quad y' = e^x.$	$y = \ln x, \quad y' = \frac{1}{x}.$
$y = a^x, \quad y' = a^x \cdot \ln a.$	$y = \log x, \quad y' = \frac{1}{x} \cdot \log e.$
$y = \sin x, \quad y' = \cos x.$	$y = \arcsin x, \quad y' = \frac{1}{\sqrt{1-x^2}} **$
$y = \cos x, \quad y' = -\sin x.$	$y = \arccos x, \quad y' = \frac{1}{-\sqrt{1-x^2}} **$
$y = \operatorname{tg} x, \quad y' = \frac{1}{\cos^2 x}.$	$y = \operatorname{arctg} x, \quad y' = \frac{1}{1+x^2}.$
$y = \operatorname{ctg} x, \quad y' = \frac{-1}{\sin^2 x}.$	$y = \operatorname{arctg} x, \quad y' = \frac{-1}{1+x^2}.$
$y = \operatorname{Sin} x, \quad y' = \operatorname{Cof} x.$	$y = \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} x, \quad y' = \frac{1}{\sqrt{1-x^2}}.$
$y = \operatorname{Cof} x, \quad y' = \operatorname{Sin} x.$	$y = \operatorname{Ar} \operatorname{Cof} x, \quad y' = \frac{1}{\sqrt{x^2-1}} **$
$y = \operatorname{Tg} x, \quad y' = \frac{1}{\operatorname{Cof}^2 x}.$	$y = \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} x, \quad y' = \frac{1}{1-x^2} ***$
$y = \operatorname{Ctg} x, \quad y' = \frac{-1}{\operatorname{Sin}^2 x}.$	$y = \operatorname{Ar} \operatorname{Ctg} x, \quad y' = \frac{1}{1-x^2} ***$

* Das Vorzeichen der Wurzel ist in y und y' übereinstimmend zu wählen (man mache sich die Verhältnisse an den zugehörigen Kurven klar).

** Das angegebene Vorzeichen der Wurzel gilt für die Hauptwerte der Funktion y (S. 46 und 50).

*** Die Ableitungen von $\operatorname{Ar} \operatorname{Tg} x$ und $\operatorname{Ar} \operatorname{Ctg} x$ haben die gleiche Gestalt; $\operatorname{Ar} \operatorname{Tg} x$ ist aber nur im Gebiet $-1 < x < +1$ reell, $\operatorname{Ar} \operatorname{Ctg} x$ dagegen im Äußern dieses Gebietes (vgl. die Abb. 60, S. 50).

b) Allgemeine Differentiationsregeln. (C bedeutet eine Konstante; die übrigen Größen sollen differenzierbare Funktionen sein.)

Faktorensatz:	$y = C \cdot u,$	$y' = C \cdot u'.$
Summensatz:	$y = u_1 + u_2 + \dots + u_n,$	$y' = u_1' + u_2' + \dots + u_n'.$
Produktsatz:	$y = u \cdot v,$	$y' = u'v + u v'.$
Quotientensatz:	$y = \frac{u}{v},$	$y' = \frac{u'v - u v'}{v^2}.$
Kettenregel:	$y = F(u),$ wobei $u = u(x);$	$y' = \frac{dF}{du} \cdot \frac{du}{dx}.$

Beispiel zur Kettenregel: $y = \ln \{x + \sqrt{x^2 + 1}\}$; man löst in eine Kette auf: $y = \ln u$
 $u = x + v, v = \sqrt{w}, w = x^2 + 1$; dann folgt:

$$y' = \frac{dy}{du} \cdot \frac{du}{dx} = \frac{1}{u} \cdot \left\{1 + \frac{dv}{dx}\right\} = \frac{1}{u} \cdot \left\{1 + \frac{1}{2\sqrt{w}} \cdot \frac{dw}{dx}\right\}$$

$$= \frac{1}{u} \cdot \left\{1 + \frac{2x}{2\sqrt{x^2+1}}\right\} = \frac{1}{x + \sqrt{x^2+1}} \cdot \frac{\sqrt{x^2+1} + x}{\sqrt{x^2+1}} = \frac{1}{\sqrt{x^2+1}}$$

Weiter dient die Kettenregel zur *Ableitung der Umkehrfunktionen*; Beispiel: $y = \arcsin x$ ist gleichbedeutend mit $x = \sin y$; wenn man diese Gleichung nach x ableitet, wobei y als Funktion von x aufzufassen ist, folgt $1 = \cos y \cdot y'$ oder $y' = 1 : \cos y = 1 : \sqrt{1 - \sin^2 y} = 1 : \sqrt{1 - x^2}$. Entsprechend werden die *unentwickelten Funktionen* abgeleitet (vgl. auch S. 22):

$$x^2 + y^2 = 1; \quad 2x + 2y \cdot y' = 0; \quad y' = -x : y = -x : \sqrt{1 - x^2}.$$

Häufig ist es zweckmäßig, vor Bildung der Ableitung die Ausgangsgleichung zu logarithmieren (*logarithmische Differentiation*); Beispiel: $y = u_1 \cdot u_2 \cdot u_3$; $\ln y = \ln u_1 + \ln u_2 + \ln u_3$; $y' : y = u_1' : u_1 + u_2' : u_2 + u_3' : u_3$; $y' = u_1' u_2 u_3 + u_1 u_2' u_3 + u_1 u_2 u_3'$.

c) Numerische Differentiation. Um die Ableitung $y'(x)$ einer tabellarisch (mit dem Intervall Δx) gegebenen Funktion $y(x)$ zu berechnen, legt man durch fünf aufeinanderfolgende Punkte eine ausgleichende ganze rationale Funktion dritten Grades und bestimmt die gesuchte Ableitung an der Ersatzfunktion (vgl. S. 7). Das Ergebnis ist in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellt. In dem nachfolgenden Beispiel ist $y = \ln x$ gewählt, damit man die Genauigkeit durch $y' = 1/x$ nachprüfen kann. In Praxis wird man die dritten Differenzen meist zur Abschätzung der Genauigkeit verwenden.

Eine als Kurve gegebene Funktion wird differenziert, indem man der Kurve die Funktionswerte mit einem geeigneten Δx entnimmt; das obige Verfahren arbeitet rascher und genauer, als wenn y' durch Konstruktion der Tangenten ermittelt wird.

v. SANDEN: Prakt. Analysis, Leipzig 1923, S. 76—87. — v. SANDEN: Mathem. Praktikum, Leipzig 1927, S. 87—92.

x	$\Delta x \cdot y'(x)$	
x_0	$\Delta_0^1 - \frac{1}{2} \Delta_0^2$	$+\frac{1}{84} (-\Delta_0^3 + 29 \Delta_0^4)$
x_1	$\frac{1}{2} (\Delta_0^1 + \Delta_1^1)$	$-\frac{1}{42} (2 \Delta_0^3 + 5 \Delta_1^3)$
x_2	$\frac{1}{2} (\Delta_1^1 + \Delta_2^1)$	$-\frac{1}{12} (\Delta_0^3 + \Delta_2^3)$
x_3	$\frac{1}{2} (\Delta_2^1 + \Delta_3^1)$	$-\frac{1}{12} (\Delta_1^3 + \Delta_3^3)$
\dots	\dots	\dots
x_{n-2}	$\frac{1}{2} (\Delta_{n-2}^1 + \Delta_{n-3}^1)$	$-\frac{1}{12} (\Delta_{n-3}^3 + \Delta_{n-4}^3)$
x_{n-1}	$\frac{1}{2} (\Delta_{n-1}^1 + \Delta_{n-2}^1)$	$-\frac{1}{42} (2 \Delta_{n-3}^3 + 5 \Delta_{n-4}^3)$
x_n	$\Delta_{n-1}^1 - \frac{1}{2} \Delta_{n-2}^2$	$+\frac{1}{84} (-\Delta_{n-3}^3 + 29 \Delta_{n-4}^3)$

x	$y = \ln x$	Δ^1	Δ^2	Δ^3	$y'(x)$	$1/x$
10	2,303	0,095			0,0993	0,1000
11	2,398	0,087	-0,008		0,0908	0,0909
12	2,485	0,080	-0,007	0,001	0,0833	0,0833
13	2,565	0,074	-0,006	0,001	0,0768	0,0769
14	2,639	0,069	-0,005		0,0713	0,0714
15	2,708				0,0668	0,0667
		0,405	-0,026	0,003		

3. Anschließende Fragestellungen.

a) **Ableitungen höherer Ordnung; Maxima, Minima und Wendepunkte.** Wenn die Ableitung $y'(x)$ einer Funktion $y(x)$ nochmals differenziert wird, erhält man die *zweite Ableitung* $y''(x) = \frac{d^2 y}{d x^2}$. Entsprechend wird durch n-malige Differentiation die *n-te Ableitung* $y^{(n)}(x) = \frac{d^n y}{d x^n}$ gebildet.

Die Kurve, welche die Funktion $y(x)$ in rechtwinkligen Koordinaten darstellt, steigt mit wachsendem x an oder fällt, je nachdem $y'(x) > 0$ oder < 0 ist. Die Kurve ist nach oben oder unten hohl, je nachdem $y''(x) > 0$ oder < 0 ist (Abb. 24).

An den Stellen, wo $y'(x) = 0$ ist, besitzt die Kurve eine horizontale Tangente, und zwar handelt es sich um ein *Maximum* oder ein *Minimum*, je nachdem an dieser Stelle $y''(x) < 0$ oder > 0 ist; im Falle $y''(x) = 0$ kann sowohl ein Extremwert als auch ein Wendepunkt mit horizontaler Tangente vorliegen. Für die Praxis ist wichtig, ob es sich um einen *flachen* () oder einen *starken* (A) Extremwert handelt; bei einem flachen Extremwert genügt eine rohe Innenhaltung des

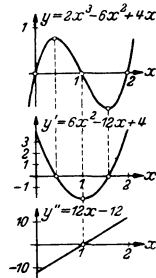


Abb. 24.

richtigen x , da hierbei der zugehörige Wert $y(x)$ kaum von dem theoretisch günstigsten Wert abweicht. Extremwerte bei mehreren Veränderlichen S. 23.

An den Stellen, an denen $y''(x) = 0$ ist und dort von positiven zu negativen Werten übergeht (hinreichende Bedingung $y'''(x) \neq 0$), liegt ein *Wendepunkt* der Kurve; d. h. die Kurve ist auf der einen Seite des Punktes nach oben, auf der anderen nach unten hohl.

b) Bestimmung von Grenzwerten. Wenn in dem Ausdruck $y = u(x) : v(x)$ für $x = a$ Zähler und Nenner verschwinden, erscheint $y(a)$ in der unbestimmten Form $0 : 0$. Man findet den Grenzwert $\lim_{x \rightarrow a} y(x)$ (vgl. S. 19), indem man u und v an der Stelle $x = a$ in eine

TAYLORSche Reihe (S. 57) entwickelt:

$$y(x) = \frac{(x-a) \cdot u'(a) + \frac{1}{2!}(x-a)^2 \cdot u''(a) + \dots}{(x-a) \cdot v'(a) + \frac{1}{2!}(x-a)^2 \cdot v''(a) + \dots}$$

durch $(x-a)$ oder gegebenen Falles eine höhere Potenz von $(x-a)$ kurz und dann zur Grenze $\lim_{x \rightarrow a}$ übergeht. Statt dessen kann man den Grenzwert auch durch $\lim_{x \rightarrow a} \frac{u'(x)}{v'(x)} = \lim_{x \rightarrow a} \frac{u''(x)}{v''(x)}$ bestimmen; Beispiel: $\lim_{x \rightarrow 0} \frac{\sin x}{x} = \lim_{x \rightarrow 0} \frac{\cos x}{1} = 1$. Wenn auch $u'(a) = v'(a) = 0$ wird, ist das Verfahren zu wiederholen. Die Größe a darf dabei (ebenso wie in den folgenden Fällen) auch den Wert ∞ annehmen.

Der unbestimmte Wert $\infty : \infty$ wird in gleicher Weise wie der Fall $0 : 0$ behandelt. Die Formen $0 \cdot \infty$ und $\infty - \infty$ werden auf $0 : 0$ zurückgeführt. $0 \cdot \infty$ Bei $y = u(x) \cdot v(x)$ mit $u(a) = 0$, $v(a) = \infty$ setzt man $w(x) = 1 : v(x)$ und erhält $y = u(x) : w(x)$ mit $u(a) = w(a) = 0$. $\infty - \infty$ Bei $y = u(x) - v(x)$ mit $u(a) = v(a) = \infty$ setzt man $w(x) = 1 : u(x)$, $z(x) = 1 : v(x)$ und erhält $y = \{z(x) - w(x)\} : \{z(x) \cdot w(x)\}$, wobei Zähler und Nenner für $x = a$ verschwinden. Bei den unbestimmten Formen 0^∞ , 1^∞ , ∞^0 führt Logarithmierung der gegebenen Funktion y auf die vorigen Fälle zurück.

c) Partielle Ableitungen. Bei einer Funktion F von mehreren Veränderlichen bezeichnet man mit $\frac{\partial F}{\partial x} = F_x$ die Ableitung, die sich ergibt, wenn man die Funktion nach x allein differenziert und die übrigen Veränderlichen als Konstante betrachtet. Durch nochmalige Differentiation entstehen die zweiten Ableitungen:

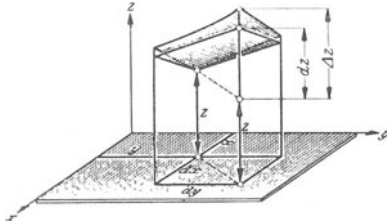


Abb. 25.

$$F_{xx} = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial F}{\partial x} \right);$$

$$F_{xy} = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial F}{\partial y} \right);$$

$$F_{yx} = \frac{\partial^2 F}{\partial y \partial x} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial F}{\partial x} \right);$$

$$F_{yy} = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial F}{\partial y} \right).$$

Wenn sich die Funktion und die betrachteten Ableitungen in der Umgebung der untersuchten Stelle normal verhalten, ist die Reihenfolge der partiellen Ableitungen gleichgültig, d. h. es wird $F_{xy} = F_{yx}$. Beispiel: $F = x^3 y^2$; $F_x = 3x^2 y^2$; $F_y = 2x^3 y$; $F_{xx} = 6xy^2$, $F_{xy} = F_{yx} = 6x^2 y$, $F_{yy} = 2x^3$; usw.

Die Ableitungen einer unentwickelten Funktion $F(x, y) = 0$ (vgl. S. 21) lassen sich in der Form schreiben:

$$y' = -F_x : F_y;$$

$$y'' = -\{F_{xx} F_y^2 - 2F_{xy} F_x F_y + F_{yy} F_x^2\} : F_y^3.$$

d) Vollständiges Differential. Wenn man bei der Fläche $z = F(x, y)$, von dem festen Punkte x, y ausgehend, x um $\Delta x = dx$ und y um $\Delta y = dy$ vermehrt (Abb. 25), erfährt z einen Zuwachs Δz ; der entsprechende Zuwachs der im Punkte x, y angelegten Tangentialebene wird das *vollständige (oder totale) Differential* dz der Funktion genannt; es wird

$$dz = \frac{\partial F}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial F}{\partial y} \cdot dy = F_x dx + F_y dy.$$

Für genügend kleine Werte von $\Delta x = dx$ und $\Delta y = dy$ gilt die Näherung $\Delta z \approx dz$ (vgl. die entsprechenden Überlegungen S. 19). Eine Verbesserung der

Genauigkeit wird durch den TAYLORSCHEN SATZ (S. 58) erzielt. Bei einer Funktion von n Veränderlichen $z = F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ wird entsprechend:

$$dz = \frac{\partial F}{\partial x_1} dx_1 + \frac{\partial F}{\partial x_2} dx_2 + \dots + \frac{\partial F}{\partial x_n} dx_n \text{ und } \Delta z \approx dz.$$

Beispiel: Der Inhalt eines Dreiecks ist $F = \frac{1}{2} ab \sin \gamma$. Wenn a , b und γ um kleine Werte da , db und $d\gamma$ geändert werden (wobei $d\gamma$ im Bogenmaß gemessen sei), folgt für die Änderung ΔF des Dreiecksinhaltes:

$$\Delta F \approx \frac{\partial F}{\partial a} \cdot da + \frac{\partial F}{\partial b} \cdot db + \frac{\partial F}{\partial \gamma} \cdot d\gamma = \frac{1}{2} \{b \sin \gamma \cdot da + a \sin \gamma \cdot db + ab \cos \gamma \cdot d\gamma\}.$$

An den Stellen, an denen die Funktion $z = F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ ein *Maximum* oder *Minimum* besitzt, muß $dz = 0$ für alle Werte der dx_i werden; daraus folgt:

$$\frac{\partial F}{\partial x_1} = 0, \quad \frac{\partial F}{\partial x_2} = 0, \quad \dots, \quad \frac{\partial F}{\partial x_n} = 0,$$

womit n Gleichungen zur Bestimmung der n Unbekannten x_1, x_2, \dots, x_n gewonnen sind. Diese Bedingung für das Vorliegen eines Extremwertes ist notwendig, aber noch nicht hinreichend (vgl. S. 21).

Wenn $F = F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ eine Funktion von x_1, x_2, \dots, x_n ist, die ihrerseits Funktionen von x sein sollen, wird:

$$\frac{dF}{dx} = \frac{\partial F}{\partial x_1} \cdot \frac{dx_1}{dx} + \frac{\partial F}{\partial x_2} \cdot \frac{dx_2}{dx} + \dots + \frac{\partial F}{\partial x_n} \cdot \frac{dx_n}{dx}.$$

Die folgenden Differentialausdrücke von zwei Veränderlichen x, y bzw. drei Veränderlichen x, y, z sind dann und nur dann ein vollständiges Differential, wenn die nachstehenden Bedingungen erfüllt sind (vgl. S. 33 u. 36):

$P(x, y) dx + Q(x, y) dy$	$P_y = Q_x$
$P dx + Q dy + R dz$	$Q_z = R_y, R_x = P_z, P_y = Q_x$

Schrifttum zur Differentialrechnung S. 33.

D. Integralrechnung.

I. Grundlagen.

a) Definition des bestimmten Integrales. Die Funktion $y = f(x)$, die in den betrachteten Bereichen überall als endlich, stetig und eindeutig vorausgesetzt wird (S. 18), sei in rechtwinkligen Koordinaten mit den Längeneinheiten $l_x = l_y = 1$ cm dargestellt. Wenn die Funktion im Bereich $a \leq x \leq b$ keine Nullstellen besitzt, bedeutet $\int_a^b f(x) dx$ (gesprochen: Integral von a bis b über f von x mal dx) den Inhalt des Flächenstückes, das von der Kurve, der x -Achse und den beiden Ordinaten für $x = a$ und $x = b$ begrenzt wird, gemessen in cm^2 (Abb. 26). Der Flächeninhalt erhält ein positives oder negatives Vorzeichen, je nachdem die Umlaufrichtung, die auf der x -Achse von der unteren Grenze a nach der oberen Grenze b und von dort auf die Kurve führt, entgegengesetzt oder gleich der Umdrehungsrichtung des Uhrzeigers ist (Abb. 26). Wenn die

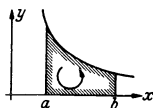


Abb. 26.

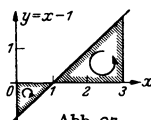


Abb. 27.

Kurve zwischen $x = a$ und $x = b$ Nullstellen besitzt, werden die hierdurch entstehenden einzelnen Flächeninhalte unter Berücksichtigung ihres Vorzeichens addiert. Beispiel (Abb. 27): $\int_0^3 (x-1) dx = \int_0^1 (x-1) dx + \int_1^3 (x-1) dx = -\frac{1}{2} + 2 = +\frac{3}{2}$. Infolge dieser Definitionen ergibt sich:

$$\int_a^b f(x) dx = - \int_b^a f(x) dx; \quad \int_a^b -f(x) dx = - \int_a^b f(x) dx;$$

$$\int_a^b f(x) dx + \int_b^c f(x) dx = \int_a^c f(x) dx.$$

Wenn die Kurve mit den Längeneinheiten l_x und l_y mm dargestellt ist (S. 4), erhält man:

$$\int_a^b f(x) dx = \frac{\text{Flächeninhalt in mm}^2}{l_x \text{ mm} \cdot l_y \text{ mm}}.$$

Zur *Definition des Flächeninhaltes* teilt man den Bereich von a bis b in n Teile $\Delta x = \frac{1}{n}(b-a)$, bestimmt die Inhaltssumme der zugehörigen Rechtecke, deren linke obere Ecke jeweils auf der Kurve liegt (Abb. 28), und bildet den Grenzwert dieser Summe für $n \rightarrow \infty$ oder $\Delta x \rightarrow 0$. Dieser Grenzwert, der den gesuchten Flächeninhalt darstellt, ist unter den angegebenen Voraussetzungen (im Gegensatz zur Differentialrechnung, S. 19) stets vorhanden. Das Integralzeichen ist ein stilisiertes Summenzeichen; $\int_a^b f(x) dx$ soll bedeuten: Grenzwert der Summe über das jeweilige $f(x) \cdot dx$ von a bis b .

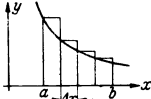


Abb. 28.

b) Unbestimmtes Integral und Integralfunktion. Unter den angegebenen Voraussetzungen für den Integranden gilt der folgende *Hauptsatz der Differential- und Integralrechnung*:

$$\int_a^b F'(x) dx = F(b) - F(a);$$

d. h., das Integral über eine Ableitung ist stets bekannt.

Um das Integral $\int_a^b f(x) dx$ zu berechnen, haben wir somit eine Funktion $F(x)$ zu bestimmen, deren Ableitung den Integranden ergibt: $F'(x) = f(x)$, und dann $F(b) - F(a)$ zu bilden. Die gesuchte Funktion $F(x)$ wird als das *unbestimmte Integral* über $f(x)$ bezeichnet und unter Fortlassung der Grenzen in der Form $F(x) = \int f(x) dx$ geschrieben; diese Gleichung bedeutet also dasselbe wie $F'(x) = f(x)$. Das unbestimmte Integral enthält eine willkürliche additive Konstante C , die sog. *Integrationskonstante*, da alle Funktionen $F(x) + C$ dieselbe Ableitung haben.

Beispiel: $\int_1^2 x^3 dx$; es wird $F(x) = \int x^3 dx = \frac{1}{4}x^4 + C$, da dann $F'(x) = x^3$ ist; also folgt $\int_1^2 x^3 dx = F(2) - F(1) = \left[\frac{1}{4}x^4 + C\right]_1^2 = \left(\frac{1}{4} \cdot 2^4 + C\right) - \left(\frac{1}{4} \cdot 1^4 + C\right) = 3,75$; beim Subtrahieren hebt sich die willkürliche Konstante C (wie notwendig) fort.

Während ein Integral mit festen Grenzen $\int_a^b f(x) dx$ als Resultat eine Zahl ergibt, erhält man, wenn man die obere Grenze veränderlich läßt: $\int_a^x f(x) dx$ und an jeder Stelle x den Wert dieses Integrales aufträgt (Abb. 29), eine Funktion, die sog. *Integralfunktion*. Für sie gelten die beiden Sätze:

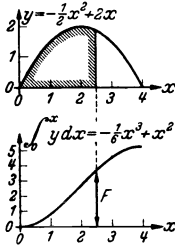


Abb. 29.

$$\int_a^x F'(x) dx = F(x) - F(a); \quad \frac{d}{dx} \int_a^x f(x) dx = f(x).$$

Die erste Gleichung ist der Hauptsatz; die zweite ergibt sich durch Differentiation unter Berücksichtigung von $F'(x) = f(x)$. Differentiation und nachfolgende Integration (mit veränderlicher oberer Grenze) gibt somit die Ausgangsfunktion bis auf eine additive Konstante zurück; Integration (mit veränderlicher oberer Grenze) und nachfolgende Differentiation heben sich auf. Die beiden Kurven der Abb. 29 lassen sich danach auf zwei verschiedene Weisen auffassen: Die untere Kurve stellt die Integralfunktion der oberen Kurve dar und umgekehrt ist die obere Kurve die Ableitung der unteren Kurve.

Das unbestimmte Integral $F(x) = \int f(x) dx$ und das Integral mit veränderlicher oberer Grenze $\int_a^x f(x) dx$ stimmen bis auf eine additive Konstante überein. Die richtige Berechnung einer Integralfunktion oder eines unbestimmten Integrales wird dadurch geprüft, daß sich durch Differentiation wieder der Integrand ergeben muß.

2. Formale Integration.

a) Allgemeine Integrationsregeln.

Faktorensatz: $\int C \cdot f(x) dx = C \cdot \int f(x) dx$; $C = \text{Const.}$

Summensatz: $\int \{u_1 + u_2 + \dots + u_n\} dx = \int u_1 dx + \int u_2 dx + \dots + \int u_n dx.$

Teilweise Integration: $\int u v' dx = u v - \int v u' dx.$

Integration durch Einführung einer neuen Veränderlichen $x = \varphi(t)$, $dx = \varphi'(t) \cdot dt$:

$$\int f(x) dx = \int f\{\varphi(t)\} \cdot \varphi'(t) dt.$$

Bei der *partiellen Integration* kommt es darauf an, daß sich das neue Integral leichter als das ursprüngliche auswerten läßt. Beispiel: $\int x e^x dx$; $u = x$, $v' = e^x$; $u' = 1$, $v = e^x$; also $\int x e^x dx = x e^x - \int e^x dx = (x - 1) e^x + C$. Der umgekehrte Ansatz $u = e^x$, $v' = x$ würde keine Vereinfachung ergeben; es ist also auf *zweckmäßige* Zerlegung des Integranden in $u \cdot v'$ zu achten. Gegebenen Falles ist das Verfahren mehrfach anzuwenden, z. B. bei $\int x^2 e^x dx$.

Bei der *Integration durch Einführung einer neuen Veränderlichen* werden einfach die aus $x = \varphi(t)$, $dx = \varphi'(t) \cdot dt$ folgenden Werte in den Integranden eingesetzt. Nach Berechnung des entstandenen Integrales wird statt t wieder die ursprüngliche Veränderliche x eingeführt.

Beispiel: $\int e^{-\kappa x} dx$; $-\kappa x = t$, $dx = -\frac{1}{\kappa} dt$; also $\int e^{-\kappa x} dx = \int e^t \cdot -\frac{1}{\kappa} dt = -\frac{1}{\kappa} e^t + C = -\frac{1}{\kappa} e^{-\kappa x} + C$. Bei den folgenden Beispielen tritt die Gleichung, die zur Einführung der neuen Veränderlichen dient, in der Form $t = \varphi(x)$, $dt = \varphi'(x) \cdot dx$ auf; in den ersten Fällen wird die Integrationskonstante zweckmäßig in der Form $C = \ln c$ angesetzt:

$\int \frac{f'(x)}{f(x)} dx = \ln f(x) + \ln c = \ln c f(x)$	$t = f(x)$,	$dt = f'(x) dx$
$\int \operatorname{tg} x dx = -\int \frac{-\sin x}{\cos x} dx = -\ln(c \cdot \cos x)$	$t = \cos x$,	$dt = -\sin x dx$
$\int \frac{(x+1) dx}{x^2 + 2x - 1} = \frac{1}{2} \ln c(x^2 + 2x - 1)$	$t = x^2 + 2x - 1$,	$dt = (2x + 2) dx$
$\int f(x^2) \cdot x dx = \frac{1}{2} \int f(t) dt$	$t = x^2$,	$dt = 2x dx$
$\int f(\sin x) \cdot \cos x dx = \int f(t) dt$	$t = \sin x$,	$dt = \cos x dx$

Bei Anwendung des Verfahrens auf bestimmte Integrale braucht man nicht auf die Veränderliche x zurückzugehen, muß dann aber für *neue Grenzen* einsetzen:

$$\int_a^b f(x) dx = \int_{t_a}^{t_b} f\{\varphi(t)\} \cdot \varphi'(t) dt;$$

dabei sind t_a und t_b die Werte, die sich aus $x = \varphi(t)$ für $x = a$ bzw. $x = b$ ergeben. Beispiel:

Für $t = -\kappa x$ ergibt sich $\int_0^1 e^{-\kappa x} dx = \int_0^{-\kappa} e^t \cdot -\frac{1}{\kappa} dt = \left[-\frac{1}{\kappa} e^t \right]_0^{-\kappa} = \frac{1}{\kappa} (1 - e^{-\kappa})$.

b) Integration der rationalen Funktionen. In der folgenden Tabelle bedeuten C , C^* und c Integrationskonstanten.

$\int x^n dx = \frac{1}{n+1} x^{n+1} + C$; $n \neq -1$	$\int \frac{dx}{x} = \ln x + C$ $= \ln(-x) + C^*$	$\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} = \ln cx \quad \begin{array}{l} x > 0 \\ x < 0 \end{array}$
$\int \frac{dx}{1+x^2} = \operatorname{arc} \operatorname{tg} x + C$		
$\int \frac{dx}{1-x^2} = \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} x + C = \frac{1}{2} \ln \frac{1+x}{1-x} + C$	$= \operatorname{Ar} \operatorname{Ctg} x + C^* = \frac{1}{2} \ln \frac{x+1}{x-1} + C^*$	$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} = \frac{1}{2} \ln c \frac{1+x}{1-x} \quad \begin{array}{l} x < 1 \\ x > 1 \end{array}$
$\int (a+bx)^n dx = \frac{1}{b(n+1)} (a+bx)^{n+1} + C$	$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} = \frac{1}{b} \ln c (a+bx) \quad \begin{array}{l} a+bx > 0 \\ a+bx < 0 \end{array} \right\} b \neq 0$	
$\int \frac{dx}{a+bx^2} = \frac{1}{\sqrt{ab}} \operatorname{arc} \operatorname{tg} \left(\sqrt{\frac{b}{a}} x \right) + C$	$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} = \frac{1}{2\sqrt{ab}} \ln \left\{ c \cdot \frac{\sqrt{a} + \sqrt{b} x}{\sqrt{a} - \sqrt{b} x} \right\} \quad \begin{array}{l} x < \sqrt{\frac{a}{b}} \\ x > \sqrt{\frac{a}{b}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} a > 0 \\ b > 0 \end{array}$	

$$\begin{aligned}
 \int \frac{dx}{a+2bx+cx^2} &= \frac{1}{\sqrt{D}} \operatorname{arctg} \frac{b+cx}{\sqrt{D}} + C & D &= ac - b^2 > 0 \\
 &= \frac{-1}{\sqrt{-D}} \operatorname{Ar} \operatorname{I}g \frac{b+cx}{\sqrt{-D}} + C \\
 &= \frac{-1}{\sqrt{-D}} \operatorname{Ar} \operatorname{C}tg \frac{b+cx}{\sqrt{-D}} + C^* & &= \frac{+1}{2\sqrt{-D}} \ln \left\{ c \cdot \frac{\sqrt{-D}-b-cx}{\sqrt{-D}+b+cx} \right\} & D < 0 & \begin{cases} b+cx < \sqrt{-D} \\ b+cx > \sqrt{-D} \end{cases} \\
 &= \frac{-1}{b+cx} + C & D &= 0
 \end{aligned}$$

Es gilt der grundlegende Satz: *Die Integrale über rationale Funktionen lassen sich stets durch rationale und elementare transzendente Funktionen ausdrücken.*

Das Verfahren läuft bei den gebrochenen rationalen Funktionen folgendermaßen. Die gegebene Funktion wird nach eventueller Abspaltung einer ganzen rationalen Funktion in Teilbrüche zerlegt (S. 41). Dann treten nur noch die (reellen) Integrale:

$$\int \frac{dx}{(x-a)^n} \quad \text{und} \quad \int \frac{(M+Nx)dx}{(a+2bx+cx^2)^n}$$

auf; dabei ist n positiv ganzzahlig; ferner wird bei dem zweiten Integral $c \neq 0$ und $ac - b^2 > 0$ (da sich sonst der Nenner in reelle lineare Faktoren zerlegen lassen würde). Das erste Integral läßt sich unmittelbar auswerten:

$$\begin{aligned}
 \int \frac{dx}{(x-a)^n} &= \frac{-1}{n-1} \cdot \frac{1}{(x-a)^{n-1}} + C \quad \text{für } n \neq 1; \\
 \int \frac{dx}{x-a} &= \ln(x-a) + C \quad \text{bzw.} \quad = \ln(a-x) + C^*.
 \end{aligned}$$

Bei dem zweiten Integral wird zunächst der Zähler vereinfacht; dabei ist $y = a + 2bx + cx^2$ gesetzt:

$$\begin{aligned}
 \int \frac{(M+Nx)dx}{y^n} &= \frac{-N}{2c(n-1)y^{n-1}} + \frac{Mc-Nb}{c} \int \frac{dx}{y^n} \quad \text{für } n \neq 1; \\
 \int \frac{(M+Nx)dx}{y} &= \frac{N}{2c} \ln y + \frac{Mc-Nb}{c} \int \frac{dx}{y}.
 \end{aligned}$$

Das in dem ersten Ausdruck auftretende Integral wird durch schrittweise Anwendung der Rekursionsformel:

$$\int \frac{dx}{y^n} = \frac{1}{2(ac-b^2)(n-1)} \cdot \frac{b+cx}{y^{n-1}} + \frac{(2n-3)c}{2(ac-b^2)(n-1)} \int \frac{dx}{y^{n-1}} \quad (n \neq 1)$$

ebenfalls auf $\int dx/y$ zurückgeführt. Dieses Integral läßt sich aber nach der obigen Tabelle auswerten.

In vielen Fällen lassen sich wesentliche *Vereinfachungen* erzielen; z. B. folgt für $t = x^2$:

$$\int \frac{x+x^3}{1+x^4} dx = \int \frac{1+t}{1+t^2} \cdot \frac{dt}{2} = \frac{1}{2} \int \frac{dt}{1+t^2} + \frac{1}{4} \int \frac{2t dt}{1+t^2} = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} t^2 + \frac{1}{4} \ln(1+t^4) + C.$$

Häufig ist das Verfahren der *Reihenentwicklung* vorzuziehen:

$$\begin{aligned}
 \int_{0,0}^{0,5} \frac{dx}{1+x^4} &= \int_{0,0}^{0,5} \{1-x^4+x^8-\dots\} dx = \frac{1}{2} - \frac{1}{5} \cdot \frac{1}{2^5} + \frac{1}{9} \cdot \frac{1}{2^9} - \frac{1}{13} \cdot \frac{1}{2^{13}} + \dots \\
 &= 0,50000 - 0,00625 + 0,00022 + \dots = 0,4940.
 \end{aligned}$$

c) Integration der algebraischen Funktionen. Bei den Integralen:

$$\int R(x, y) dx; \quad y = \sqrt[n]{a+bx},$$

wobei R eine rationale Funktion von x und y bedeuten soll, setzt man $a+bx = t^n$, $y = t$, $dx = \frac{n}{b} t^{n-1} dt$ ($b \neq 0$, $n \neq 0$) und erhält ein Integral über eine rationale Funktion von t .

Im besonderen wird (überall für $b \neq 0$):

$$\begin{aligned}
 \int \sqrt{a+bx} dx &= \frac{2}{3b} \sqrt{(a+bx)^3} + C; & \int \frac{dx}{\sqrt{a+bx}} &= \frac{2}{b} \sqrt{a+bx} + C; \\
 \int \frac{(\alpha+\beta x) dx}{\sqrt{a+bx}} &= \frac{2}{3b^2} (3\alpha b - 2a\beta + \beta bx) \sqrt{a+bx} + C.
 \end{aligned}$$

Bei den Integralen:

$$\int R(x, y) dx; \quad y = \sqrt{a + 2bx + cx^2}$$

setzt man für $c > 0$ etwa $y = \sqrt{a + 2bx + cx^2} = t - \sqrt{c} \cdot x$ an und erhält:

$$x = \frac{t^2 - a}{2(\sqrt{c}t + b)}, \quad y = \frac{\sqrt{c}t^2 + 2bt + a\sqrt{c}}{2(\sqrt{c}t + b)}, \quad dx = \frac{\sqrt{c}t^2 + 2bt + a\sqrt{c}}{2(\sqrt{c}t + b)^2} dt.$$

Für $c < 0$ müssen die beiden Nullstellen x_1 und x_2 der Gleichung $y = 0$ reell und verschieden sein, da sonst y für alle Werte von x imaginär sein würde oder aber die Wurzel ausgezogen werden könnte; es wird also $y = \sqrt{-c} \cdot \sqrt{(x - x_1)(x_2 - x)}$. Man setzt $y = (x - x_1) \cdot t$, woraus $-c(x_2 - x) = (x - x_1)t^2$ folgt und erhält:

$$x = \frac{cx_2 - x_1t^2}{c - t^2}, \quad y = \frac{c(x_2 - x_1)t}{c - t^2}, \quad dx = \frac{2c(x_2 - x_1)t}{(c - t^2)^2} dt.$$

Damit ist in beiden Fällen der Integrand rational in t geworden. Im besonderen wird:

$$\int \frac{dx}{\sqrt{a^2 - x^2}} = \arcsin \frac{x}{a} + C = -\arccos \frac{x}{a} + C^* = 2 \operatorname{arc} \operatorname{tg} \sqrt{\frac{a+x}{a-x}} + C^{**}$$

$$\int \frac{dx}{\sqrt{a^2 + x^2}} = \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} \frac{x}{a} + C = \ln(x + \sqrt{a^2 + x^2}) + C^* \quad (a \neq 0)$$

$$\int \frac{dx}{\sqrt{x^2 - a^2}} = \operatorname{Ar} \operatorname{Co} \frac{x}{a} + C = \ln(x + \sqrt{x^2 - a^2}) + C^*$$

$$\int \sqrt{a^2 - x^2} dx = \frac{x}{2} \sqrt{a^2 - x^2} + \frac{a^2}{2} \arcsin \frac{x}{a} + C$$

$$\int \sqrt{a^2 + x^2} dx = \frac{x}{2} \sqrt{a^2 + x^2} + \frac{a^2}{2} \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} \frac{x}{a} + C = \frac{x}{2} \sqrt{a^2 + x^2} + \frac{a^2}{2} \ln(x + \sqrt{a^2 + x^2}) + C^* \quad (a \neq 0)$$

$$\int \sqrt{x^2 - a^2} dx = \frac{x}{2} \sqrt{x^2 - a^2} - \frac{a^2}{2} \operatorname{Ar} \operatorname{Co} \frac{x}{a} + C = \frac{x}{2} \sqrt{x^2 - a^2} - \frac{a^2}{2} \ln(x + \sqrt{x^2 - a^2}) + C^*$$

In den folgenden Formeln ist $y = \sqrt{a + 2bx + cx^2}$ gesetzt ($c \neq 0$, $ac - b^2 \neq 0$).

$$\left. \begin{aligned} \int \frac{dx}{y} &= \frac{1}{\sqrt{c}} \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} \frac{b + cx}{\sqrt{ac - b^2}} + C \\ &= \frac{1}{\sqrt{c}} \operatorname{Ar} \operatorname{Co} \frac{b + cx}{\sqrt{b^2 - ac}} + C \\ &= \frac{-1}{\sqrt{-c}} \arcsin \frac{b + cx}{\sqrt{b^2 - ac}} + C \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &= \frac{1}{\sqrt{c}} \ln C^*(b + cx + \sqrt{c}y) \\ &= \frac{1}{\sqrt{c}} \ln C^*(b + cx - \sqrt{c}y) \\ &= \frac{-1}{\sqrt{-c}} \arcsin \frac{b + cx}{\sqrt{b^2 - ac}} + C \end{aligned} \quad \left. \begin{aligned} &ac - b^2 > 0 \\ &ac - b^2 < 0 \\ &ac - b^2 < 0, c < c \end{aligned} \right\} c > 0$$

$$\int y dx = \frac{b + cx}{2c} \cdot y + \frac{ac - b^2}{2c} \cdot \int \frac{dx}{y}$$

$$\int (\alpha + \beta x) \cdot \frac{dx}{y} = \frac{\beta}{c} \cdot y + \frac{\alpha c - \beta b}{c} \cdot \int \frac{dx}{y}$$

$$\int x^n \cdot \frac{dx}{y} = \frac{x^{n-1}y}{nc} - \frac{(n-1)a}{nc} \cdot \int \frac{x^{n-2}dx}{y} - \frac{(2n-1)b}{nc} \cdot \int \frac{x^{n-1}dx}{y} \quad (n \neq 0)$$

$$\int \frac{(\alpha + \beta x) dx}{y^2} = \frac{(a\beta - b\alpha) + (b\beta - c\alpha)x}{(b^2 - ac)y} + C$$

Dasselbe Verfahren führt immer zum Ziel, wenn man für x und y eine rationale Parameterdarstellung $x = r_1(t)$, $y = r_2(t)$ angeben kann. Der einfachste Fall, bei dem dies nicht mehr möglich ist, sind die *elliptischen Integrale*:

$$\int R(x, y) dx; \quad y = \sqrt{a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 + a_4x^4}.$$

Die Integration dieser Funktionen läßt sich auf die Integration der *elliptischen Normalintegrale* zurückführen (Durchführung dieser Reduktion besonders übersichtlich in Serret-Scheffers, Lehrbuch der Differential- und Integralrechnung, Bd. 2, Leipzig 1911, S. 78–98). Die *Normalintegrale erster und zweiter Gattung* sind S. 50 behandelt.

d) **Integration der elementaren transzendenten Funktionen.** Die wichtigsten Integrale, die sich durch elementare transzendente Funktionen auflösen lassen, sind:

$\int e^x dx = e^x + C$	$\int \ln x dx = x(\ln x - 1) + C$
$\int \sin x dx = -\cos x + C$ $\int \cos x dx = \sin x + C$ $\int \operatorname{tg} x dx = -\ln \cos x + C$ $\int \operatorname{ctg} x dx = \ln \sin x + C$	$\int \arcsin x dx = x \arcsin x + \sqrt{1-x^2} + C$ $\int \arccos x dx = x \arccos x - \sqrt{1-x^2} + C$ $\int \operatorname{arctg} x dx = x \operatorname{arctg} x - \frac{1}{2} \ln(1+x^2) + C$ $\int \operatorname{arccotg} x dx = x \operatorname{arccotg} x + \frac{1}{2} \ln(1+x^2) + C$
$\int \operatorname{Sin} x dx = \operatorname{Cof} x + C$ $\int \operatorname{Cof} x dx = \operatorname{Sin} x + C$ $\int \operatorname{Tg} x dx = \ln \operatorname{Cof} x + C$ $\int \operatorname{Ctg} x dx = \ln \operatorname{Sin} x + C$	$\int \operatorname{Ar Sin} x dx = x \operatorname{Ar Sin} x - \sqrt{1-x^2} + C$ $\int \operatorname{Ar Cof} x dx = x \operatorname{Ar Cof} x - \sqrt{x^2-1} + C$ $\int \operatorname{Ar Tg} x dx = x \operatorname{Ar Tg} x + \frac{1}{2} \ln(1-x^2) + C$ $\int \operatorname{Ar Ctg} x dx = x \operatorname{Ar Ctg} x + \frac{1}{2} \ln(x^2-1) + C$
$\int x^n e^x dx = e^x \{x^n - n x^{n-1} + n(n-1)x^{n-2} - \dots + (-1)^n n!\} + C$ (n positiv ganzzahlig) $\int x^n \ln x dx = \frac{x^{n+1}}{n+1} \ln x - \frac{x^{n+1}}{(n+1)^2} + C$ für $n \neq -1$ $\int \frac{1}{x} \ln x dx = \frac{1}{2} (\ln x)^2 + C$ $\left. \begin{aligned} \int x^n \sin x dx &= -x^n \cos x + n \int x^{n-1} \cos x dx \\ \int x^n \cos x dx &= x^n \sin x - n \int x^{n-1} \sin x dx \end{aligned} \right\}$ (vgl. S. 53).	
$\int \sin^2 x dx = \frac{x}{2} - \frac{1}{4} \sin 2x + C$ $\int \cos^2 x dx = \frac{x}{2} + \frac{1}{4} \sin 2x + C$ $\int \sin x \cos x dx = \frac{1}{2} \sin^2 x + C$ $\int \sin m x \cdot \sin n x \cdot dx = \frac{\sin(m-n)x}{2(m-n)} - \frac{\sin(m+n)x}{2(m+n)} + C$ für $m \neq \pm n$ $\int \cos m x \cdot \cos n x \cdot dx = \frac{\sin(m-n)x}{2(m-n)} + \frac{\sin(m+n)x}{2(m+n)} + C$ für $m \neq \pm n$ $\int \sin m x \cdot \cos n x \cdot dx = -\frac{\cos(m-n)x}{2(m-n)} - \frac{\cos(m+n)x}{2(m+n)} + C$ für $m \neq \pm n$	
$\int \sin^n x dx = -\frac{1}{n} \cos x \sin^{n-1} x + \frac{n-1}{n} \int \sin^{n-2} x dx$ für $n \neq 0$ $\int \cos^n x dx = \frac{1}{n} \sin x \cos^{n-1} x + \frac{n-1}{n} \int \cos^{n-2} x dx$ für $n \neq 0$ $\int \frac{dx}{\sin^n x} = -\frac{\cos x}{(n-1) \sin^{n-1} x} + \frac{n-2}{n-1} \int \frac{dx}{\sin^{n-2} x}$ für $n \neq 1$ $\int \frac{dx}{\cos^n x} = \frac{\sin x}{(n-1) \cos^{n-1} x} + \frac{n-2}{n-1} \int \frac{dx}{\cos^{n-2} x}$ für $n \neq 1$	
$\int e^{ax} \cdot \sin bx \cdot dx = \frac{a \sin bx - b \cos bx}{a^2 + b^2} \cdot e^{ax} + C$ $\int e^{ax} \cdot \cos bx \cdot dx = \frac{a \cos bx + b \sin bx}{a^2 + b^2} \cdot e^{ax} + C$	

Bei den Integralen $\int R(\sin x, \cos x, \operatorname{tg} x, \operatorname{ctg} x) dx$, wobei R eine ganze oder gebrochene rationale Funktion der angegebenen Größen bedeutet, setzt man $t = \operatorname{tg} \frac{x}{2}$ und erhält:

$$\sin x = \frac{2t}{1+t^2}, \quad \cos x = \frac{1-t^2}{1+t^2}, \quad \operatorname{tg} x = \frac{2t}{1-t^2}, \quad \operatorname{ctg} x = \frac{1-t^2}{2t}, \quad dx = \frac{2 dt}{1+t^2},$$

wodurch sich ein Integral über eine rationale Funktion von t ergibt.

3. Weitere Integrationsverfahren.

Wenn ein Integral nicht formal auszuwerten ist, werden die folgenden Verfahren benutzt. Da es nur eine Frage des erforderlichen Arbeitsaufwandes ist, ob ein gesuchtes Integral auf Funktionen zurückgeführt werden kann, die bereits durch andere Bearbeiter tabuliert sind, oder ob man diese Berechnung selbst vornehmen muß, hat man prinzipiell jedes gegebene Integral als berechenbar zu betrachten.

a) **Integration durch Reihenentwicklung.** Man stellt den Integranden $f(x)$ durch eine unendliche Reihe dar und bestimmt das Integral $\int_a^x f(x) dx$ durch gliedweise Integration; vgl. S. 56, sowie die Berechnung von K und E S. 52. Durch Abbruch der Reihe für $f(x)$ nach einer endlichen Anzahl von Gliedern entsteht ein Fehler $F(x)$; wenn für den ganzen betrachteten Bereich $|F(x)| < \varepsilon = \text{Const.}$ ist, wird der Fehler der durch Integration entstehenden Reihe $< |x - a| \cdot \varepsilon$.

b) **Numerische Integration.** Durch Integration der auf S. 16 angegebenen drei ersten Formeln erhält man:

<p>Anfangsformel: $\int_{x_0}^{x_1} y dx = \Delta x \left\{ y_0 + \frac{1}{2} \Delta_0^1 - \frac{1}{12} \Delta_0^2 + \frac{1}{24} \Delta_0^3 - \frac{19}{720} \Delta_0^4 + \dots \right\}$.</p> <p>Endformel: $\int_{x_{n-1}}^{x_n} y dx = \Delta x \left\{ y_n - \frac{1}{2} \Delta_{n-1}^1 + \frac{1}{12} \Delta_{n-2}^2 - \frac{1}{24} \Delta_{n-3}^3 + \frac{19}{720} \Delta_{n-4}^4 - \dots \right\}$.</p> <p>Mittelformel: $\int_{x_{n-1}}^{x_{n+1}} y dx = 2 \Delta x \left\{ y_n + \frac{1}{6} \Delta_{n-1}^2 - \frac{1}{180} \Delta_{n-2}^4 + \dots \right\}$.</p>
--

Zur Berechnung von $\int_a^b y(x) dx$ teilt man das Intervall von a bis b in n Teile $\Delta x = \frac{1}{n}(b-a)$ ein, wobei n zunächst eine gerade Zahl sein möge, und addiert die nach der Mittelformel bestimmten Teilintegrale von $x_0 = a$ bis x_2 , von x_2 bis x_4, \dots , von x_{n-2} bis $x_n = b$. Wenn man die Mittelformel nach den zweiten Differenzen abbricht, folgt die SIMPSONSCHE Regel:

$\int_a^b y dx = 2 \Delta x \left\{ (y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1}) + \frac{1}{6} (\Delta_0^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_{n-2}^2) \right\}$ $= \frac{1}{3} \Delta x \left\{ y_0 + 4 y_1 + 2 y_2 + \dots + 2 y_{n-2} + 4 y_{n-1} + y_n \right\}.$

In der letzten Klammer wechseln die Koeffizienten 4 und 2 bis auf das erste und letzte Glied ab. Wenn n eine ungerade Zahl ist, berechnet man entweder das Anfangsintegral $\int_{x_0}^{x_1}$ oder das Endintegral $\int_{x_{n-1}}^{x_n}$ und wendet auf den übrigen Teil die SIMPSONSCHE Regel an.

Der **Ersatzfehler**, der von der Annäherung der wirklichen Funktion durch Stücke von ganzen rationalen Funktionen dritten Grades herrührt, wird $(b-a) \Delta_m^4 : 180$, wobei Δ_m^4 der Mittelwert der vierten Differenzen ist. Der **Funktionsfehler** rührt von den Meß- oder Abrundungsfehlern m_y der y_λ her und beträgt nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz $(b-a) m_y : \sqrt{n}$. Die Genauigkeit der SIMPSONSCHE Regel ist ausreichend, wenn der Ersatzfehler kleiner als der Funktionsfehler ist.

Zur Berechnung der **Integralfunktion** $F(x) = \int_a^x y(x) dx$ bestimmt man zunächst das Anfangs- und das Endintegral. Durch Hinzuaddieren von $\int_{x_1}^{x_2}, \int_{x_2}^{x_3}, \dots$ zu $\int_{x_0}^{x_1} = F(x_1)$ erhält man der Reihe nach $F(x_2), F(x_3), \dots$. Durch Addition von $\int_{x_0}^{x_2}, \int_{x_0}^{x_4}, \int_{x_0}^{x_6}, \dots$ ergeben sich $F(x_2), F(x_4), F(x_6), \dots$. Zur Schlußkontrolle addiert man $\int_{x_{n-1}}^{x_n}$ zu $F(x_{n-1})$; die Summe muß mit dem aus der anderen Reihe berechneten Integralwert $F(x_n)$ übereinstimmen.

Beispiel. Bei $10^5 \cdot \int_{1,0}^{1,6} dx : x = 10^5 \cdot \ln 1,6$ folgt durch Addition der dickgedruckten Werte der linken Tabelle $10^5 \int_{1,0}^{1,6} dx : x = 0,2 \cdot (234\,499 + \frac{1}{6} \cdot 3026) = 47001$. Es wird $\Delta_m^4 \approx 71$; Ersatzfehler = 0,2; $m_y = 0,5$; Funktionsfehler = 0,1. Beide Fehler sind von derselben Größenordnung und können die letzte Stelle um höchstens eine Einheit beeinflussen.

Bei der Berechnung von $10^5 \cdot \int_1^x dx : x = 10^5 \cdot \ln x$ folgt: Anfangsintegral = 9531,1; Endintegral = 6453,8. In der ersten Spalte der rechten Tabelle sind die Teilintegrale gebildet; die zweite Spalte zeigt die Summation der Teilintegrale, die in der durch Pfeile angedeuteten Weise vorgenommen wird. Die berechneten Werte von $10^5 \cdot \ln x$ können um höchstens eine Einheit der letzten Dezimale falsch sei.

x	$y = \frac{10^5}{x}$	Δ^1	Δ^2	Δ^3	Δ^4
1,0	100000				
1,1	90909	-9091	1515		
1,2	83333	-7576	1166	-349	99
1,3	76923	-6410	916	-250	66
1,4	71429	-5494	732	-184	47
1,5	66667	-4762	595	-137	
1,6	62500	-4167			
		-37500	4924	-920	212

$2 \Delta x \left(y + \frac{1}{6} \Delta^2 \right)$	$\int_1^x y dx$	$10^5 \cdot \ln x$
(9531,1)	0000,0	00000
18232,3	9531,1	09531
16705,5	18232,3	18232
15415,1	26236,6	26237
14310,2	33647,4	33647
13353,2	40546,8	40547
(6453,8)	47000,6	47001
	47000,6	

v. SANDEN: Prakt. Analysis, Leipzig 1923, S. 76—85. — v. SANDEN: Mathem. Praktikum, Leipzig 1927, S. 75—87.

c) Graphische Integration. Der Integrand $y = f(x)$ wird in rechtwinkligen Koordinaten mit den Längeneinheiten l_x und l_y mm dargestellt (S.4). Man ersetzt zunächst die

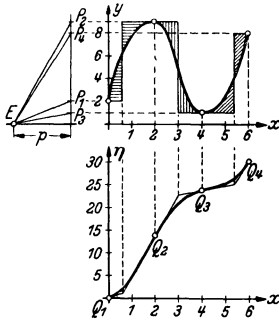


Abb. 30.

Kurve durch eine Stufenkurve, derart, daß von den in Abb. 30 schraffierten Flächenstücken je zwei aufeinanderfolgende Flächen inhaltsgleich sind. In den einzelnen Bereichen, die durch den Anfangspunkt, die eventuellen Extremwerte und den Endpunkt bestimmt sind, muß je eine gerade Anzahl von Flächenstücken liegen. Das Optimum der Einteilung liegt bei etwa 0,5 cm² Flächeninhalt.

Die auf eine senkrechte Gerade geloteten Punkte P_1, P_2, \dots, P_n werden mit dem Pol E verbunden, der p mm von der Geraden entfernt sei. In dem neuen η -Koordinatensystem werden vom Anfangspunkte aus Parallelen zu den Strecken EP_1, EP_2, \dots, EP_n aneinandergefügt, wodurch der angegebene Polygonzug entsteht. Die gesuchte Integralkurve muß durch die Punkte Q_1, Q_2, \dots, Q_n hindurchgehen und in diesen Punkten den Polygonzug berühren; bei den Extremwerten wird die zugehörige Gerade durchsetzt. Danach läßt sich die Integralkurve leicht einzeichnen, und zwar wesentlich genauer als der Anfänger erwarten wird. Die Längeneinheit auf der η -Achse sei l_η mm; es wird $p = l_x l_y : l_\eta$. Dabei sind

l_x und l_y gegeben; l_η wird überschlägig so bestimmt, daß die Integralkurve in brauchbarem Maßstab erscheint; damit ist der bisher willkürliche Polabstand p festgelegt.

v. SANDEN: Prakt. Analysis, Leipzig 1923, S. 103—107.

d) Polarplanimeter und Integrapph. Bei dem Polarplanimeter wird der Fahrstift auf einer geschlossenen, sich nicht selbst durchschneidenden Kurve entlang geführt und der Inhalt der umfahrenden Fläche an einem Zählwerk abgelesen (vgl. S. 469—471). Der Integrapph zeichnet selbständig die Kurve $\eta = \int_a^x f(x) dx$ auf, wenn der Fahrstift nach Justierung des Apparates auf der Kurve $y = f(x)$ entlang geführt wird. GALLE: Die mathem. Instrumente, Leipzig 1912.

4. Anschließende Fragestellungen.

a) Uneigentliche Integrale entsprechen einem Flächeninhalt, der sich bis in das Unendliche erstreckt. Es sind zwei Möglichkeiten vorhanden: $\int_a^b f(x) dx$

mit $f(b) = \infty$ und $\int_a^\infty f(x) dx$ (Abb. 31 u. 32). Um zu entscheiden, ob ein solches Integral einen unendlich großen Wert annimmt oder aber endlich bleibt, bildet man $\int_a^\xi f(x) dx$ und untersucht den Grenzwert $\lim_{\xi \rightarrow b \text{ bzw. } \xi \rightarrow \infty} \int_a^\xi f(x) dx$ für $\xi \rightarrow b$ bzw. $\xi \rightarrow \infty$. Beispiele:

$$\int_a^b \frac{dx}{(b-x)^n} \begin{cases} = \frac{1}{1-n} (b-a)^{1-n} & \text{für } n < 1, \\ = \infty & \text{für } n \geq 1. \end{cases} \quad \int_a^\infty \frac{dx}{x^n} \begin{cases} = \frac{1}{n-1} \cdot \frac{1}{a^{n-1}} & \text{für } n > 1, \\ = \infty & \text{für } n \leq 1. \end{cases}$$

Bei der numerischen oder graphischen Integration eines uneigentlichen Integrales nähert man den Absolutwert des Integranden in der Umgebung der kritischen Stelle durch $y = C : |b-x|^n = C : \xi^n$ bzw. $y = C : |x|^n$ an. Hierzu zeichnet man am einfachsten den Absolutwert des Integranden in doppeltes Logarithmenpapier (S. 43) ein und ersetzt die Kurve durch ihre Asymptote. Von der Stelle aus, von der an der Integrand im Rahmen der verlangten Genauigkeit durch die gefundene Näherungslösung ersetzt werden kann, wird dann diese zur Berechnung verwandt.

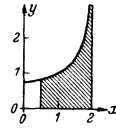


Abb. 31.

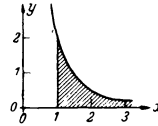


Abb. 32.

b) Integrale mit einem Parameter. Das Integral $\int_a^b f(x, \kappa) dx$ (a, b Konstante) ergibt für jeden festen Wert des Parameters κ eine Zahl; wenn wir κ verändern, stellt das Integral eine Funktion von κ dar. Es wird (wenn sich der Integrand in den betrachteten Bereichen von x und κ normal verhält):

$$\int_{0,5}^{2,0} \frac{dx}{\sqrt{2-x}} = \sqrt{6} = 2,45$$

$$\int_1^{+\infty} \frac{2 dx}{x^3} = 2.$$

$$\frac{d}{d\kappa} \int_a^b f(x, \kappa) dx = \int_a^b \frac{\partial f}{\partial \kappa} \cdot dx; \quad \int_A^B \left\{ \int_a^b f(x, \kappa) dx \right\} d\kappa = \int_a^b \left\{ \int_A^B f(x, \kappa) d\kappa \right\} dx.$$

Wenn auch noch a und b Funktionen von κ sind, gilt:

$$\frac{d}{d\kappa} \int_a^b f(x, \kappa) dx = f(b, \kappa) \cdot \frac{db}{d\kappa} - f(a, \kappa) \cdot \frac{da}{d\kappa} + \int_a^b \frac{\partial f}{\partial \kappa} \cdot dx.$$

c) Wichtige bestimmte Integrale.

$$\int_0^{+\infty} \frac{dx}{a+bx^2} = \frac{\pi}{2\sqrt{ab}} \text{ für } a > 0, b > 0; \quad \int_0^{+\infty} \frac{x^n - 1}{x+1} dx = \frac{\pi}{\sin n\pi} \text{ für } 0 < n < 1.$$

$$\int_a^b \frac{dx}{(b-x)^n} = \frac{(b-a)^{1-n}}{1-n} \text{ für } n < 1; \quad \int_a^{+\infty} \frac{dx}{x^n} = \frac{1}{(n-1)a^{n-1}} \text{ für } n > 1.$$

$$\int_0^{+\infty} e^{-\kappa x} dx = \frac{1}{\kappa} \text{ für } \kappa > 0. \quad \int_0^{+\infty} e^{-x^2} dx = \frac{1}{2}\sqrt{\pi}.$$

$$\int_0^{+\infty} x^n e^{-\kappa x} dx = \frac{n!}{\kappa^{n+1}} \text{ für } \kappa > 0, n = 1, 2, 3, \dots$$

$$\int_0^{\pi/2} \sin^{2n+1} x dx = \int_0^{\pi/2} \cos^{2n+1} x dx = \frac{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot \dots \cdot 2n}{3 \cdot 5 \cdot 7 \cdot \dots \cdot (2n+1)} \cdot 1$$

$$\int_0^{\pi/2} \sin^{2n} x dx = \int_0^{\pi/2} \cos^{2n} x dx = \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \cdot \dots \cdot (2n-1)}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot \dots \cdot 2n} \cdot \frac{\pi}{2}$$

$$\int_0^{+\infty} \frac{\sin ax}{x} dx = \frac{\pi}{2} \text{ für } a > 0. \quad \int_0^{+\infty} \frac{\operatorname{tg} x}{x} dx = \frac{\pi}{2}.$$

$$\int_0^{\pi} \ln \cos x dx = \int_0^{\pi} \ln \sin x dx = -\pi \ln 2.$$

$$\int_0^{\pi} \ln(1 \pm 2a \cos x + a^2) dx = \begin{cases} 0 & \text{für } 0 < a < 1, \\ 2\pi \ln a & \text{für } a > 1. \end{cases}$$

d) **Mehrfache Integrale.** Das in Abb. 33 angegebene Raumstück wird von der x - y -Ebene, der Fläche $z = F(x, y)$ und dem Zylinder begrenzt, der senkrecht durch eine gegebene Kurve in der x - y -Ebene errichtet ist. Zur Bestimmung des Rauminhaltes wird zunächst der Flächeninhalt der Streifen parallel zur y - z -Ebene als Funktion von x (Abb. 33) oder parallel zur x - z -Ebene als Funktion von y (Abb. 34) berechnet; diese Inhalte, multipliziert mit dx bzw. dy werden sodann über den in Betracht kommenden Bereich von x bzw. y summiert. Wenn a_1 und a_2 bzw. b_1 und b_2 der kleinste und größte Wert von x bzw. y längs der betrachteten Kurve ist und

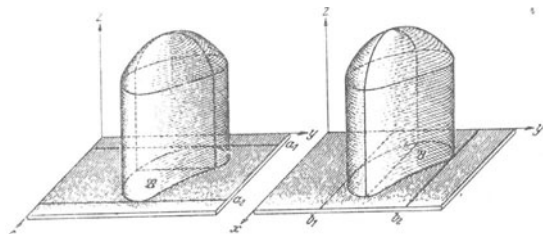


Abb. 33.

Abb. 34.

die einzelnen Kurvenstücke die folgenden Gleichungen besitzen (Abb. 35): $A_1 B_1 A_2, y = y_1(x)$; $A_1 B_2 A_2, y = y_2(x)$; $B_1 A_1 B_2, x = x_1(y)$; $B_1 A_2 B_2, x = x_2(y)$, wird:

$$\iint_{\mathfrak{B}} F(x, y) dx dy = \int_{a_1}^{a_2} \left\{ \int_{y_1(x)}^{y_2(x)} F(x, y) dy \right\} dx = \int_{b_1}^{b_2} \left\{ \int_{x_1(y)}^{x_2(y)} F(x, y) dx \right\} dy.$$

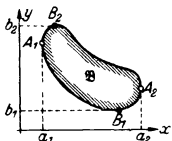


Abb. 35.

Der in dieser Weise berechnete Ausdruck $\iint_{\mathfrak{B}} F(x, y) dx dy$ wird als das über den Bereich \mathfrak{B} erstreckte *Doppelintegral* bezeichnet.

Werden in ein Doppelintegral *neue Veränderliche* eingeführt: $x = p(u, v), y = q(u, v)$, wobei jedem Wertepaar x, y ein einziges Wertepaar u, v und umgekehrt entsprechen soll, so ergibt sich:

$$\iint_{\mathfrak{B}} F(x, y) dx dy = \iint_{\mathfrak{B}'} F(p, q) \cdot |p_u q_v - q_u p_v| \cdot du dv;$$

dabei bedeutet \mathfrak{B}' den Bereich, der aus \mathfrak{B} durch die vorgenommene Substitution entsteht. Im Falle von *Polarkoordinaten* $x = r \cos \varphi, y = r \sin \varphi$ wird:

$$\iint_{\mathfrak{B}} F(x, y) dx dy = \iint_{\mathfrak{B}'} F(r \cos \varphi, r \sin \varphi) \cdot r dr d\varphi.$$

Beispiel: Kurve: $x^2 + y^2 = 1$; Funktion: $z = x^2 + y^2$. Es wird $\iint_{\mathfrak{B}} (x^2 + y^2) dx dy = \int_0^1 \int_0^{2\pi} r^2 \cdot r dr d\varphi = \int_0^1 \left\{ \int_0^{2\pi} r^3 d\varphi \right\} dr = \int_0^1 r^3 \cdot 2\pi dr = \frac{\pi}{2}$.

Das *dreifache Integral*, erstreckt über einen Raumteil \mathfrak{R} wird entsprechend bestimmt, z. B.:

$$\iiint_{\mathfrak{R}} F(x, y, z) dx dy dz = \int_{z=c_1}^{z=c_2} \left\{ \int_{y=y_1(z)}^{y=y_2(z)} \left(\int_{x=x_1(y, z)}^{x=x_2(y, z)} F(x, y, z) dx \right) dy \right\} dz$$

(vgl. z. B. das dreifache Integral S. 149).

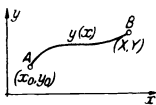


Abb. 36.

e) **Kurvenintegrale.** Das Kurvenstück $y = y(x)$ sei durch den Anfangspunkt A mit den Koordinaten x_0, y_0 und den Endpunkt B mit den Koordinaten X, Y begrenzt (Abb. 36). Das *Kurvenintegral*, *erstreckt von A bis B längs der betrachteten Kurve*, wird durch den Ausdruck definiert:

$$\int_A^B \{ P(x, y) dx + Q(x, y) dy \} = \int_{x_0}^X \left\{ P(x, y) + Q(x, y) \cdot \frac{dy}{dx} \right\} dx,$$

wobei rechts für y und $\frac{dy}{dx}$ die zugehörigen Funktionen einzusetzen sind, so daß das Integral nur noch von x abhängt. Wenn die Kurve durch die Parameter-

darstellung $x = x(t)$, $y = y(t)$ gegeben ist, wobei sich A für $t = t_0$ und B für $t = T$ ergeben möge, wird entsprechend:

$$\int_A^B \{ P(x, y) dx + Q(x, y) dy \} = \int_{t_0}^T \left\{ P(x, y) \frac{dx}{dt} + Q(x, y) \frac{dy}{dt} \right\} dt,$$

wobei das rechte Integral nach Einsetzen der Funktionen für $x, y, \frac{dx}{dt}, \frac{dy}{dt}$ nur noch von t abhängt. Der Wert des Kurvenintegrals ist von der gewählten Darstellungsart der Kurve unabhängig.

Wenn der unter dem Integral stehende Differentialausdruck ein *vollständiges Differential* ist (S. 22 u. 23), d. h. wenn $dz = F_x dx + F_y dy = P dx + Q dy$ und somit $P = F_x, Q = F_y, P_y = Q_x$ wird, ergibt sich:

$$\int_A^B \{ P(x, y) dx + Q(x, y) dy \} = F(X, Y) - F(x_0, y_0).$$

Die Funktion $z = F(x, y)$ heißt das zugehörige *Potential*; es ist nur bis auf eine willkürliche additive Konstante bestimmt. Wenn $F(x, y)$ in einem Bereich \mathfrak{B} der x - y -Ebene keine Singularitäten besitzt, muß ein derartiges Kurvenintegral für zwei verschiedene Integrationswege K_1 und K_2 zwischen A und B , die ganz in dem Bereich \mathfrak{B} liegen (Abb. 37), denselben Wert annehmen; d. h. das Kurvenintegral über ein *vollständiges Differential ist vom Wege unabhängig*. Weiter muß ein derartiges Kurvenintegral den Wert Null ergeben, wenn der Integrationsweg eine in \mathfrak{B} liegende geschlossene Kurve ist (d. h. wenn A und B zusammenfallen, Abb. 38). Die beiden Sätze brauchen nicht mehr zu gelten, wenn zwischen den beiden Integrationswegen oder innerhalb des geschlossenen Integrationsweges ein singulärer Punkt von F liegt.

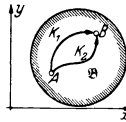


Abb. 37.

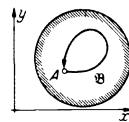


Abb. 38.

Wenn ein Kurvenstück im Raume durch $x = x(t), y = y(t), z = z(t); t_0 \leq t \leq T$ gegeben ist und P, Q, R gegebene Funktionen von x, y, z sind, wird entsprechend:

$$\int_A^B \{ P dx + Q dy + R dz \} = \int_{t_0}^T \left\{ P \frac{dx}{dt} + Q \frac{dy}{dt} + R \frac{dz}{dt} \right\} dt.$$

Bei vollständigen Differentialen (vgl. S. 23) gelten die gleichen Sätze wie für zwei Veränderliche.

Schriftum zur Differential- und Integralrechnung. WITTING: Differential- und Integralrechnung, Sammlung Göschel Bd. 87 u. 88; Aufgabensammlung, Bd. 146 u. 147; Berlin 1931. ROTHE: Höhere Mathematik, TEUBNERS math. Leitfaden, Bd. 21—23; Übungsaufgaben, Bd. 33 bis 38; Leipzig 1932. COURANT: Vorlesungen über Differential- und Integralrechnung, Bd. 1 u. 2. Berlin 1927. SERRET-SCHEFFERS: Lehrbuch der Differential- und Integralrechnung, Bd. 1 u. 2. Leipzig 1915.

E. Differentialgleichungen.

Übersicht und Bezeichnungen. Eine Gleichung zwischen der Veränderlichen x , einer gesuchten Funktion $y(x)$ und ihren Ableitungen heißt eine *gewöhnliche Differentialgleichung*. Bei den *partiellen Differentialgleichungen* hängt die gesuchte Funktion von mehreren Veränderlichen ab, so daß statt der gewöhnlichen partielle Ableitungen auftreten. Die *Ordnung* einer Differentialgleichung ist der Grad der höchsten in ihr enthaltenen Ableitung. Eine Differentialgleichung heißt *linear*, wenn die gesuchte Funktion und ihre Ableitungen nur linear auftreten (vgl. Abschnitt 1).

Eine einzelne Funktion, die einer gegebenen Differentialgleichung genügt, wird als *spezielle Lösung* bezeichnet. Eine Darstellung, welche die sämtlichen regulären Lösungen umfaßt, heißt die *allgemeine Lösung*; zu ihr können gegebenen Falles noch *singuläre Lösungen* treten (S. 36). Die allgemeine Lösung einer gewöhnlichen Differentialgleichung n -ter Ordnung enthält n *willkürliche Konstanten*, die einer partiellen Differentialgleichung n *willkürliche Funktionen*. Bei den Aufgaben der Praxis werden die willkürlichen Elemente durch *Anfangs- oder Randbedingungen* festgelegt, die sich aus der jeweiligen Problemstellung ergeben.

Außer einzelnen Gleichungen treten auch *Systeme von n Differentialgleichungen* zur Bestimmung von n gesuchten Funktionen auf.

Die Berechnung eines Integrales wird in der Lehre von den Differentialgleichungen als *Quadratur* bezeichnet.

1. Gewöhnliche lineare Differentialgleichungen.

a) **Zusammensetzung der allgemeinen Lösung aus speziellen Lösungen.** Die lineare Differentialgleichung zweiter Ordnung:

$$y'' + f_1(x) \cdot y' + f_0(x) \cdot y = \varphi(x)$$

heißt *vollständig* oder *unvollständig*, je nachdem das *Störungsmitglied* $\varphi(x)$ wirklich auftritt oder gleich Null ist. Die allgemeine Lösung der unvollständigen Gleichung ist:

$$y^* = C_1 y_1 + C_2 y_2.$$

wobei C_1, C_2 die beiden willkürlichen Integrationskonstanten und y_1, y_2 zwei spezielle, *linear unabhängige* Lösungen sind (d. h. es soll zwischen ihnen keine lineare Identität $c_1 y_1 + c_2 y_2 = 0$ für *alle* x -Werte bestehen, wobei c_1 und c_2 feste Zahlen sind). Die allgemeine Lösung der vollständigen Gleichung setzt sich aus der allgemeinen Lösung y^* der zugehörigen unvollständigen Gleichung und *einer* speziellen Lösung $\eta(x)$ der vollständigen Gleichung in der Form:

$$y = y^* + \eta(x) = C_1 y_1 + C_2 y_2 + \eta(x)$$

zusammen. Die spezielle Lösung $\eta(x)$ läßt sich stets durch Quadraturen aus den y_p ermitteln. Man setzt sie in der Form $\eta = e_1(x) \cdot y_1 + e_2(x) \cdot y_2$ an (LAGRANGE: *Methode der Variation der Konstanten*); die Differentialgleichung wird durch $e_1' y_1 + e_2' y_2 = 0, e_1' y_1' + e_2' y_2' = \varphi$ erfüllt, woraus:

$$e_1 = \int \frac{-y_2 \varphi dx}{y_1 y_2' - y_2 y_1'} + C_1, \quad e_2 = \int \frac{+y_1 \varphi dx}{y_1 y_2' - y_2 y_1'} + C_2$$

folgt. Alle diese Sätze gelten entsprechend für lineare Differentialgleichungen n -ter Ordnung.

b) Lineare Differentialgleichungen mit konstanten Koeffizienten. Die Lösung der unvollständigen Gleichung läßt sich stets durch den D'ALEMBERTSchen Ansatz $y = e^{\kappa x}$ ermitteln.

Bei $a_2 y'' + a_1 y' + a_0 y = 0$ ergibt der Ansatz nach Fortkürzen von $e^{\kappa x}$ die quadratische Hauptgleichung $a_2 \kappa^2 + a_1 \kappa + a_0 = 0$. Im Falle zweier verschiedener reeller Wurzeln κ_1 und κ_2 wird $y^* = C_1 e^{\kappa_1 x} + C_2 e^{\kappa_2 x}$. Im Falle zweier konjugiert komplexer Wurzeln $\kappa = p \pm iq$ bildet man (vgl. S. 64):

$$y^* = C_1 e^{\kappa_1 x} + C_2 e^{\kappa_2 x} = C_1 e^{(p+iq)x} + C_2 e^{(p-iq)x} \\ = (C_1 + C_2) e^{p x} \cos q x + i(C_1 - C_2) e^{p x} \sin q x = c_1 e^{p x} \cos q x + c_2 e^{p x} \sin q x,$$

d. h. es sind sowohl Realteil als auch Imaginärteil von $e^{\kappa x}$ Lösungen. Im Falle einer Doppelwurzel $\kappa_1 = \kappa_2 = \kappa$ wird schließlich $y^* = (C_1 + C_2 x) e^{\kappa x}$. Entsprechend verfährt man bei den Gleichungen n -ter Ordnung (vgl. z. B. die Differentialgleichung 85, S. 201).

Die Lösung der vollständigen Gleichung wird durch Variation der Konstanten gefunden (falls man nicht eine spezielle Lösung $\eta(x)$ erraten kann, was bei technischen Fragestellungen häufig der Fall ist].

Die Lösungen von $a_2 y'' + a_1 y' + a_0 y = \varphi(x); D = a_1^2 - 4a_0 a_2$.

Aperiodischer Fall: $D > 0$.	Grenzfall: $D = 0$.	Periodischer Fall: $D < 0$.
$\kappa_1 = (-a_1 + \sqrt{D}) : 2a_2$ $\kappa_2 = (-a_1 - \sqrt{D}) : 2a_2$	$\kappa = -a_1 : 2a_2$	$p = -a_1 : 2a_2$ $q = \sqrt{-D} : 2a_2$
$y = C_1 e^{\kappa_1 x} + C_2 e^{\kappa_2 x} + \eta(x)$	$y = (C_1 + C_2 x) e^{\kappa x} + \eta(x)$	$y = e^{p x} (C_1 \sin q x + C_2 \cos q x) + \eta(x)$ $= C e^{p x} \sin(q x + c) + \eta(x)$
$\eta = \frac{1}{\sqrt{D}}$ $\cdot \{ e^{\kappa_1 x} \int \varphi(x) e^{-\kappa_1 x} dx$ $- e^{\kappa_2 x} \int \varphi(x) e^{-\kappa_2 x} dx \}$	$\eta = \frac{1}{a_2} e^{\kappa x}$ $\cdot \{ x \int \varphi(x) e^{-\kappa x} dx$ $- \int \varphi(x) \cdot x \cdot e^{-\kappa x} dx \}$	$\eta = \frac{1}{a_2 q} e^{p x}$ $\cdot \{ \sin q x \int \varphi(x) e^{-p x} \cos q x dx$ $- \cos q x \int \varphi(x) e^{-p x} \sin q x dx \}$

Wenn $\varphi(x) = a$ konstant und $a_0 \neq 0$ ist, wird $\eta = a : a_0$ eine spezielle Lösung. Wenn $\varphi(x)$ eine ganze rationale Funktion m -ten Grades ist, gibt es stets eine zweite ganze rationale Funktion, welche eine spezielle Lösung der vollständigen Gleichung ist; sie ist für $a_0 \neq 0$ ebenfalls vom m -ten Grad, für $a_0 = 0$ dagegen von höherem Grade. Die Koeffizienten der gesuchten Funktion werden am besten durch Einsetzen in die Differentialgleichung bestimmt. (Vgl. z. B. die Differentialgleichung 88, S. 203.)

Die Gleichung:	hat die spezielle Lösung:	bzw. für $a_0 = a_2 \omega^2, a_1 = 0$
$a_2 y'' + a_1 y' + a_0 y = \begin{cases} c \sin \omega x \\ c \cos \omega x \end{cases}$	$\eta(x) = \frac{c}{\sqrt{(a_0 - a_2 \omega^2)^2 + a_1^2 \omega^2}} \cdot \begin{cases} \sin \omega(x - \delta) \\ \cos \omega(x - \delta) \end{cases}$ mit $\operatorname{tg} \omega \delta = a_1 \omega : (a_0 - a_2 \omega^2)$	$\eta(x) = \frac{c \omega x}{2 a_0} \cdot \begin{cases} -\cos \omega x \\ +\sin \omega x \end{cases}$

Die besonders einfache Gleichung $y^{(n)} = \varphi(x)$ wird durch n aufeinanderfolgende Quadraturen gelöst:

$$y = \int_1^2 \dots \int_n \varphi(x) (dx)^n + g(x), \quad \text{wobei} \quad g(x) = C_0 + C_1 x + \dots + C_{n-1} x^{n-1}$$

wird; statt dessen kann man auch schreiben:

$$y = \frac{1}{(n-1)!} \int_0^x \varphi(t) (x-t)^{n-1} dt + g(x).$$

Vgl. z. B. die Gleichung der Biegelinie 28, S. 160.

c) **Lineare Differentialgleichungen mit variablen Koeffizienten.** Die lineare Differentialgleichung *erster Ordnung* $y' + f(x) \cdot y = \varphi(x)$ läßt sich stets durch Quadraturen lösen.

Man führt $y = u(x) \cdot v(x)$ ein: $u v' + v u' + f(x) \cdot u v = \varphi(x)$ und zerlegt in $v' = -f(x) \cdot v$; $v u' = \varphi(x)$; es folgt $v = e^{-\int f(x) dx}$, $u = \int \{\varphi(x) : v\} dx + C$; also ergibt sich:

$$y = e^{-\int f(x) dx} \left\{ C + \int \varphi(x) e^{\int f(x) dx} dx \right\}.$$

Die lineare Differentialgleichung *zweiter Ordnung* $y'' + f_1(x) \cdot y' + f_0(x) \cdot y = \varphi(x)$ ist im allgemeinen nicht durch Quadraturen lösbar, wohl aber, wenn eine spezielle Lösung y_1 der unvollständigen Gleichung bekannt ist.

Man setzt $y = y_1 \cdot u$ und erhält:

$$y'' u + 2 y_1' u' + y_1 u'' + (y_1'' u + y_1 u'') f_1(x) + y_1 u f_0(x) = \varphi(x),$$

wobei sich die unterstrichenen Glieder nach Voraussetzung fortheben; es bleibt, wenn wir $u' = z$ setzen, die lineare Differentialgleichung erster Ordnung $y_1 z' + \{2 y_1' + y_1 f_1(x)\} z = \varphi(x)$, aus der z und damit u bestimmt wird.

Die unvollständige Gleichung zweiter Ordnung $y'' + f_1(x) \cdot y' + f_0(x) \cdot y = 0$, kann stets auf eine (nichtlineare) Differentialgleichung erster Ordnung zurückgeführt werden.

Man setzt $y = e^{\int u dx}$, $y' = u y$; $y'' = u' y + u y' = (u' + u^2) y$ und erhält nach Fortkürzen von y die **RICCATISCHE** Differentialgleichung (siehe unten) $u' + u f_1(x) + u^2 + f_0(x) = 0$, aus der u und damit $y = e^{\int u dx}$ zu bestimmen ist.

Die **BESSELSche Differentialgleichung** $y'' + \frac{1}{x} y' + \left(1 - \frac{p^2}{x^2}\right) y = 0$ (p konst.) ist S. 55 besprochen.

2. Gewöhnliche Differentialgleichungen erster Ordnung.

a) **Typen, die sich durch Quadraturen lösen lassen.** *Trennung der Veränderlichen.* Wenn $y' = p(x) \cdot q(y)$ ist, folgt $\int dy : q(y) = \int p(x) dx + C$.

Die *lineare Differentialgleichung* $y' = p(x) \cdot y + q(x)$ wird durch den Ansatz $y = u \cdot v$ gelöst (siehe oben).

Bei der **BERNOULLISCHEN Differentialgleichung** $y' = p(x) \cdot y + q(x) \cdot y^\alpha$ gibt der gleiche Ansatz $u' v + u v' = p(x) \cdot u v + q(x) \cdot u^\alpha v^\alpha$; man zerspaltert in $u' : u = p(x)$ und $v' \cdot v^{-\alpha} = q(x) \cdot u^{\alpha-1}$ und erhält:

$$u = e^{\int p(x) dx}, \quad v^{1-\alpha} = (1-\alpha) \int q(x) u^{\alpha-1} dx + C.$$

Die **RICCATISCHE Differentialgleichung** $y' = f_0(x) + 2 f_1(x) \cdot y + f_2(x) \cdot y^2$ ist durch Quadraturen lösbar, wenn man eine spezielle Lösung $\eta(x)$ kennt. Man führt $z(x) = y - \eta$ ein und erhält $z' + \eta' = f_0(x) + 2 f_1(x) \cdot (z + \eta) + f_2(x) \cdot (z^2 + 2 z \eta + \eta^2)$, wobei sich die unterstrichenen Glieder nach Voraussetzung fortheben; für z ergibt sich die **BERNOULLISCHE** Differentialgleichung $z' = 2 z \cdot \{f_1(x) + \eta \cdot f_2(x)\} + z^2 \cdot f_2(x)$.

Die *homogenen Differentialgleichungen* $y' = f(y; x)$ werden durch den Ansatz $q(x) = y : x$ gelöst; es folgt $y' = q' x + q$, so daß man $q' x + q = f(q)$ und durch Trennung der Veränderlichen in $x = \int dq : \{f(q) - q\} + C$ erhält. Bei der *allgemeineren Gleichung* $y' = f\{\alpha_1 + b_1 x + c_1 y : \alpha_2 + b_2 x + c_2 y\}$ setzt man $x = \alpha + u$, $y = \beta + v(u)$; $dx = du$, $dy = dv$

und bestimmt die Konstanten α und β so, daß in dem Quotienten die Absolutglieder verschwinden, wodurch sich eine homogene Differentialgleichung ergibt.

Führt man in $y' = f(x, y)$ durch $x = p(u, v), y = q(u, v)$ neue Veränderliche u und v ein, so folgt $dx = p_u du + p_v dv, dy = q_u du + q_v dv$, so daß man $v' = dv:du = -\{q_u - f \cdot p_u\} / \{q_v - f \cdot p_v\}$ erhält, wobei $f^* = f\{p(u, v), q(u, v)\}$ gesetzt ist. Im Falle von Polarkoordinaten $x = r \cos \varphi, y = r \sin \varphi$ ergibt sich $r' = dr: d\varphi = -r \cdot \{\cos \varphi + f^* \cdot \sin \varphi\} / \{\sin \varphi - f^* \cdot \cos \varphi\}$ mit $f^* = f\{r \cos \varphi, r \sin \varphi\}$. Durch solche Substitutionen gelingt es manchmal, die gegebene Differentialgleichung zu vereinfachen. Im besonderen kann es zweckmäßig sein, x als Funktion von y aufzufassen; z. B. ergibt $y' = y: (2x - y^4)$ auf diese Weise die lineare Differentialgleichung $x' = dx: dy = (2x: y) - y^3$.

Die exakten Differentialgleichungen $y' = -P(x, y): Q(x, y)$ mit $P_y = Q_x$ lassen sich in Form eines vollständigen Differentials (S. 23) schreiben: $dz = P(x, y) dx + Q(x, y) dy = 0$; die allgemeine Lösung lautet $z = \int P dx + \int \{Q - \int P_y dx\} dy = C_1$ oder $z = \int Q dy + \int \{P - \int Q_x dy\} dx = C_2$. Wenn die Bedingung $P_y = Q_x$ nicht erfüllt ist, kann man die Gleichung durch Multiplikation mit einem geeigneten sog. integrierenden Faktor $M(x, y)$ exakt machen. Dieser muß eine spezielle Lösung der partiellen Differentialgleichung $P \cdot M_y - Q \cdot M_x = M \cdot (Q_x - P_y)$ sein. Zum Beispiel ergibt $(y + x y^2) dx + (x - x^2 y) dy = 0$ durch Multiplikation mit $M = 1: x^2 y^2$ die exakte Differentialgleichung $\frac{1 + xy}{x^2 y} dx + \frac{1 - xy}{x y^2} dy = 0$, deren Lösung nach der obigen Formel 1: $(xy) + \ln(y:x) = C$ ist.

Integration durch Differentiation. Bei $y = F(x, y')$ setzt man $y' = z$ und differenziert nach x ; dann folgt $z = F_x + F_{z'} z'$, wodurch die Gleichung manchmal vereinfacht wird. Die Lösung $z = z(x)$ setzt man in $F(x, z)$ ein und bestimmt dadurch $y(x)$.

Die CLAIRAUTSche Differentialgleichung $y = xy' + f(y')$ besitzt die allgemeine Lösung $y = Cx + f(C)$, die eine Schar von geraden Linien darstellt. Die zugehörige Hüllkurve (vgl. S. 83) $x = -f'(t), y = -t \cdot f'(t) + f(t)$, wobei $t = C$ einen Parameter bedeutet, ist eine singuläre Lösung (vgl. S. 33). Beispiel: $y = x y' + y'^2$ (Abb. 39); die Hüllkurve ist die Parabel $y = -\frac{1}{4} x^2$.

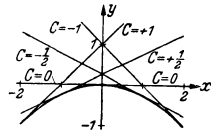


Abb. 39.

b) Graphische Integration. Man zeichnet bei der Differentialgleichung $y' = F(x, y)$ eine genügende Anzahl von Isoklinen $F(x, y) = \text{konst.}$ und gibt für jede die durch $y' = \text{konst.}$ bestimmte Richtung an. Die gesuchten Integralkurven müssen jede Isokline in der zugehörigen Richtung durchschneiden und sind danach leicht einzuzeichnen. Die eventuellen Wendepunkte der Integralkurven liegen auf der Kurve $y'' = F_x + F_y \cdot y' = F_x + F_y \cdot F = 0$.

Abb. 40 zeigt die Durchführung des Verfahrens für $y' = x^2 + y^2$; die (gestrichelte) Wendepunktskurve hat die Gleichung $y^3 + x^2 y + x = 0$. Die gezeichneten Integralkurven lassen sich nach dem Iterationsverfahren (S. 37) verbessern; die dabei auftretenden Integrationen werden graphisch ausgeführt (vgl. v. SANDEN, Prakt. Analysis, Leipzig, 1923, S. 162—170).

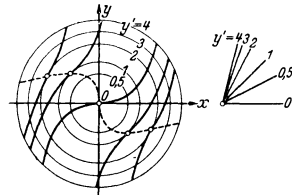


Abb. 40.

c) Integration durch Reihenentwicklung.

Um bei der Differentialgleichung $y' = F(x, y)$ die Integralkurve zu ermitteln, die durch den Punkt $x = a, y = b$ hindurchgeht, setzt man $y(x)$ als TAYLORSche Reihe an (S. 57):

$$y(x) = b + \frac{y'(a)}{1!} (x - a) + \frac{y''(a)}{2!} (x - a)^2 + \frac{y'''(a)}{3!} (x - a)^3 + \dots$$

Durch Differentiation der gegebenen Gleichung bildet man $y''(x), y'''(x), \dots$ und bestimmt durch Einsetzen von $x = a, y = b$ der Reihe nach die gesuchten Werte $y'(a) = F(a, b), y''(a), y'''(a), \dots$

Statt dessen kann man auch von einer Potenzreihe der Form:

$$y(x) = b + c_1(x - a) + c_2(x - a)^2 + c_3(x - a)^3 + \dots$$

ausgehen. Durch Einsetzen der Reihe in die Differentialgleichung und Koeffizientenvergleich gleich hoher Potenzen von x ergeben sich Rekursionsformeln für die c_n , aus denen diese Zahlen schrittweise berechnet werden.

Es ist im allgemeinen schwierig, das Bildungsgesetz der Koeffizienten zu erkennen und zu der unendlichen Reihe überzugehen, welche (in ihrem Konvergenzbereich) die gesuchte Funktion darstellt. Dieser Grenzübergang ist auch im allgemeinen nicht erforderlich, da zur numerischen Berechnung sowieso nur die ersten Glieder der Reihe benutzt werden und die Genauigkeit an Hand der Differentialgleichung abgeschätzt werden kann (vgl. ДИБЕРВАХ: Differentialgleichungen, Berlin 1926, S. 36.)

d) Das Iterationsverfahren. Es sei eine erste Näherungslösung $y_1(x)$ der Differentialgleichung $y' = F(x, y)$ ermittelt, die für $x = a$ den vorgegebenen Wert $y = b$ annimmt: $y_1(a) = b$. Man erhält durch $y_2(x) = b + \int_a^x F(x, y_1) dx$ eine zweite (im allgemeinen bessere) Näherungslösung, durch Anwendung des gleichen Verfahrens auf $y_2(x)$ eine dritte Näherungslösung $y_3(x)$ usw. fort. Die Folge der Näherungslösungen geht im allgemeinen mit wachsendem Index beliebig gegen die gesuchte Funktion $y(x)$.

e) Die numerische Integration einer Differentialgleichung mit vorgegebener Anfangsbedingung $y(a) = b$ kann erfolgen, indem man die Werte einer Näherungslösung tabuliert und die Integrationen des Iterationsverfahrens numerisch ausführt. Die Methode КУРТА-РУНГЕ geht von der Entwicklung der Lösung in eine TAYLOR-Reihe aus. Vgl. v. SANDEN: Prakt. Analysis, Leipzig 1923, S. 170—180.

f) Gewinnung von Näherungen. Die Differentialgleichung $y' = 1 + y^2 + 1 : x^2$ läßt sich für genügend großes $|x|$ durch $y' = 1 + y^2$ oder $y = \operatorname{tg}(x + C)$ ersetzen. Entsprechend kann man häufig eine Differentialgleichung in bestimmten Bereichen der x - y -Ebene durch eine einfachere Beziehung annähern (vgl. z. B. Gleichung 85, S. 209).

3. Gewöhnliche Differentialgleichungen zweiter Ordnung.

a) Typen, die sich formal vereinfachen lassen. Die Lösung der Differentialgleichung $y'' = F(x, y, y')$ läßt sich stets durch Quadraturen ermitteln, wenn auf der rechten Seite nur eine der drei Veränderlichen auftritt.

$y'' = F(x)$; es folgt $y = \int \{ \int F(x) dx \} dx + C_1 x + C_2 = x \int F(x) dx - \int x F(x) dx + C_1 x + C_2$.

$y'' = F(y)$; man bildet $y'' y' = F(y) \cdot y'$ und erhält $\frac{1}{2} y'^2 = \int F(y) dy + \frac{1}{2} C_1$; durch Trennung der Veränderlichen folgt weiter $x = C_2 + \int dy : \sqrt{C_1 + 2 \int F(y) dy}$.

$y'' = F(y')$; man setzt $y' = z(x)$, $y'' = z'$ und erhält $z' = F(z)$ oder $x = C_1 + \int dz : F(z)$; hieraus wird $z(x)$ berechnet und $y = \int z(x) dx + C_2$ bestimmt.

Weiter ergibt sich, wenn auf der rechten Seite nur zwei der drei Veränderlichen auftreten:

$y'' = F(y, y')$; man setzt $y' = \frac{dy}{dx} = z(y)$, $y'' = \frac{dz}{dy} \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{dz}{dy} \cdot z(y)$ und erhält $\frac{dz}{dy} \cdot z(y) = F(y, z(y))$; nach Ermittlung der allgemeinen Lösung dieser Gleichung erster Ordnung ergibt sich $x = C_2 + \int dy : z(y)$.

$y'' = F(x, y')$; man setzt $y' = z(x)$, so daß $z' = F(x, z)$ folgt; nach Ermittlung der allgemeinen Lösung $z(x)$ dieser Gleichung erster Ordnung erhält man $y = \int z(x) dx + C_2$.

$y'' = F(x, y)$; in diesem Fall läßt sich im allgemeinen keine Vereinfachung erzielen.

b) Weitere Verfahren. Zur graphischen und numerischen Integration vgl. v. SANDEN: Praktische Analysis, Leipzig 1923, S. 181—190. Ein Beispiel zur Integration durch Reihenentwicklung ist die BESSELSche Gleichung S. 55. Beim Iterationsverfahren bildet man, wenn $y_1(x)$ eine erste Näherungslösung von $y'' = F(x, y, y')$ mit $y_1(a) = b$, $y_1'(a) = c$ ist, $y_2 = \int_a^x \{ \int_a^x F(x, y_1, y_1') dx \} dx + c(x - a) + b$ usw., wodurch sich im allgemeinen immer bessere Näherungen ergeben.

c) Randwertaufgaben und Eigenwertprobleme. Die Integrationskonstanten werden außer durch die Anfangsbedingung $y(a) = b$, $y'(a) = c$ häufig auch durch $y(a_1) = b_1$, $y(a_2) = b_2$ oder $y'(a_1) = c_1$, $y'(a_2) = c_2$ festgelegt (erste bzw. zweite Randwertaufgabe); dabei ist diejenige Integralkurve gesucht, die an den beiden „Rändern“ $x = a_1$ bzw. $x = a_2$ vorgegebene Werte bzw. vorgegebene Steigungen annimmt.

Zur Lösung der ersten Randwertaufgabe geht man von dem Punkte $x = a_1$, $y = b_1$ aus und sucht den zweiten Punkt durch Abänderung der Ausgangssteigung $y'(a_1)$ zu erreichen, d. h. man „zielt“ mit den Integralkurven von dem ersten Punkt nach dem zweiten hin. Entsprechend hält man bei der zweiten Randwertaufgabe die Ausgangssteigung fest und ändert die Ausgangsordinate $y(a_1)$ ab.

Die Differentialgleichung $y'' = -\lambda^2 y$, in welcher λ eine Konstante bedeutet, hat die allgemeine Lösung $y = C_1 \sin \lambda x + C_2 \cos \lambda x$. Die Randbedingung $y(0) = 0$, $y(a) = 0$ ergibt $y(0) = C_2 = 0$ und $y(a) = C_1 \sin \lambda a = 0$. Für $\sin \lambda a \neq 0$ ist also nur die triviale Lösung $y(x) = 0$ möglich; für $\sin \lambda a = 0$ oder $\lambda = n\pi : a$ ergibt sich dagegen noch die weitere Lösung $y = C_1 \sin \left(\frac{n\pi}{a} x \right)$ ($n = 1, 2, \dots$), wobei die Integrationskonstante C_1 unbestimmt bleibt. In entsprechender Weise wird häufig nach denjenigen Werten λ_n eines Parameters λ gefragt, für welche eine Differentialgleichung zweiter Ordnung mit vorgegebenen Randbedingungen außer einer trivialen Lösung noch weitere Lösungen besitzt; die Zahlen λ_n werden als *Eigenwerte* des Problems bezeichnet. Vgl. die Stabknickung S. 205 und die Knickbiegung S. 206.

4. Partielle lineare Differentialgleichungen.

Die in der Technik auftretenden partiellen Differentialgleichungen sind im allgemeinen linear und unvollständig (vgl. S. 33). Zur *analytischen Lösung* besorgt man sich zunächst geeignete spezielle Lösungen f_n der Differentialgleichung und setzt mit ihrer Hilfe die gesuchte Lösung als unendliche Funktionsreihe an: $F = C_1 f_1 + C_2 f_2 + C_3 f_3 + \dots$. Die noch freien Konstanten werden so bestimmt, daß die gestellten Randbedingungen erfüllt werden, was von Fall zu Fall in geeigneter Weise durchgeführt wird. Zum Schluß muß nachgeprüft werden, ob die Funktionsreihe samt den auftretenden Ableitungen in dem betrachteten Bereich konvergiert (vgl. dazu S. 56). Zur *numerischen Berechnung* teilt man den in Frage kommenden Bereich in ein Gitter ein und ersetzt die Differentialquotienten durch die entsprechenden Differenzen. Die Erfüllung der Randbedingungen und der entstandenen Differenzgleichung ergibt ein System von linearen Gleichungen für die gesuchten Funktionswerte, die F in den Gitterpunkten annimmt. Durch Verengung des Gitters wird die Näherung verbessert, bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist. Schließlich kann man die Differentialgleichung durch ein Variationsproblem ersetzen und das *Ritzsche Verfahren* zur Lösung heranziehen (S. 39). Die *Eigenwertprobleme* sind entsprechend wie bei gewöhnlichen Differentialgleichungen definiert (siehe oben).

Schrifttum für Differentialgleichungen. Die elementaren Sätze über Differentialgleichungen findet man in den Lehrbüchern der Differential- und Integralrechnung (S. 33). Außerdem seien genannt: HOHEISEL: Gewöhnliche bzw. partielle Differentialgleichungen, Sammlung Göschens, Bd. 920 bzw. 1003. Berlin 1930. HOER: Technische Schwingungslehre, Berlin 1922. BIEBERBACH: Differentialgleichungen, Berlin 1926. WEBER: Partielle Differentialgleichungen der mathematischen Physik, Braunschweig 1900.

F. Variationsrechnung.

Die gesuchte Funktion $y(x)$ soll die Randbedingungen $y(a_1) = b_1$, $y(a_2) = b_2$ erfüllen. Das gegebene Integral $J = \int_{a_1}^{a_2} F(x, y, y') dx$ nimmt, wenn wir eine solche Funktion einsetzen, einen festen Wert an; d. h. J ist von der gesuchten Funktion $y(x)$ abhängig. Es wird gefragt, für welche Funktionen $y(x)$ das Integral J ein Maximum oder Minimum wird. Es folgt, daß die gesuchte Funktion der EULERSCHEN Differentialgleichung $F_y - \frac{d}{dx} F_{y'} = 0$ oder ausgeschrieben (vgl. S. 23):

$$F_y - \left(\frac{\partial F_{y'}}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dx} + \frac{\partial F_{y'}}{\partial y} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{\partial F_{y'}}{\partial y'} \cdot \frac{dy'}{dx} \right) = F_y - F_{xy'} - F_{yy'} \cdot y' - F_{y'y'} \cdot y'' = 0$$

genügen muß. Die beiden Integrationskonstanten dieser Differentialgleichung zweiter Ordnung sind so zu wählen, daß die für $y(x)$ gestellten Randbedingungen erfüllt werden. Genau wie bei den Extremwerten einer Funktion (S. 21) braucht nicht jede Lösung der EULERSCHEN Gleichung auf einen Extremwert von J zu führen.

Beispiel: $J = \int_{-1}^{+1} y \sqrt{1 + y'^2} dx$. Randbedingung $y(1) = 2$, $y(-1) = 2$. Es wird $F = y \sqrt{1 + y'^2}$, $F_y = \sqrt{1 + y'^2}$, $F_{xy'} = 0$, $F_{yy'} = y' : \sqrt{1 + y'^2}$, $F_{y'y'} = y : \sqrt{1 + y'^2}^3$. Einsetzen in die EULERSCHE Gleichung gibt nach Zusammenfassung $1 + y'^2 = y y''$; die allgemeine Lösung ist $y = \frac{1}{c_1} \mathcal{O}[(c_1 x + c_2)]$. Die Bestimmung der Integrationskonstanten ergibt $c_2 = 0$ und für c_1 die Gleichung $2c_1 = \mathcal{O}[\frac{1}{c_1}]$, die zwei Wurzeln besitzt.

Die vier wichtigsten Sonderfälle, für die das entsprechende wie oben gilt, sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

<p>Grundaufgabe</p>	$J = \int_{a_1}^{a_2} F(x, y, y') dx$ $y(a_1) = b_1; \quad y(a_2) = b_2.$	$F_y - \frac{d}{dx} F_{y'} = 0$ <p>Eine gew. Differentialgleichung zweiter Ordnung</p>
<p>Integrale mit zweiter Ableitung</p>	$J = \int_{a_1}^{a_2} F(x, y, y', y'') dx$ $y(a_1) = b_1; \quad y(a_2) = b_2;$ $y'(a_1) = c_1; \quad y'(a_2) = c_2.$	$F_y - \frac{d}{dx} F_{y'} + \frac{d^2}{dx^2} F_{y''} = 0$ <p>Eine gew. Differentialgleichung vierter Ordnung</p>
<p>Integrale mit zwei gesuchten Funktionen $y(x)$ und $z(x)$</p>	$J = \int_{a_1}^{a_2} F(x, y, y', z, z') dx$ $y(a_1) = b_1; \quad y(a_2) = b_2;$ $z(a_1) = c_1; \quad z(a_2) = c_2.$	$F_y - \frac{d}{dx} F_{y'} = 0;$ $F_z - \frac{d}{dx} F_{z'} = 0$ <p>System von zwei gew. Differentialgleichungen zweiter Ordnung</p>
<p>Integrale mit einer Funktion u von zwei Veränderlichen x und y</p>	$J = \iint_{\mathfrak{B}} F(x, y, u, u_x, u_y) dx dy$ <p>Die Werte von $u(x, y)$ auf der Randkurve eines festen Bereiches in der x, y-Ebene sind vorgegeben.</p>	$F_u - \frac{\partial}{\partial x} F_{u_x} - \frac{\partial}{\partial y} F_{u_y} = 0$ <p>Eine partielle Differentialgleichung zweiter Ordnung</p>

Man sieht, daß bei den EULERSCHEN Gleichungen ein einheitliches Bildungsgesetz vorliegt. In Sonderfällen kann sich der Grad der Differentialgleichungen erniedrigen. Über *Integrale mit veränderlichen Grenzen* und *Integrale mit Nebenbedingungen* vgl. das angegebene Schrifttum.

Wenn die Lösung der EULERSCHEN Differentialgleichung Schwierigkeiten bereitet, wendet man das *RITZSCHE Verfahren* an, das bei der Grundaufgabe folgendermaßen verläuft. Man nähert die gesuchte Funktion $y(x)$ durch eine endliche Funktionsreihe:

$$y_n(x) = f_0(x) + C_1 f_1(x) + C_2 f_2(x) + \dots + C_n f_n(x)$$

an, wobei die $f_\nu(x)$ fest gewählt werden, und zwar so, daß die gestellte Randbedingung erfüllt ist; z. B. $f_0(a_1) = b_1, f_0(a_2) = b_2$ und $f_\nu(a_1) = 0, f_\nu(a_2) = 0$ für $\nu = 1, 2, 3, \dots, n$. Durch Einsetzen von y_n in J und Ausführung des Integrals ergibt sich ein Ausdruck, in welchem nur noch die Konstanten C_ν unbekannt sind. Um $J(y_n)$ zu einem Extremwert zu machen, sind also die n Gleichungen:

$$\frac{\partial J}{\partial C_1} = 0, \quad \frac{\partial J}{\partial C_2} = 0, \quad \dots, \quad \frac{\partial J}{\partial C_n} = 0$$

zu bilden, aus denen die gesuchten C_ν berechnet werden. Die praktische Durchführbarkeit der Rechnung hängt von einer geeigneten Auswahl der $f_\nu(x)$ ab, die dem Geschick des Bearbeiters überlassen bleiben muß. Wegen der Fragen, die mit dem Grenzübergang $n \rightarrow \infty$ zusammenhängen, vgl. das angegebene Schrifttum.

Den Zusammenhang zwischen Variationsrechnung und Differentialgleichungen benutzt man häufig umgekehrt, indem man zur Lösung einer gegebenen Differentialgleichung mit Randbedingungen ein zugehöriges Variationsproblem aufstellt und dann dessen Lösung nach dem RITZSCHEN Verfahren ermittelt.

Schrifttum zur Variationsrechnung. SERRET-SCHÉFFERS: Lehrbuch der Differential- und Integralrechnung, Bd. 3, Leipzig 1914, S. 647–693. (Einleitung in die Variationsrechnung.) COURANT-HILBERT: Methoden der mathematischen Physik, Berlin 1924, S. 142–220. (Die Grundtatsachen der Variationsrechnung.)

G. Integralgleichungen.

Als lineare Integralgleichung *erster bzw. zweiter Art* wird die Beziehung:

$$g(s) = \int_a^b K(s, t) \cdot \eta(t) \cdot dt \quad \text{bzw.} \quad f(s) = \eta(s) - \lambda \int_a^b K(s, t) \cdot \eta(t) \cdot dt$$

bezeichnet. Der *Kern* $K(s, t)$ und die *freie Funktion* $g(s)$ bzw. $f(s)$ ist vorgegeben; λ ist der *Parameter* der Integralgleichung zweiter Art. Die *gesuchten Funktionen* $\eta(s)$ sollen so bestimmt werden, daß die betrachtete Beziehung im Bereich $a \leq s \leq b, a \leq t \leq b$ identisch erfüllt ist. Wenn im besonderen $f(s) = 0$ ist

wird die Integralgleichung zweiter Art *homogen*, sonst *inhomogen* genannt. Wenn $K(s, t) = K(t, s)$ wird, heißt der Kern *symmetrisch*, sonst *unsymmetrisch*.

Viele Probleme der Mechanik und Technik führen entweder direkt auf eine Integralgleichung oder lassen sich in Form einer Integralgleichung schreiben. Dabei tritt die Integralgleichung an Stelle einer Differentialgleichung einschließlich Nebenbedingungen, so daß die Integralgleichung sämtliche Bestimmungsstücke des Problems enthält (vgl. S. 208).

Im Falle eines symmetrischen Kernes gelten folgende Sätze (bei unsymmetrischen Kernen sind die Beziehungen etwas komplizierter). Die *homogene Differentialgleichung zweiter Art*:

$$\eta(s) = \lambda \int_a^b K(s, t) \cdot \eta(t) \cdot dt$$

besitzt, wenn man die triviale Lösung $\eta(s) = 0$ ausscheidet, nur für ganz bestimmte Werte λ_n des Parameters λ Lösungen; diese Zahlen λ_n werden als *Eigenwerte des Kernes* $K(s, t)$ bezeichnet; weiter heißt jede zugehörige Lösung $\eta(s)$ eine zu dem Eigenwert λ_n gehörige *Eigenfunktion des Kernes* $K(s, t)$. Die *inhomogene Integralgleichung zweiter Art* besitzt stets eine und nur eine Lösung, wenn der Parameter λ mit keinem Eigenwert λ_n des Kernes zusammenfällt: $\lambda \neq \lambda_n$; die gesuchte Lösung läßt sich mit Hilfe der Eigenwerte und Eigenfunktionen des betreffenden Kernes durch eine Reihe darstellen. Wenn dagegen $\lambda = \lambda_n$ ist, besitzt die Integralgleichung nur für ganz bestimmte freie Funktionen $f(s)$ Lösungen, dann aber sogar unendlich viele.

Schrifttum zu Integralgleichungen: WIARDA: Integralgleichungen unter besonderer Berücksichtigung der Anwendungen. Leipzig 1930. COURANT-HILBERT: Methoden der mathematischen Physik, Berlin 1924, S. 99—141.

III. Funktionenlehre.

A. Algebraische Funktionen.

1. Ganze rationale Funktionen:

$$y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_n x^n; \quad (a_n \neq 0).$$

a) **Verlauf der zugehörigen Kurven.** Die zugehörige Kurve in rechtwinkligen Koordinaten wird als *Parabel n-ter Ordnung* bezeichnet. $y = a_0 + a_1 x$ ergibt eine gerade Linie, $y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2$ eine gewöhnliche Parabel mit senkrechter Achse. Eine ganze rationale Funktion *n*-ten Grades besitzt höchstens *n* reelle *Nullstellen* (d. h. *x*-Werte, für die $y = 0$ wird) und höchstens $(n - 1)$ reelle *Extremwerte* (d. h. *Maxima* und *Minima*).

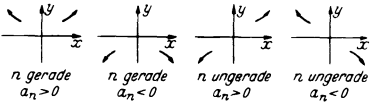


Abb. 41.

Bei ungeradem *n* ist mindestens eine reelle Nullstelle, bei geradem *n* mindestens ein reeller Extremwert vorhanden. Das *asymptotische Verhalten* (d. h. das Verhalten für $x \rightarrow +\infty$ und $x \rightarrow -\infty$) ist in der schematischen Abb. 41 dargestellt.

Beispiel für Anwendung dieser Sätze: Die Funktion $y = x^4 - 4x^3 + 2x^2 - 10x - 1$ besitzt mindestens eine reelle positive und eine reelle negative Nullstelle, da die Funktion von dem negativen Wert für $x = 0$ nach rechts und links hin zu positiven Werten übergehen muß. Weitere Sätze über algebraische Gleichungen S. 12 u. 13. Kurvenbilder von ganzen rationalen Funktionen Abb. 19, 29, 42, 72, 93.

b) **Zur numerischen Berechnung** wählt man geeignete äquidistante *x*-Werte; die Rechnung selbst wird *tabelle*nmäßig angeordnet. Die Berechnung für einzelne *x*-Werte geschieht besser nach dem *HORNERSCHEN Schema*. Die erste Reihe enthält die gegebenen Koeffizienten. Die Zahl $a_n x$ wird unter a_{n-1} eingetragen; die Addition zu a_{n-1} erbege a'_{n-1} . Sodann wird

a_n	a_{n-1}	a_{n-2}	a_{n-3}	\dots	a_1	a_0
	$a_n x$	$a'_{n-1} x$	$a''_{n-2} x$	\dots	$a'_1 x$	$a'_0 x$
a_n	a'_{n-1}	a''_{n-2}	a'''_{n-3}	\dots	a'_1	$a'_0 = y(x)$
	$a_n x$	$a''_{n-1} x$	$a'''_{n-2} x$	\dots	$a'_1 x$	
a_n	a''_{n-1}	a'''_{n-2}	$a^{(4)}_{n-3}$	\dots	a'_1	$a'_1 = y'(x)$

$a'_{n-1} \cdot x$ unter a_{n-2} eingetragen; die Addition zu a_{n-2} erbege a'_{n-2} usw. Durch Fortführung des Verfahrens erhält man schließlich $a'_0 = y(x)$. Wenn man diese Zahl fortstreicht und das Verfahren in gleicher Weise mit den übrigen Zahlen der dritten Reihe durchführt, erhält man $a'_1 = \frac{1}{1!} y'(x)$. Der nächste

Schritt würde $a''_1 = \frac{1}{2!} y''(x)$ ergeben usw. Da bei diesem Verfahren nur Multiplikationen mit derselben Zahl *x* auftreten, braucht man diese nur einmal auf dem Rechenschieber oder der Rechenmaschine einzustellen. v. SANDEN: Prakt. Analysis, Leipzig 1923, S. 44—50.

c) Zur **graphischen Konstruktion** trägt man in einem Koordinatensystem mit den Längeneinheiten l_x und l_y mm (S. 4) auf der y -Achse die Koeffizienten a_0, a_1, \dots, a_n unter Benutzung der Längeneinheit l_y hintereinander ab; positives bzw. negatives Vorzeichen bedeutet, daß die Strecke nach oben bzw. unten abgetragen wird; bei verschwindenden Werten muß der gleiche Punkt zweimal zur Konstruktion benutzt werden. Weiter zeichnet man die senkrechten Geraden durch die Skalenpunkte $x = 1$ und $x = x_0$ ein. Abb. 42 zeigt die Durchführung der Konstruktion für den Fall einer Funktion dritten Grades mit lauter positiven a_p ; der gesuchte Kurvenpunkt $y(x_0)$ ist mit P bezeichnet. Bei der praktischen Durchführung werden die Konstruktionspunkte auf den beiden senkrechten Geraden mit einem Bleistiftstrich oder einer Punktirnadel angedeutet. v. SANDEN: Prakt. Analysis, Leipzig 1923, S. 53—55.

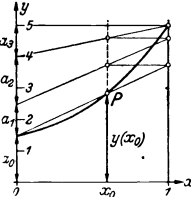


Abb. 42.
 $y = 1,5 + x + 1,5x^2 + x^3.$

Eigenschaften der Differenzen und die Berechnung der ganzen rationalen Funktionen n -ten Grades durch $(n + 1)$ Punkte S. 16.

2. Gebrochene rationale Funktionen:

$$y = \frac{a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_n x^n}{b_0 + b_1 x + b_2 x^2 + \dots + b_m x^m} = \frac{Z(x)}{N(x)}; \quad (a_n \neq 0, b_m \neq 0).$$

a) **Verlauf der zugehörigen Kurven.** Es wird vorausgesetzt, daß ein in Zähler und Nenner gemeinsam auftretender Faktor fortgekürzt ist; Beispiel $y = (1 - x) : (1 - x^2) = 1 : (1 + x)$. Dann sind die *Null- bzw. Unendlichkeitsstellen* der Funktion durch die Nullstellen des Zählers bzw.

des Nenners bestimmt. Die Funktionen heißen für $n < m$ *echt gebrochen*, für $n \geq m$ *unecht gebrochen*. Eine unecht gebrochene Funktion, läßt sich durch Ausdividieren stets als Summe einer ganzen rationalen Funktion und einer echt gebrochenen Funktion darstellen (vgl. das obenstehende Beispiel). Eine echt gebrochene Funktion geht für $x \rightarrow +\infty$ und $x \rightarrow -\infty$ beliebig gegen Null; d. h. die x -Achse ist eine *Asymptote* der zugehörigen Kurve. Eine unecht gebrochene rationale Funktion nähert sich entsprechend der zugehörigen ganzen rationalen Funktion (Abb. 43).

$$y = (x^4 - 2x^2 + 2x) : (x^2 - 1) = x^2 - 2x + 1 + \frac{1}{x^2 - 1}$$

$$\begin{array}{r} x^4 \quad \quad - x^2 \\ - 2x^2 + x^2 + 2x \\ - 2x^2 \quad \quad + 2x \\ \hline \quad \quad x^2 \quad \quad - 1 \\ \quad \quad x^2 \quad \quad - 1 \\ \hline \quad \quad \quad \quad + 1 \end{array} = (x - 1)^2 + \frac{1}{x^2 - 1}$$

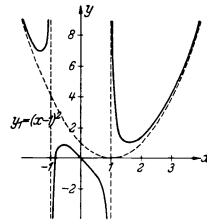


Abb. 43.
 $y = (x - 1)^2 + \frac{1}{x^2 - 1}.$

b) **Zerlegung der echt gebrochenen Funktionen in Teilbrüche.** Zunächst wird der Nenner in Faktoren zerlegt (S. 12):

$$N(x) = b_0 + b_1 x + b_2 x^2 + \dots + b_m x^m = b_m (x - x_1) (x - x_2) \dots (x - x_m).$$

Wenn alle Nullstellen x_p voneinander verschieden sind, macht man den Ansatz:

$$\frac{Z(x)}{N(x)} = \frac{A_1}{x - x_1} + \frac{A_2}{x - x_2} + \dots + \frac{A_m}{x - x_m}.$$

Zur Bestimmung der A_p multipliziert man die Gleichung mit dem Hauptnenner $N(x)$ und erhält durch Gleichsetzen der Koeffizienten übereinstimmender Potenzen von x gerade m lineare Gleichungen für die m Unbekannten A_p . Statt dessen kann man in diesem Fall die Werte der A_p auch unmittelbar aus $A_p = Z(x_p) / N'(x_p)$ berechnen. Wenn *mehrfache Nullstellen auftreten*, sind

in dem Ansatz die Glieder $\frac{A_{x_1}}{x - x_{x_1}} + \frac{A_{x_2}}{x - x_{x_2}} + \dots + \frac{A_{x_p}}{x - x_{x_p}}$, die einer bestimmten p -fachen Nullstelle $x_{x_1} = x_{x_2} = \dots = x_{x_p}$ entsprechen, jeweils durch die Glieder $\frac{A_{x_1}}{(x - x_{x_1})^p} + \frac{A_{x_2}}{(x - x_{x_1})^{p-1}} + \dots + \frac{A_{x_p}}{(x - x_{x_1})}$ zu ersetzen; z. B.

$$\frac{x^2 + 1}{x + 1)^3 (x - 1)^2} = \frac{A_1}{(x + 1)^3} + \frac{A_2}{(x + 1)^2} + \frac{A_3}{x + 1} + \frac{A_4}{(x - 1)^2} + \frac{A_5}{x - 1}.$$

Zur Bestimmung der A_r ist wieder die Koeffizientenvergleichung zu verwenden. Bei Zerlegung des Nenners in Faktoren können *konjugiert komplexe Nullstellen* auftreten; die Addition der zugehörigen Summanden in dem Endergebnis ergibt aber stets reelle Ausdrücke. Man kann den Zwischenweg über die komplexen Zahlen vermeiden, wenn man von vornherein für je zwei

konjugiert komplexe Glieder $\frac{A\rho}{(x-p-iq)^\lambda} + \frac{A\sigma}{(x-p+iq)^\lambda}$ einen Ausdruck der Form $\frac{M+Nx}{(x-p-iq)^\lambda(x-p+iq)^\lambda} = \frac{M+Nx}{(a+2bx+x^2)^\lambda}$ ansetzt; im Falle lauter verschiedener Nullstellen tritt dabei nur der Wert $\lambda=1$ auf.

Die Zerlegung in Teilbrüche ermöglicht die Integration einer jeden gebrochenen rationalen Funktion durch elementare Funktionen (S. 26).

3. Wurzeln und Potenzen mit rationalem Exponenten.

a) Wurzeln; rationale und irrationale Zahlen. Unter $x = \sqrt[n]{a}$ wird eine Zahl verstanden, für die $x^n = a$ ist; z. B. $\sqrt[2]{9} = \sqrt{9} = \pm 3$; $\sqrt[3]{8} = 2$; $\sqrt[3]{-8} = -2$.

Eine positive oder negative Zahl, die sich als Bruch zweier ganzer Zahlen m und n darstellen läßt, heißt eine *rationale Zahl*; eine solche kann stets als *periodischer Dezimalbruch* dargestellt werden; $1/2 = 0,500\dots$ läßt sich ebenfalls als solcher auffassen. Die Zahl $\sqrt{2}$ können wir dagegen zwar mit beliebiger Genauigkeit berechnen (etwa auf 3 oder 5 oder 10 Stellen nach dem Komma); sie läßt sich aber nicht als periodischer Dezimalbruch darstellen. Derartige Zahlen heißen *irrationale*; sie werden bei numerischen Berechnungen mit der erforderlichen Genauigkeit durch rationale Zahlen angenähert (vgl. S. 47).

Bei Quadratwurzeln erweisen sich häufig die folgenden Umrechnungen als zweckmäßig:

$$\frac{1}{a+\sqrt{b}} = \frac{a-\sqrt{b}}{(a+\sqrt{b})(a-\sqrt{b})} = \frac{a-\sqrt{b}}{a^2-b}.$$

$$\sqrt{a \pm \sqrt{b}} = \sqrt{\frac{1}{2}(a+r)} \pm \sqrt{\frac{1}{2}(a-r)} \quad \text{mit} \quad r = \sqrt{a^2-b}.$$

$$\sqrt{a \pm ib} = \sqrt{\frac{1}{2}(r+a)} \pm i\sqrt{\frac{1}{2}(r-a)} \quad \text{mit} \quad r = \sqrt{a^2+b^2}.$$

Beispiele: $\frac{1}{2-\sqrt{3}} = \frac{2+\sqrt{3}}{4-3} = 2+\sqrt{3}$; $\sqrt{4+2\sqrt{3}} = \sqrt{\frac{1}{2}(4+2)} + \sqrt{\frac{1}{2}(4-2)} = 1+\sqrt{3}$;

$\sqrt{3+4i} = \sqrt{\frac{1}{2}(5+3)} + i\sqrt{\frac{1}{2}(5-3)} = 2+i$.

b) Definition der allgemeinen Potenzen. Die Zahlen a^p sind zunächst nur für $p = 1, 2, 3, \dots$ definiert. Es erweist sich als zweckmäßig, die Definition für die übrigen rationalen Zahlen p in folgender Weise vorzunehmen:

$$a^0 = 1, \quad a^{1/n} = \sqrt[n]{a}, \quad a^{m/n} = \sqrt[n]{a^m};$$

$$a^{-n} = \frac{1}{a^n}, \quad a^{-1/n} = \frac{1}{\sqrt[n]{a}}, \quad a^{-m/n} = \frac{1}{\sqrt[n]{a^m}};$$

hierbei sei a eine Zahl > 0 ; m und n bedeuten ganze positive Zahlen. Dann gelten die Gesetze:

$$a^p \cdot a^q = a^{p+q}, \quad a^p : a^q = a^{p-q},$$

$$(a^p)^q = a^{p \cdot q}, \quad \sqrt{a^p} = a^{p/2},$$

wobei p und q beliebige rationale Zahlen sein sollen.

Bei der auf S. 47 angegebenen Erweiterung für irrationales p behalten die angegebenen Gesetze ihre Gültigkeit.

c) **Darstellung von $y = Cx^n$ auf doppeltem Logarithmenpapier.** Die Funktionen $y = Cx^n$ werden in der Technik häufig benutzt, um empirisch ermittelte Gesetzmäßigkeiten analytisch darzustellen. Bei Verwendung *gleichmäßiger Skalen* (S. 4) würden die Funktionen $y = x^n$ den in Abb. 44 angegebenen Verlauf zeigen; bei Verwendung *logarithmischer Skalen* werden dagegen alle Funktionen $y = Cx^n$ durch gerade Linien dargestellt.

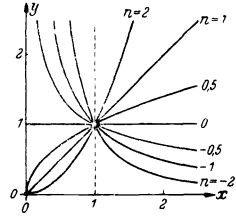


Abb. 44. $y = x^n$.

Wenn u und v die Abstände vom Nullpunkt des Koordinatensystems (gemessen in mm) sind, schreibt man die Zahl x an die Stelle $u = l \cdot \log x$ mm der horizontalen Achse und die Zahl y an die Stelle $v = l \cdot \log y$ mm der senkrechten Achse (Abb. 45). Da die Gleichung einer geraden Linie $v = a + b u$ ist, folgt für die zugehörigen Zahlen x und y die Beziehung $l \cdot \log y = a + b \cdot l \cdot \log x$ oder wenn man $a = l \cdot \log C$ setzt, $\log y = \log C + b \cdot \log x$ oder $y = C \cdot x^b$. Dabei ist $b = n$ die Steigung der geraden Linie und C diejenige Zahl y , die an der Stelle $x = 1$ abgelesen wird. Infolge der Periodizität der logarithmischen Skalen ist die Kommastellung bei den Zahlen x und y unwesentlich; nur ist, wenn die Zahl $x = 1$ nicht auf dem Papier eingetragen werden kann, die Zahl C durch zwei zusammengehörige Werte x_1 und y_1 nach der Gleichung $C = y_1 : x_1^n$ zu bestimmen.

Das sog. Logarithmenpapier mit fertig eingezeichneten logarithmischen Skalen ist in vielen Schreibwarengeschäften erhältlich; anderenfalls wende man sich an die Bezugsquelle SCHLEICHER und SCHÜLL, Duren, Rhld.

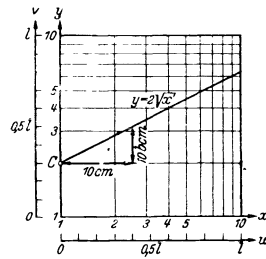


Abb. 45.

4. Die allgemeinen algebraischen Funktionen

haben die Gleichung $f_0(x) + y \cdot f_1(x) + y^2 \cdot f_2(x) + \dots + y^n \cdot f_n(x) = 0$, wobei die $f_i(x)$ ganze rationale Funktionen von x bedeuten. Die bisher betrachteten Funktionen erweisen sich als die einfachsten Spezialfälle. Jede Funktion, die nicht algebraisch ist, heißt *transzendent*. Damit ist eine *Einteilung aller Funktionen in zwei Klassen* vollzogen. Während sich die algebraischen Funktionen durch *endliche Gleichungen* festlegen lassen, sind zur analytischen Definition der transzendenten Funktionen *andere Prozesse* erforderlich.

a) **Klassifikation nach der Ordnung.** Unter der *Ordnung einer algebraischen Funktion* versteht man die höchste in einem Summanden auftretende Exponentensumme von x und y . In rechtwinkligen Koordinaten ergibt eine algebraische Funktion *erster Ordnung* $c_1 x + c_2 y + c_3 = 0$ eine gerade Linie, eine algebraische Funktion *zweiter Ordnung* $c_{11} x^2 + 2c_{12} xy + c_{22} y^2 + 2c_{13} x + 2c_{23} y + c = 0$ einen Kegelschnitt oder die Ausartung eines Kegelschnittes (S. 81).

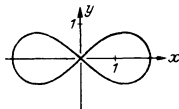


Abb. 46.

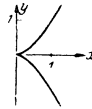


Abb. 47.

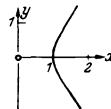


Abb. 48.

Zahlreiche Kurvenbilder von algebraischen Funktionen *höherer Ordnung* findet man in LORIA: *Spezielle algebraische und transzendente ebene Kurven*. Leipzig, Berlin 1902; vgl. ferner WIELEITNER: *Algebraische Kurven*, Sammlung Göschen, Bd. 435 u. 436. Leipzig 1914.

Zwei algebraische Kurven der p -ten und q -ten Ordnung besitzen gerade $p \cdot q$ reelle oder komplexe Schnittpunkte, wobei mehrfache Schnittpunkte auch mehrfach zu zählen sind (*Bezout'sches Theorem*).

b) **Die mehrfachen Punkte.** Die einfachsten Möglichkeiten sind die *Doppelpunkte*, von denen es drei Arten gibt. Doppelpunkt mit zwei verschiedenen reellen Tangenten; Beispiel: der Nullpunkt der Lemniskate $(x^2 + y^2)^2 = a^2(x^2 - y^2)$ (Abb. 46). Doppelpunkt mit zwei zusammenfallenden reellen Tangenten = Spitze; Beispiel: der Nullpunkt bei $y^2 = x^3$ (Abb. 47). Doppelpunkt mit zwei konjugiert komplexen Tangenten = isolierter reeller Punkt = Einsiedler; Beispiel: der Nullpunkt bei $y^2 = x^2(x - 1)$ (Abb. 48).

Für die mehrfachen Punkte der Kurve $F(x, y) = 0$ wird $F_x = 0$ und $F_y = 0$, so daß die übliche Tangentengleichung (S. 82) unbrauchbar wird.

B. Elementare transzendente Funktionen.

1. Trigonometrische und zyklometrische Funktionen¹.

a) **Messung eines Winkels.** Im allgemeinen wird der ganze Kreis in 360 Grade, ein Grad in 60 Minuten und 1 Minute in 60 Sekunden eingeteilt. Für das numerische Rechnen wäre es weit zweckmäßiger, einen Grad in 100 Minuten und 1 Minute in 100 Sekunden einzuteilen, da dann die umständlichen Umrechnungen erspart bleiben. In Frankreich wird der ganze Kreis in 400 *Neugrade*, ein Neugrad in 100 Minuten und 1 Minute in 100 Sekunden eingeteilt; dem rechten Winkel entsprechen dabei 100 Neugrade.

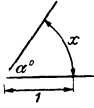


Abb. 49.

Das *Bogenmaß* ist von dieser Willkür unabhängig. Das Bogenmaß x ist die Länge des Kreisbogens vom Radius 1, der durch den Winkel von α° ausgeschnitten wird (Abb. 49); 360° entspricht der Wert 2π , 90° der Wert $\pi/2$.

b) Grundbeziehungen der trigonometrischen Funktionen.

$$\begin{aligned} \sin \alpha &= a/c; \quad \cos \alpha = b/c; \\ \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha &= 1. \\ \operatorname{tg} \alpha &= a/b = \sin \alpha / \cos \alpha; \\ \operatorname{ctg} \alpha &= b/a = \cos \alpha / \sin \alpha = 1/\operatorname{tg} \alpha. \end{aligned}$$

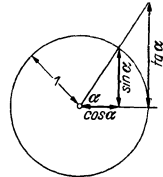


Abb. 50.

$$\begin{aligned} \sin \alpha &= \sqrt{1 - \cos^2 \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}}; \\ \cos \alpha &= \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}} = \frac{\operatorname{ctg} \alpha}{\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha}}; \\ \operatorname{tg} \alpha &= \frac{\sin \alpha}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha}} = \frac{\sqrt{1 - \cos^2 \alpha}}{\cos \alpha} = \frac{1}{\operatorname{ctg} \alpha}. \end{aligned}$$

Die Werte von $\sin \alpha$, $\cos \alpha$, $\operatorname{tg} \alpha$ lassen sich nach Abb. 50 an einem Kreis ablesen, dessen Radius gleich der Längeneinheit ist. Durch Auftragen in einem Koordinatensystem entstehen die in Abb. 51 angegebenen Funktionen.

c) Ausgezeichnete Werte.

α°	0°	90°	180°	270°	360°	30°	45°	60°
x	0	$\pi/2$	π	$3\pi/2$	2π	$\pi/6$	$\pi/4$	$\pi/3$
	= 0,0000	= 1,5708	= 3,1416	= 4,7124	= 6,2832	= 0,5236	= 0,7854	= 1,0472
$\sin \alpha$	0	+1	0	-1	0	$1/2 = 0,5000$	$\sqrt{2}/2 = 0,7071$	$\sqrt{3}/2 = 0,8660$
$\cos \alpha$	+1	0	-1	0	+1	$\sqrt{3}/2 = 0,8660$	$\sqrt{2}/2 = 0,7071$	$1/2 = 0,5000$
$\operatorname{tg} \alpha$	0	∞	0	∞	0	$\sqrt{3}/3 = 0,5774$	1	$\sqrt{3} = 1,7321$
$\operatorname{ctg} \alpha$	∞	0	∞	0	∞	$\sqrt{3} = 1,7321$	1	$\sqrt{3}/3 = 0,5774$

d) Periodizitätseigenschaften.

$\varphi =$	$\pm \alpha$	$90^\circ \pm \alpha$	$180^\circ \pm \alpha$	$270^\circ \pm \alpha$	$360^\circ \pm \alpha$
$\sin \varphi =$	$\pm \sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\mp \sin \alpha$	$-\cos \alpha$	$\pm \sin \alpha$
$\cos \varphi =$	$\cos \alpha$	$\mp \sin \alpha$	$-\cos \alpha$	$\pm \sin \alpha$	$\cos \alpha$
$\operatorname{tg} \varphi =$	$\pm \operatorname{tg} \alpha$	$\mp \operatorname{ctg} \alpha$	$\pm \operatorname{tg} \alpha$	$\mp \operatorname{ctg} \alpha$	$\pm \operatorname{tg} \alpha$
$\operatorname{ctg} \varphi =$	$\pm \operatorname{ctg} \alpha$	$\mp \operatorname{tg} \alpha$	$\pm \operatorname{ctg} \alpha$	$\mp \operatorname{tg} \alpha$	$\pm \operatorname{ctg} \alpha$

¹ Berechnung von Dreiecken S. 69.

e) Additionstheoreme.

$$\begin{aligned} \sin(\alpha \pm \beta) &= \sin \alpha \cos \beta \pm \cos \alpha \sin \beta \\ \cos(\alpha \pm \beta) &= \cos \alpha \cos \beta \mp \sin \alpha \sin \beta \\ \operatorname{tg}(\alpha \pm \beta) &= (\operatorname{tg} \alpha \pm \operatorname{tg} \beta) : (1 \mp \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta) \\ \operatorname{ctg}(\alpha \pm \beta) &= (\operatorname{ctg} \alpha \operatorname{ctg} \beta \mp 1) : (\operatorname{ctg} \beta \pm \operatorname{ctg} \alpha) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sin \alpha + \sin \beta &= 2 \sin \frac{1}{2}(\alpha + \beta) \cdot \cos \frac{1}{2}(\alpha - \beta) \\ \sin \alpha - \sin \beta &= 2 \cos \frac{1}{2}(\alpha + \beta) \cdot \sin \frac{1}{2}(\alpha - \beta) \\ \cos \alpha + \cos \beta &= 2 \cos \frac{1}{2}(\alpha + \beta) \cdot \cos \frac{1}{2}(\alpha - \beta) \\ \cos \alpha - \cos \beta &= -2 \sin \frac{1}{2}(\alpha + \beta) \cdot \sin \frac{1}{2}(\alpha - \beta) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sin \alpha \cdot \sin \beta &= \frac{1}{2} \cos(\alpha - \beta) - \frac{1}{2} \cos(\alpha + \beta) \\ \cos \alpha \cdot \cos \beta &= \frac{1}{2} \cos(\alpha - \beta) + \frac{1}{2} \cos(\alpha + \beta) \\ \sin \alpha \cdot \cos \beta &= \frac{1}{2} \sin(\alpha - \beta) + \frac{1}{2} \sin(\alpha + \beta) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \cos \alpha + \sin \alpha &= \sqrt{2} \sin(45^\circ + \alpha) \\ \cos \alpha - \sin \alpha &= \sqrt{2} \cos(45^\circ + \alpha) \\ (1 + \operatorname{tg} \alpha) : (1 - \operatorname{tg} \alpha) &= \operatorname{tg}(45^\circ + \alpha) \end{aligned}$$

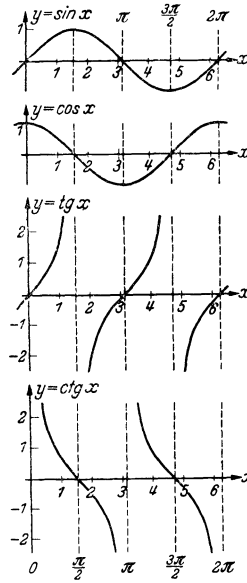


Abb. 51.

f) Vielfache des Winkels.

$$\begin{aligned} \sin 2\alpha &= 2 \sin \alpha \cos \alpha = 2 \operatorname{tg} \alpha : (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha); \\ \cos 2\alpha &= \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha = 1 - 2 \sin^2 \alpha = 2 \cos^2 \alpha - 1 = (1 - \operatorname{tg}^2 \alpha) : (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha); \\ \operatorname{tg} 2\alpha &= 2 \operatorname{tg} \alpha : (1 - \operatorname{tg}^2 \alpha); \quad \operatorname{ctg} 2\alpha = (\operatorname{ctg}^2 \alpha - 1) : 2 \operatorname{ctg} \alpha. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sin 3\alpha &= 3 \sin \alpha - 4 \sin^3 \alpha = \sin \alpha (4 \cos^2 \alpha - 1) = \sin \alpha (3 \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha); \\ \cos 3\alpha &= 4 \cos^3 \alpha - 3 \cos \alpha = \cos \alpha (1 - 4 \sin^2 \alpha) = \cos \alpha (\cos^2 \alpha - 3 \sin^2 \alpha); \\ \operatorname{tg} 3\alpha &= (3 \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg}^3 \alpha) : (1 - 3 \operatorname{tg}^2 \alpha); \quad \operatorname{ctg} 3\alpha = (\operatorname{ctg}^3 \alpha - 3 \operatorname{ctg} \alpha) : (3 \operatorname{ctg}^2 \alpha - 1). \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sin n\alpha &= \binom{n}{1} \sin \alpha \cos^{n-1} \alpha - \binom{n}{3} \sin^3 \alpha \cos^{n-3} \alpha + \binom{n}{5} \sin^5 \alpha \cos^{n-5} \alpha - \dots; \\ \cos n\alpha &= \cos^n \alpha - \binom{n}{2} \sin^2 \alpha \cos^{n-2} \alpha + \binom{n}{4} \sin^4 \alpha \cos^{n-4} \alpha - \dots; \end{aligned}$$

Die Reihen sind fortzusetzen, bis sie von selbst abbrechen.

$$\begin{aligned} \sin \frac{\alpha}{2} &= \sqrt{\frac{1}{2}(1 - \cos \alpha)} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + \sin \alpha} - \frac{1}{2} \sqrt{1 - \sin \alpha}; \\ \cos \frac{\alpha}{2} &= \sqrt{\frac{1}{2}(1 + \cos \alpha)} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + \sin \alpha} + \frac{1}{2} \sqrt{1 - \sin \alpha}; \\ \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} &= \frac{\sin \alpha}{1 + \cos \alpha} = \frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha} = \sqrt{\frac{1 - \cos \alpha}{1 + \cos \alpha}}. \end{aligned}$$

g) Potenzen.

$\sin^2 \alpha = \frac{1}{2} (1 - \cos 2 \alpha)$ $\sin^3 \alpha = \frac{1}{4} (3 \sin \alpha - \sin 3 \alpha)$ $\sin^4 \alpha = \frac{1}{8} (3 - 4 \cos 2 \alpha + \cos 4 \alpha)$ $\sin^5 \alpha = \frac{1}{16} (10 \sin \alpha - 5 \sin 3 \alpha + \sin 5 \alpha)$	$\cos^2 \alpha = \frac{1}{2} (1 + \cos 2 \alpha)$ $\cos^3 \alpha = \frac{1}{4} (3 \cos \alpha + \cos 3 \alpha)$ $\cos^4 \alpha = \frac{1}{8} (3 + 4 \cos 2 \alpha + \cos 4 \alpha)$ $\cos^5 \alpha = \frac{1}{16} (10 \cos \alpha + 5 \cos 3 \alpha + \cos 5 \alpha)$
--	--

h) Beziehung zur Exponentialfunktion im Komplexen (vgl. S. 64).

$ei x = \cos x + i \sin x;$ $e - i x = \cos x - i \sin x.$	$\cos x = \frac{1}{2} (e^{i x} + e^{-i x});$ $\sin x = \frac{-i}{2} (e^{i x} - e^{-i x}).$
---	---

Moirvescher Satz: $(\cos x \pm i \sin x)^n = \cos n x \pm i \sin n x$ (n beliebig)

i) Anwendung in der Schwingungslehre. Die Funktion $y = C \sin \omega (x - \alpha)$ stellt eine reine harmonische Schwingung dar (Abb. 52). Der größte Ausschlag C heißt die Amplitude der Schwingung; eine Vollschwingung hat die Länge $\lambda = 2\pi/\omega =$

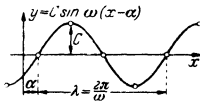


Abb. 52.

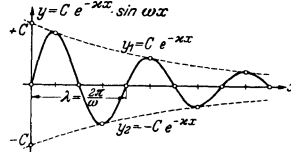


Abb. 53.

Wellenlänge; schließlich heißt α die Phasenverschiebung der Schwingung. Eine Schwingung von der gegebenen Wellenlänge λ hat die Gleichung

$$y = C \sin \frac{2\pi}{\lambda} (x - \alpha).$$

Die Funktion $y = C \cdot e^{-kx} \cdot \sin \omega x$ stellt eine gedämpfte harmonische Schwingung (mit der Phasenverschiebung 0) dar (Abb. 53).

k) Kreisbogen- oder Arcusfunktionen sind die Umkehrungen der trigonometrischen Funktionen.

Es bedeutet	dasselbe wie	Hauptwerte
$y = \arcsin x$	$x = \sin y$	$-\frac{\pi}{2} \leq y \leq +\frac{\pi}{2}$
$y = \arccos x$	$x = \cos y$	$0 \leq y \leq \pi$
$y = \arctg x$	$x = \tg y$	$-\frac{\pi}{2} < y < +\frac{\pi}{2}$
$y = \text{arc ctg } x$	$x = \text{ctg } y$	$0 < y < \pi$

Der Winkel y ist im Bogenmaß zu messen. Die Funktionen sind unendlich vieldeutig; die angegebenen Werte von y (in Abb. 54 ausgezogen) heißen die Hauptwerte der Funktion. Berechnungsbeispiel: $y = \arcsin 0,5$ bedeutet dasselbe wie $\sin y = 0,5$; also $y = \pi/6 = 0,5236$.

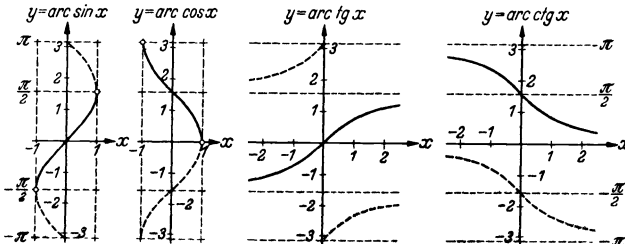


Abb. 54.

Beziehungen zwischen den Arcus-Funktionen.

$$\begin{aligned} \arcsin u &= \arccos \sqrt{1-u^2} = \arctg \frac{u}{\sqrt{1-u^2}} = \frac{\pi}{2} - \arccos u; \\ \arccos u &= \arcsin \sqrt{1-u^2} = \arctg \frac{\sqrt{1-u^2}}{u} = \frac{\pi}{2} - \arcsin u; \\ \arctg u &= \arcsin \frac{u}{\sqrt{1+u^2}} = \arccos \frac{1}{\sqrt{1+u^2}} = \operatorname{arctg} \frac{1}{u} \\ &= \frac{1}{2} \arcsin \frac{2u}{1+u^2} = \frac{1}{2} \arccos \frac{1-u^2}{1+u^2} = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{2u}{1-u^2}. \end{aligned}$$

Additionstheoreme.

$$\begin{aligned} \arcsin u \pm \arcsin v &= \arcsin \{u \sqrt{1-v^2} \pm v \sqrt{1-u^2}\} \\ &= \arccos \{ \sqrt{1-u^2} \sqrt{1-v^2} \mp uv \}; \\ \arccos u \pm \arccos v &= \arcsin \{v \sqrt{1-u^2} \pm u \sqrt{1-v^2}\} \\ &= \arccos \{uv \mp \sqrt{1-u^2} \sqrt{1-v^2}\}; \\ \operatorname{arctg} u \pm \operatorname{arctg} v &= \operatorname{arctg} \frac{u \pm v}{1 \mp uv}. \end{aligned}$$

2. Exponentialfunktion und logarithmische Funktionen.

a) Definition. Die Werte von $y = a^x$ lassen sich für positives a stets berechnen, wenn x eine rationale Zahl ist (S. 42); z. B. $a^{0,5} = \sqrt{a}$; $a^{0,6} = \sqrt[5]{a^3}$; wir beschränken uns dabei auf den positiven Wert von a^x . Da die so erhaltenen Funktionswerte eine mit wachsendem x stetig ansteigende Funktion bilden, läßt sich a^x auch für irrationales x mit beliebiger Genauigkeit berechnen, indem man x genügend eng zwischen rationale Zahlen einschließt.

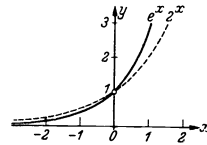


Abb. 55.

Die Logarithmen sind die Umkehrung der Exponentialfunktionen; es ist also $y = a^{\log x} = \log x$ = Logarithmus von x auf der Basis a gleichbedeutend mit $x = a^y$.

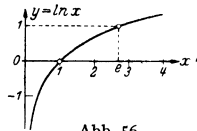


Abb. 56.

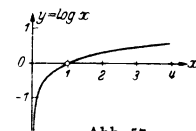


Abb. 57.

b) Beschränkung auf $e^x, \ln x$ und $\log x$ (Abb. 55, 56, 57). Aus theoretischen Gründen wird als Basis der Exponentialfunktion die Zahl $e = 2,71828\dots$ gewählt. Da $a^x = e^{x \cdot \ln a}$ ist (Bestätigung durch

Logarithmieren), kann man jede beliebige Exponentialfunktion in der Form $y = e^{kx}$ schreiben. Bei den Logarithmen beschränkt man sich entsprechend auf die Basis $a = e$; zu numerischen Zwecken wird außerdem die Basis $a = 10$ benutzt:

$$\begin{aligned} e \log x &= \ln x = \text{Natürlicher (oder NEPERScher) Logarithmus,} \\ 10 \log x &= \log x = \text{BRIGGScher Logarithmus.} \end{aligned}$$

Die beiden Arten von Logarithmen lassen sich durcheinander ausdrücken:

$$\begin{aligned} \ln x &= \frac{\log x}{\log e} = \frac{\log x}{0,43429} = 2,3026 \cdot \log x, \\ \log x &= \frac{\ln x}{\ln 10} = \frac{\ln x}{2,3026} = 0,43429 \cdot \ln x \end{aligned}$$

vgl. Abschnitt d). Allgemein wird:

$${}_a \log x = \frac{\ln x}{\ln a} = \frac{\log x}{\log a}.$$

Beweis: Die Beziehung $x = a^y$ ist gleichbedeutend mit $y = \overset{a}{\text{Log}} x$; Logarithmieren der ersten Gleichung gibt $\ln x = y \cdot \ln a = \overset{a}{\text{Log}} x \cdot \ln a$; also $\overset{a}{\text{Log}} x = \ln x / \ln a$. Die Bevorzugung der Zahl e als Basis rührt davon her, daß $y = \int_1^x dx/x = \ln x$ wird.

Nach der Definition der Logarithmen ergeben sich aus den Gleichungen der nebenstehenden ersten Spalten der Reihe nach die Beziehungen der zweiten Spalten. Die Logarithmen von negativen Zahlen sind im Reellen nicht vorhanden (vgl. S. 64).

$10^0 = 1$	$\log 1 = 0$	$e^0 = 1$	$\ln 1 = 0$
$10^1 = 10$	$\log 10 = 1$	$e^1 = e$	$\ln e = 1$
$10^2 = 100$	$\log 100 = 2$	$e^2 = e^2$	$\ln (e^2) = 2$
$10^\infty = \infty$	$\log \infty = \infty$	$e^\infty = \infty$	$\ln \infty = \infty$
$10^{-1} = 0,1$	$\log 0,1 = -1$	$e^{-1} = 1/e$	$\ln (1/e) = -1$
$10^{-2} = 0,01$	$\log 0,01 = -2$	$e^{-2} = 1/e^2$	$\ln (1/e^2) = -2$
$10^{-\infty} = 0$	$\log 0 = -\infty$	$e^{-\infty} = 0$	$\ln 0 = -\infty$

c) Gesetzmäßigkeiten.

$e^x + y = e^x \cdot e^y$	$\ln (x \cdot y) = \ln x + \ln y$	$\log (x \cdot y) = \log x + \log y$
$e^x - y = e^x : e^y$	$\ln (x/y) = \ln x - \ln y$	$\log (x/y) = \log x - \log y$
$(e^x)^y = e^{x \cdot y}$	$\ln (x^y) = y \ln x$	$\log (x^y) = y \log x$
$\sqrt[n]{e^x} = e^{x/n}$	$\ln (\sqrt[n]{x}) = \frac{1}{n} \ln x$	$\log \sqrt[n]{x} = \frac{1}{n} \log x$
$e^{\ln x} = x$	$\ln (e^x) = x$	$\log (10^x) = x$

d) Das logarithmische Rechnen. In der Logarithmentafel sind nur die hinter dem Komma stehenden Ziffern des Logarithmus angegeben. Bei den Zahlen zwischen 1 und 10 ist vor diese Ziffern 0, ... zu setzen, bei den Zahlen zwischen 10 und 100 dagegen 1, ... usw. Ferner ist bei den Zahlen zwischen 0,1 und 1,0 zu ergänzen 0, ... - 1, bei den Zahlen zwischen 0,01 und 0,10 dagegen 0, ... - 2 usw. Bei 5000 ist z. B. in der vierstelligen Tafel 6990 angegeben; also wird $\log 0,5 = 0,6990 - 1$; der wahre Wert ist $-(1 - 0,6990) = -0,3010$; in der Tat wird $\log \frac{1}{2} = -\log 2$.

Beiden Logarithmen der trigonometrischen Funktionen ist -10 zu ergänzen; z. B. $\log \sin 30^\circ = 9,6990 - 10 = 0,6990 - 1$.

Berechnungsbeispiele. Es wird $\log \sqrt{0,5} = \frac{1}{2} \log 0,5 = \frac{1}{2} (0,6990 - 1) = \frac{1}{2} (1,6990 - 2) = 0,8495 - 1$; also $\sqrt{0,5} = 0,7072$. Die letzte Stelle ist infolge des Abrundungsfehlers unsicher; der wahre Wert ist 0,70714... Berechnung der natürlichen Logarithmen. $\ln 25 = 1,3979$; $\ln 25 = 2,3026 \cdot 1,3979 = 3,219$. Ferner $\ln 0,25$; $\log 0,25 = 0,3979 - 1 = -0,6021$; also $\ln 0,25 = -2,3026 \cdot 0,6021 = -1,386$.

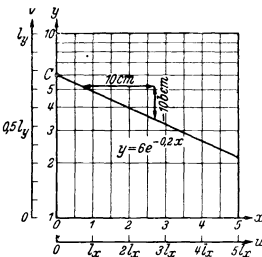


Abb. 58.

e) Darstellung von $y = C e^{kx}$ auf einfachem Logarithmenpapier (vgl. S. 43). Wenn u und v die Abstände vom Nullpunkt des Koordinatensystems (gemessen in mm) sind (Abb. 58), schreibt man die Zahl x an die Stelle $u = l_x \cdot x$ mm der waagerechten Achse (gleichmäßige Skala) und die Zahl y an die Stelle $v = l_y \cdot \log y$ mm der senkrechten Achse (logarithmische Skala). Da die Gleichung einer geraden Linie $v = a + b u$ ist, folgt für die zugehörigen Zahlen x und y die Beziehung $l_y \cdot \log y = a + b \cdot l_x \cdot x$. Setzt man $a = l_y \cdot \log C$, so folgt $\log y = \log C + b \cdot \frac{l_x}{l_y} \cdot x$. Durch

Übergang von den BRIGGSchen zu natürlichen Logarithmen ergibt sich $\ln y = \ln C + 2,30 \cdot b \cdot \frac{l_x}{l_y} \cdot x$ oder $y = C \cdot e^{kx}$, wobei $k = 2,30 \cdot b \cdot \frac{l_x}{l_y}$ gesetzt ist. Dabei bedeutet b die Steigung der geraden Linie; da sie in Abb. 58 negativ ist, beträgt hier die Länge der rechten Dreiecksseite -10 b cm. C ist derjenige Zahlwert y , der an der Stelle $x = 0$ abgelesen wird.

3. Hyperbolische Funktionen und Area-Funktionen.

a) Definition und Grundbeziehungen der hyperbolischen Funktionen.

Aus Gründen der Zweckmäßigkeit werden die *Abkürzungen* benutzt (Abb. 59):

$$\begin{aligned} \operatorname{Cof} x &= \frac{1}{2}(e^x + e^{-x}); & \operatorname{Sin} x &= \frac{1}{2}(e^x - e^{-x}); & \operatorname{Cof}^2 x - \operatorname{Sin}^2 x &= 1. \\ \operatorname{Tg} x &= \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} = \frac{\operatorname{Sin} x}{\operatorname{Cof} x}; & \operatorname{Ctg} x &= \frac{e^x + e^{-x}}{e^x - e^{-x}} = \frac{\operatorname{Cof} x}{\operatorname{Sin} x}. \end{aligned}$$

(gesprochen: $\operatorname{Cof} x = \text{Cosinus hyperbolicus von } x$ usw.). Es folgt weiter:

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin} x &= \sqrt{\operatorname{Cof}^2 x - 1} = \frac{\operatorname{Tg} x}{\sqrt{1 + \operatorname{Tg}^2 x}}; & \operatorname{Cof} x &= \sqrt{1 + \operatorname{Sin}^2 x} = \frac{1}{\sqrt{1 - \operatorname{Tg}^2 x}}. \\ \operatorname{Tg} x &= \frac{\operatorname{Sin} x}{\sqrt{1 + \operatorname{Sin}^2 x}} = \frac{\sqrt{\operatorname{Cof}^2 x - 1}}{\operatorname{Cof} x}. \end{aligned}$$

b) Additionstheoreme.

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin}(x \pm y) &= \operatorname{Sin} x \operatorname{Cof} y \pm \operatorname{Cof} x \operatorname{Sin} y \\ \operatorname{Cof}(x \pm y) &= \operatorname{Cof} x \operatorname{Cof} y \pm \operatorname{Sin} x \operatorname{Sin} y \\ \operatorname{Tg}(x \pm y) &= (\operatorname{Tg} x \pm \operatorname{Tg} y) : (1 \pm \operatorname{Tg} x \operatorname{Tg} y) \\ \operatorname{Ctg}(x \pm y) &= (1 \pm \operatorname{Ctg} x \operatorname{Ctg} y) : (\operatorname{Ctg} x \pm \operatorname{Ctg} y) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin} x + \operatorname{Sin} y &= 2 \operatorname{Sin} \frac{1}{2}(x + y) \cdot \operatorname{Cof} \frac{1}{2}(x - y) \\ \operatorname{Sin} x - \operatorname{Sin} y &= 2 \operatorname{Cof} \frac{1}{2}(x + y) \cdot \operatorname{Sin} \frac{1}{2}(x - y) \\ \operatorname{Cof} x + \operatorname{Cof} y &= 2 \operatorname{Cof} \frac{1}{2}(x + y) \cdot \operatorname{Cof} \frac{1}{2}(x - y) \\ \operatorname{Cof} x - \operatorname{Cof} y &= 2 \operatorname{Sin} \frac{1}{2}(x + y) \cdot \operatorname{Sin} \frac{1}{2}(x - y) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin} x \cdot \operatorname{Sin} y &= \frac{1}{2} \operatorname{Cof}(x + y) - \frac{1}{2} \operatorname{Cof}(x - y) \\ \operatorname{Cof} x \cdot \operatorname{Cof} y &= \frac{1}{2} \operatorname{Cof}(x + y) + \frac{1}{2} \operatorname{Cof}(x - y) \\ \operatorname{Sin} x \cdot \operatorname{Cof} y &= \frac{1}{2} \operatorname{Sin}(x + y) + \frac{1}{2} \operatorname{Sin}(x - y) \end{aligned}$$

c) Vielfache des Argumentes.

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin} 2x &= 2 \operatorname{Sin} x \operatorname{Cof} x = 2 \operatorname{Tg} x : (1 + \operatorname{Tg}^2 x); \\ \operatorname{Cof} 2x &= \operatorname{Cof}^2 x - \operatorname{Sin}^2 x = 1 - 2 \operatorname{Sin}^2 x \\ &= 2 \operatorname{Cof}^2 x - 1 = (1 + \operatorname{Tg}^2 x) : (1 + \operatorname{Tg}^2 x); \\ \operatorname{Tg} 2x &= 2 \operatorname{Tg} x : (1 + \operatorname{Tg}^2 x). \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin} 3x &= 3 \operatorname{Sin} x + 4 \operatorname{Sin}^3 x = \operatorname{Sin} x (4 \operatorname{Cof}^2 x - 1); \\ \operatorname{Cof} 3x &= 4 \operatorname{Cof}^3 x - 3 \operatorname{Cof} x = \operatorname{Cof} x (4 \operatorname{Sin}^2 x + 1); \\ \operatorname{Tg} 3x &= (\operatorname{Tg}^3 x + 3 \operatorname{Tg} x) : (3 \operatorname{Tg}^2 x + 1). \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin} n x &= \binom{n}{1} \operatorname{Sin} x \operatorname{Cof}^{n-1} x + \binom{n}{3} \operatorname{Sin}^3 x \operatorname{Cof}^{n-3} x + \binom{n}{5} \operatorname{Sin}^5 x \operatorname{Cof}^{n-5} x + \dots; \\ \operatorname{Cof} n x &= \operatorname{Cof}^n x + \binom{n}{2} \operatorname{Sin}^2 x \operatorname{Cof}^{n-2} x + \binom{n}{4} \operatorname{Sin}^4 x \operatorname{Cof}^{n-4} x + \dots. \end{aligned}$$

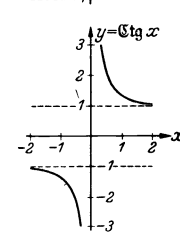
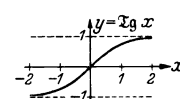
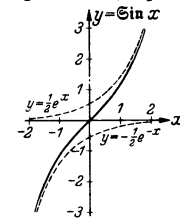
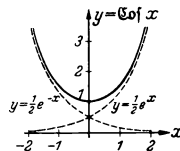


Abb. 59.

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin} \frac{x}{2} &= \sqrt{\frac{1}{2} (\operatorname{Cof} x - 1)} = \frac{1}{2} \sqrt{\operatorname{Cof} x + \operatorname{Sin} x} - \frac{1}{2} \sqrt{\operatorname{Cof} x - \operatorname{Sin} x}; \\ \operatorname{Cof} \frac{x}{2} &= \sqrt{\frac{1}{2} (\operatorname{Cof} x + 1)} = \frac{1}{2} \sqrt{\operatorname{Cof} x + \operatorname{Sin} x} + \frac{1}{2} \sqrt{\operatorname{Cof} x - \operatorname{Sin} x}; \\ \operatorname{Tg} \frac{x}{2} &= \frac{\operatorname{Sin} x}{\operatorname{Cof} x + 1} = \frac{\operatorname{Cof} x - 1}{\operatorname{Sin} x} = \sqrt{\frac{\operatorname{Cof} x - 1}{\operatorname{Cof} x + 1}}. \end{aligned}$$

d) Potenzen.

$$\begin{aligned} \operatorname{Sin}^2 x &= \frac{1}{2} (\operatorname{Cof} 2x - 1) & \operatorname{Cof}^2 x &= \frac{1}{2} (\operatorname{Cof} 2x + 1) \\ \operatorname{Sin}^3 x &= \frac{1}{4} (\operatorname{Sin} 3x - 3 \operatorname{Sin} x) & \operatorname{Cof}^3 x &= \frac{1}{4} (\operatorname{Cof} 3x + 3 \operatorname{Cof} x) \\ \operatorname{Sin}^4 x &= \frac{1}{8} (\operatorname{Cof} 4x - 4 \operatorname{Cof} 2x + 3) & \operatorname{Cof}^4 x &= \frac{1}{8} (\operatorname{Cof} 4x + 4 \operatorname{Cof} 2x + 3) \\ & & (\operatorname{Cof} x \pm \operatorname{Sin} x)^n &= \operatorname{Cof} n x \pm \operatorname{Sin} n x. \end{aligned}$$

e) **Area-Funktionen** sind die Umkehrungen der hyperbolischen Funktionen (Abb. 60). Es bedeutet also $y = \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} x$ dasselbe wie $x = \operatorname{Sin} y$ usw. (gesprochen

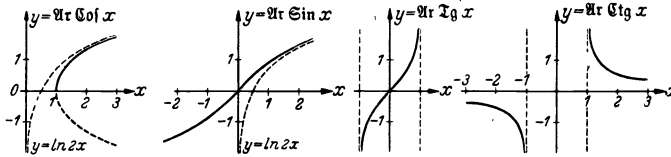


Abb. 60.

$\operatorname{Ar} \operatorname{Sin} x = \operatorname{Area} \operatorname{Sin} x$). Da sich die hyperbolischen Funktionen durch Exponentialfunktionen darstellen lassen, können wir ihre Umkehrungen durch natürliche Logarithmen ausdrücken:

$$\begin{aligned} \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} x &= \ln (x + \sqrt{x^2 + 1}); & \operatorname{Ar} \operatorname{Cof} x &= \ln (x \pm \sqrt{x^2 - 1}); \\ \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} x &= \frac{1}{2} \ln \frac{1+x}{1-x}; & \operatorname{Ar} \operatorname{Ctg} x &= \frac{1}{2} \ln \frac{x+1}{x-1} = \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} \frac{1}{x}. \end{aligned}$$

Es bestehen die Beziehungen:

$$\begin{aligned} \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} x &= \operatorname{Ar} \operatorname{Cof} \sqrt{x^2 + 1} = \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} \frac{x}{\sqrt{x^2 + 1}}; \\ \operatorname{Ar} \operatorname{Cof} x &= \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} \sqrt{x^2 - 1} = \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} \frac{\sqrt{x^2 - 1}}{x}; \\ \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} x &= \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} \frac{x}{\sqrt{1 - x^2}} = \operatorname{Ar} \operatorname{Cof} \frac{1}{\sqrt{1 - x^2}} = \operatorname{Ar} \operatorname{Ctg} \frac{1}{x} \\ &= \frac{1}{2} \operatorname{Ar} \operatorname{Sin} \frac{2x}{1 - x^2} = \frac{1}{2} \operatorname{Ar} \operatorname{Cof} \frac{1 + x^2}{1 - x^2} = \frac{1}{2} \operatorname{Ar} \operatorname{Tg} \frac{2x}{1 + x^2}. \end{aligned}$$

Der Hauptwert von $\operatorname{Ar} \operatorname{Cof} x$ ist in Abb. 60 dick ausgezogen (vgl. S. 46).

C. Die wichtigsten höheren transzendenten Funktionen.

1. Die elliptischen Integrale und Funktionen (vgl. S. 27).

a) Die elliptischen Normalintegrale erster und zweiter Gattung sind durch:

$$\left. \begin{aligned} u &= \int_0^x \frac{dx}{\sqrt{(1-x^2)(1-k^2x^2)}} = \int_0^\varphi \frac{d\varphi}{\sqrt{1-k^2\sin^2\varphi}} = F(k, \varphi), \\ u &= \int_0^x \frac{\sqrt{1-k^2x^2}}{\sqrt{1-x^2}} dx = \int_0^\varphi \sqrt{1-k^2\sin^2\varphi} d\varphi = E(k, \varphi) \end{aligned} \right\} \begin{aligned} 0 \leq k \leq 1 \\ -1 \leq x \leq +1 \end{aligned}$$

Tabelle 4. Elementare transzendente Funktionen.

x	x in Graden	$\sin x$	$\cos x$	$\operatorname{tg} x$	e^x	e^{-x}	$\operatorname{Sh} x$	$\operatorname{Co}f x$	$\operatorname{Tg} x$
0,0	0,00	0,00000	1,00000	0,00000	1,00000	1,00000	0,00000	1,00000	0,00000
0,1	5,73	0,09983	0,99500	0,10033	1,10517	0,90484	0,10017	1,00500	0,09967
0,2	11,46	0,19867	0,98007	0,20271	1,22140	0,81873	0,20134	1,02007	0,19738
0,3	17,19	0,29552	0,95534	0,30934	1,34986	0,74082	0,30452	1,04534	0,29131
0,4	22,92	0,38942	0,92106	0,42279	1,49182	0,67032	0,41075	1,08107	0,37995
0,5	28,65	0,47943	0,87758	0,54630	1,64872	0,60653	0,52110	1,12763	0,46212
0,6	34,38	0,56464	0,82534	0,68414	1,82212	0,54881	0,63665	1,18547	0,53705
0,7	40,11	0,64422	0,76484	0,84229	2,01375	0,49659	0,75858	1,25517	0,60437
0,8	45,84	0,71736	0,69671	1,02964	2,22554	0,44933	0,88811	1,33743	0,66404
0,9	51,57	0,78333	0,62161	1,26016	2,45960	0,40657	1,02652	1,43309	0,71630
1,0	57,30	0,84147	0,54030	1,55741	2,71828	0,36788	1,17520	1,54308	0,76159
1,1	63,03	0,89121	0,45360	1,96476	3,00417	0,33287	1,33565	1,66852	0,80050
1,2	68,75	0,93204	0,36236	2,57215	3,32012	0,30119	1,50946	1,81066	0,83365
1,3	74,48	0,96356	0,26750	3,60210	3,66930	0,27253	1,69838	1,97091	0,86172
1,4	80,21	0,98545	0,16997	5,79789	4,05520	0,24660	1,90430	2,15090	0,88535
1,5	85,94	0,99749	+ 0,07074	+ 14,10142	4,48169	0,22313	2,12928	2,35241	0,90515
1,6	91,67	0,99957	- 0,02920	- 34,23254	4,95303	0,20190	2,37557	2,57746	0,92167
1,7	97,40	0,99166	- 0,12884	- 7,69660	5,47395	0,18268	2,64563	2,82832	0,93541
1,8	103,13	0,97385	- 0,22720	- 4,28626	6,04965	0,16530	2,94217	3,10747	0,94681
1,9	108,86	0,94630	- 0,32329	- 2,92710	6,68589	0,14957	3,26816	3,41773	0,95624
2,0	114,59	0,90930	- 0,41615	- 2,18504	7,38906	0,13534	3,62686	3,76220	0,96403
2,1	120,32	0,86321	- 0,50485	- 1,70985	8,16617	0,12246	4,02186	4,14431	0,97054
2,2	126,05	0,80850	- 0,58850	- 1,37382	9,02501	0,11080	4,45711	4,56791	0,97574
2,3	131,78	0,74571	- 0,66628	- 1,11921	9,97418	0,10026	4,93696	5,03722	0,98010
2,4	137,51	0,67546	- 0,73739	- 0,91601	11,02318	0,09072	5,46623	5,55695	0,98367
2,5	143,24	0,59847	- 0,80114	- 0,74702	12,18249	0,08208	6,05020	6,13229	0,98661
2,6	148,97	0,51550	- 0,85689	- 0,60160	13,46374	0,07427	6,69473	6,76901	0,98903
2,7	154,70	0,42738	- 0,90407	- 0,47273	14,87973	0,06724	7,40626	7,47347	0,99101
2,8	160,43	0,33499	- 0,94222	- 0,35553	16,44465	0,06081	8,19192	8,25273	0,99263
2,9	166,16	0,23925	- 0,97096	- 0,24641	18,17415	0,05502	9,05956	9,11458	0,99396
3,0	171,89	0,14112	- 0,98999	- 0,14255	20,08554	0,04979	10,01787	10,06766	0,99505
3,1	177,62	+ 0,04158	- 0,99914	- 0,04162	22,19795	0,04505	11,07645	11,12150	0,99595
3,2	183,35	- 0,05837	- 0,99829	+ 0,05847	24,53253	0,04076	12,24588	12,28665	0,99668
3,3	189,08	- 0,15775	- 0,98748	0,15975	27,11264	0,03688	13,53788	13,57476	0,99728
3,4	194,81	- 0,25554	- 0,96680	0,26442	29,96410	0,03337	14,96536	14,99874	0,99777
3,5	200,54	- 0,35078	- 0,93646	0,37470	33,11545	0,03020	16,54263	16,57282	0,99818
3,6	206,26	- 0,44252	- 0,89676	0,49347	36,59823	0,02732	18,28546	18,31278	0,99851
3,7	211,99	- 0,52984	- 0,84810	0,62473	40,44730	0,02472	20,21129	20,23601	0,99878
3,8	217,72	- 0,61186	- 0,77907	0,77356	44,70118	0,02237	22,33941	22,36178	0,99900
3,9	223,45	- 0,68777	- 0,72593	0,94742	49,40245	0,02024	24,69110	24,71135	0,99918
4,0	229,18	- 0,75680	- 0,65364	1,15782	54,59815	0,01832	27,28992	27,30823	0,99933
4,1	234,91	- 0,81828	- 0,57482	1,42353	60,34029	0,01657	30,16186	30,17843	0,99945
4,2	240,64	- 0,87158	- 0,49026	1,77778	66,68633	0,01500	33,33567	33,35066	0,99955
4,3	246,37	- 0,91617	- 0,40080	2,28585	73,69979	0,01357	36,84311	36,85668	0,99963
4,4	252,10	- 0,95160	- 0,30733	3,09632	81,45087	0,01228	40,71930	40,73157	0,99970
4,5	257,83	- 0,97753	- 0,21080	4,63733	90,01713	0,01111	45,00301	45,01412	0,99975
4,6	263,56	- 0,99369	- 0,11215	8,86018	99,48432	0,01005	49,73713	49,74718	0,99980
4,7	269,29	- 0,99992	- 0,01239	+ 80,71280	109,9472	0,00910	54,96904	54,97813	0,99983
4,8	275,02	- 0,99616	+ 0,08750	- 11,38487	121,5104	0,00823	60,75109	60,75932	0,99986
4,9	280,75	- 0,98245	0,18651	- 5,26749	134,2898	0,00745	67,14417	67,14861	0,99989
5,0	286,48	- 0,95892	0,28366	- 3,38052	148,4132	0,00674	74,20321	74,20995	0,99991
5,1	292,21	- 0,92581	0,37798	- 2,44939	164,0219	0,00610	82,00791	82,01400	0,99993
5,2	297,94	- 0,88345	0,46852	- 1,88564	181,2722	0,00552	90,63336	90,63888	0,99994
5,3	303,67	- 0,83227	0,55437	- 1,50128	200,3368	0,00499	100,1659	100,1709	0,99995
5,4	309,40	- 0,77276	0,63469	- 1,21754	221,4064	0,00452	110,7059	110,7055	0,99996
5,5	315,13	- 0,70554	0,70867	- 0,99558	244,6919	0,00409	122,3439	122,3480	0,99997
5,6	320,86	- 0,63127	0,77557	- 0,81394	270,4264	0,00370	135,2114	135,2150	0,99997
5,7	326,59	- 0,55069	0,83471	- 0,65973	298,8674	0,00335	149,4320	149,4354	0,99998
5,8	332,32	- 0,46460	0,88552	- 0,52467	330,2996	0,00303	165,1483	165,1513	0,99998
5,9	338,05	- 0,37388	0,92748	- 0,40311	365,0375	0,00274	182,5174	182,5201	0,99999
6,0	343,77	- 0,27942	0,96017	- 0,29101	403,4288	0,00248	201,7132	201,7156	0,99999
6,1	349,50	- 0,18216	0,98327	- 0,18526	445,8578	0,00224	222,9278	222,9300	0,99999
6,2	355,23	- 0,08309	0,99654	- 0,08338	492,7490	0,00203	246,3735	246,3755	0,99999
6,3	360,96	+ 0,01681	0,99986	+ 0,01682	544,5719	0,00184	272,2850	272,2869	0,99999

definiert. Dabei bedeutet $k = \text{Modul}$ eine fest gegebene Zahl im Bereich $0 \leq k \leq 1$. Die zweite Form der Integrale ergibt sich durch die Substitution $x = \sin \varphi$. In Abb. 61 ist der Integrand erster Gattung und die zugehörige Integralfunktion für $k = \frac{1}{2}$ eingezeichnet.

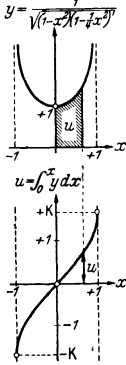


Abb. 61. Elliptisches Normalintegral erster Gattung.

Wenn man als obere Grenze der Integrale den Wert $x = 1$ (bzw. $\varphi = \frac{\pi}{2}$) wählt, ergeben sich die *vollständigen elliptischen Normalintegrale* $K = F(k, \frac{\pi}{2})$ und $E = E(k, \frac{\pi}{2})$, die nur noch von dem Modul k abhängen (Abb. 62); sie sind bei der x -Darstellung als uneigentliche Integrale (S. 30) definiert, die einen endlichen Wert besitzen (eine Ausnahme bildet nur das Integral erster Gattung für $k = 1$). Es wird:

$$\frac{2}{\pi} K = 1 + \left(\frac{1}{2}\right)^2 k^2 + \left(\frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4}\right)^2 k^4 + \left(\frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6}\right)^2 k^6 + \dots, \quad |k| < 1$$

$$\frac{2}{\pi} E = 1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 \frac{k^2}{1} - \left(\frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4}\right)^2 \frac{k^4}{3} - \left(\frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6}\right)^2 \frac{k^6}{5} - \dots$$

(man entwickle die zweite Form des Integranden nach dem binomischen Satz; Angabe der in der Reihe auftretenden Integrale S. 31).

In den beiden Grenzfällen $k = 0$ und $k = 1$ lassen sich die Integrale elementar auswerten:

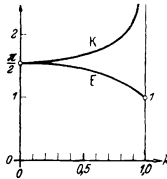


Abb. 62. Vollständiges Normalintegralerster (K) und zweiter (E) Gattung.

$k = 0$	$F = \arcsin x$	$K = \frac{\pi}{2}$
	$E = \arcsin x$	$E = \frac{\pi}{2}$
$k = 1$	$F = \operatorname{ar} \operatorname{tg} x$	$K = \infty$
	$E = x$	$E = 1$

Tabelle 5. Das elliptische Normalintegral erster Gattung.

$$u = \int_0^x \frac{dx}{\sqrt{(1-x^2)(1-k^2x^2)}} = \int_0^\varphi \frac{d\varphi}{\sqrt{1-k^2\sin^2\varphi}} = F(k, \varphi), \quad \begin{matrix} x = \sin \varphi, \\ k = \sin \alpha. \end{matrix}$$

$F = \arcsin x$ $= \hat{\varphi}$		$F = \operatorname{ar} \operatorname{tg} x$ $= \ln \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$								
$\alpha = 0^\circ$		10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
$k = 0,0000$		0,1737	0,3420	0,5000	0,6428	0,7660	0,8660	0,9397	0,9848	1,0000
$\varphi = 0^\circ$	$x = 0,0000$	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10°	0,1737	0,1745	0,1746	0,1746	0,1748	0,1749	0,1751	0,1752	0,1753	0,1754
20°	0,3420	0,3491	0,3493	0,3499	0,3508	0,3520	0,3533	0,3545	0,3555	0,3562
30°	0,5000	0,5236	0,5243	0,5263	0,5294	0,5334	0,5379	0,5422	0,5459	0,5484
40°	0,6428	0,6981	0,6997	0,7043	0,7117	0,7213	0,7323	0,7436	0,7535	0,7604
50°	0,7660	0,8727	0,8756	0,8842	0,8983	0,9173	0,9401	0,9647	0,9876	1,0044
60°	0,8660	1,0472	1,0519	1,0660	1,0896	1,1226	1,1643	1,2125	1,2619	1,3014
70°	0,9397	1,2217	1,2286	1,2495	1,2853	1,3372	1,4068	1,4944	1,5959	1,6918
80°	0,9848	1,3963	1,4057	1,4344	1,4846	1,5597	1,6660	1,8125	2,0119	2,2653
Vollständiges elliptisches Integral erster Gattung: $F(k, \frac{\pi}{2}) = K(k)$										
$\varphi = 90^\circ$	$x = 1,0000$	$\frac{\pi}{2} = 1,5708$	1,5828	1,6200	1,6858	1,7868	1,9356	2,1565	2,5046	3,1534
										∞

b) Die elliptischen Funktionen von Jacobi. Wenn $u = \int_0^x dx : \sqrt{1-x^2} = \arcsin x$ ist, folgt umgekehrt $x = \sin u$ und $\sqrt{1-x^2} = \cos u$. Entsprechend bezeichnet man die Umkehrung von $u = \int_0^x dx : \sqrt{(1-x^2)(1-k^2x^2)}$ mit $x = sn u$ und erhält:

$$\begin{aligned} x &= sn u = \text{sinus amplitude } u \\ \sqrt{1-x^2} &= cn u = \text{cosinus amplitude } u \\ \sqrt{1-k^2x^2} &= dn u = \text{delta amplitude } u \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} sn^2 u + cn^2 u &= 1 \\ dn^2 u - k^2 cn^2 u &= 1 - k^2 \\ dn^2 u + k^2 sn^2 u &= 1 \end{aligned}$$

Die Funktionen hängen außer von u noch von dem gegebenen Modul k ab. In Abb. 63 sind sie für $k = \sin 60^\circ = 0,866$ dick ausgezogen (aus Tabelle 5 folgt für dieses k : bei $x = 0,5$ wird $u = 0,5422$; also ist für $u = 0,5422$ der Wert $x = sn u = 0,5$ abzutragen usw.). Die mathematische Untersuchung zeigt, daß die Funktion $x = sn u$ über den Wert $u = K$ hinaus (entsprechend wie bei $x = \sin u$) periodisch fortzusetzen ist; die Gesamtperiode beträgt $4K$ bei $sn u$ und $cn u$, dagegen $2K$ bei $dn u$. Weiter sind in Abb. 63 jeweils die Grenzfunktionen für $k = 0$ und $k = 1$ dünn eingezeichnet; es ergibt sich:

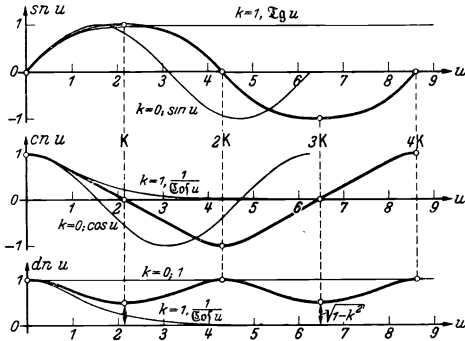


Abb. 63. Elliptische Funktionen von JACOBI.

für $k = 0$	$sn u = \sin u$	$cn u = \cos u$	$dn u = 1$
für $k = 1$	$sn u = \Im g u$	$cn u = 1 : \mathcal{C}o u$	$dn u = 1 : \mathcal{C}o u$

Mit wachsendem k wird K immer größer (vgl. Abb. 62) und nimmt für $k = 1$ den Wert $K = \infty$ an, so daß die Funktionen in der Grenze eine unendlich lange Periode besitzen.

Durch Differentiation folgt $\frac{du}{dx} = 1 : \sqrt{(1-x^2)(1-k^2x^2)}$, also $\frac{dx}{du} = cn u \cdot dn u$. Mit Hilfe der Kettenregel erhält man weiter:

$$\frac{d}{du} sn u = cn u \cdot dn u \quad \frac{d}{du} cn u = -sn u \cdot dn u \quad \frac{d}{du} dn u = -k^2 \cdot sn u \cdot cn u$$

2. Die Integrale $\int x^p \sin x dx$, $\int x^p \cos x dx$, $\int x^p e^{-x} dx$; **Gammafunktion.**
 a) **Integralsinus, Integralcosinus und Integrallogarithmus** ($p = -1$). Man erhält:

$$\begin{aligned} Si x &= \int_0^x \frac{\sin x}{x} dx = x - \frac{1}{3} \frac{x^3}{3!} + \frac{1}{5} \frac{x^5}{5!} - \dots = \text{Integralsinus} \quad (\text{Abb. 64}). \\ Ci x &= \int_{+\infty}^x \frac{\cos x}{x} dx = \gamma + \ln x - \frac{1}{2} \frac{x^2}{2!} + \frac{1}{4} \frac{x^4}{4!} - \dots = \text{Integralcosinus} \quad (\text{Abb. 65}). \\ Ei x &= \int_{+\infty}^x \frac{e^{-x}}{x} dx = \gamma + \ln x - x + \frac{1}{2} \frac{x^2}{2!} - \frac{1}{3} \frac{x^3}{3!} + \dots \end{aligned}$$

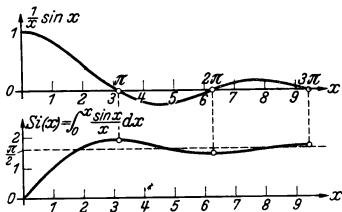


Abb. 64. Integralsinus.

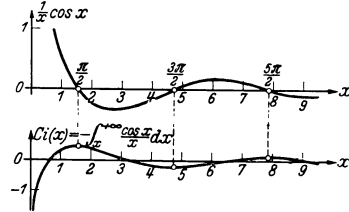


Abb. 65. Integralcosinus.

Es wird $\int_0^{+\infty} \frac{\sin x}{x} dx = \frac{\pi}{2}$. Bei den beiden letzten Integralen ist als feste Grenze $x = +\infty$ gewählt, weil die Integrale für $x = 0$ unendlich werden; die obere Grenze x soll im Bereich $0 < x < +\infty$ liegen. Die Zahl $\gamma = 0,577216$ bedeutet die EULERSche Konstante (S. 55). Die angegebenen Reihenentwicklungen folgen durch gliedweise Integration der zugehörigen Potenzreihen, wobei das absolute Glied durch besondere Berechnung zu bestimmen ist. Das letzte Integral wird durch die Substitution $e^{-x} = z$ in den *Integrallogarithmus* $\text{li } z = \int_0^z \frac{dz}{z} \cdot \ln z$ übergeführt.

b) Fresnelsche Integrale und Gaußsches Fehlerintegral ($p = -\frac{1}{2}$). Man erhält zunächst die *FRESNELSchen Integrale* (Abb. 66):

$\int_0^x \frac{\sin x}{\sqrt{x}} dx = 2\sqrt{x} \cdot \left\{ \frac{1}{3} \frac{x}{1!} - \frac{1}{7} \frac{x^3}{3!} + \frac{1}{11} \frac{x^5}{5!} - + \dots \right\}$	$\int_0^{+\infty} \frac{\sin x}{\sqrt{x}} dx = \sqrt{\frac{\pi}{2}}$
$\int_0^x \frac{\cos x}{\sqrt{x}} dx = 2\sqrt{x} \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{5} \frac{x^2}{2!} + \frac{1}{9} \frac{x^4}{4!} - + \dots \right\}$	$\int_0^{+\infty} \frac{\cos x}{\sqrt{x}} dx = \sqrt{\frac{\pi}{2}}$

Durch die Substitution $x = z^2$ kommt man auf die Formen $2 \int_0^{\sqrt{x}} \sin z^2 \cdot dz$ und $2 \int_0^{\sqrt{x}} \cos z^2 \cdot dz$ (vgl. die Anwendung S. 568). Die gleiche Substitution ergibt bei der Exponentialfunktion das *GAUSSSche Fehlerintegral* (Abb. 67; vgl. ferner S. 8):

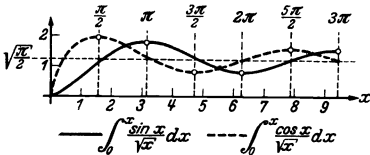


Abb. 66. FRESNELSche Integrale.

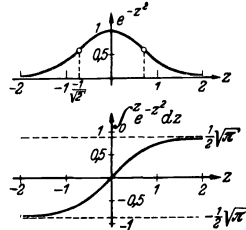


Abb. 67. GAUSSSches Fehlerintegral.

$\int_0^x \frac{e^{-x}}{\sqrt{x}} dx = 2 \int_0^{\sqrt{x}} e^{-z^2} dz = 2 \left\{ z - \frac{1}{3} \frac{z^3}{1!} + \frac{1}{5} \frac{z^5}{2!} - + \dots \right\}$	$\int_0^{+\infty} e^{-z^2} dz = \frac{1}{2} \sqrt{\pi}$
--	---

c) Rekursionsformeln. Mit Hilfe der auf S. 28 angegebenen Rekursionsformeln kann man die Integrale für $p = 0, 1, 2, \dots$ elementar auswerten, die Integrale für $p = -2, -3, -4, \dots$ auf den Fall $p = -1$ und die Integrale für $p = +\frac{1}{2}, \pm \frac{3}{2}, \pm \frac{5}{2}, \dots$ auf den Fall $p = -\frac{1}{2}$ zurückführen.

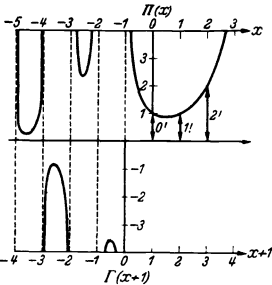


Abb. 68. Gammafunktion.

d) Die Gammafunktion. Das EULERSche Integral $\int_0^{+\infty} x^p e^{-x} dx$ hängt nur noch von p ab (vgl. S. 31); man ersetzt deshalb p durch x und bezeichnet die Integrationsveränderliche mit t :

$\int_0^{+\infty} t^x e^{-t} dt = \Gamma(x) = \Gamma(x + 1)$ <p style="text-align: center;">= Gammafunktion (Abb. 68)</p>

In Abb. 68 liegt die x -Achse in der Mitte; oben sind die Werte von x , unten die Werte von $(x + 1)$ angegeben. Da $\Gamma(n) = n!$ ($n = 0, 1, 2, \dots$) wird, stellt die Gammafunktion eine Verallgemeinerung der Fakultäten dar. Infolge der Beziehung $\Gamma(x) = x \cdot \Gamma(x - 1)$ genügt es, die Funktion im Intervall $0 < x < 1$ zu berechnen, was mit Hilfe der Reihe:

$$\ln \Gamma(x) = -\gamma x + \frac{x^2}{2} s_2 - \frac{x^4}{3} s_4 + \frac{x^6}{4} s_6 - + \dots, \quad |x| < 1$$

eine Verallgemeinerung der Fakultäten dar. Infolge der Beziehung $\Gamma(x) = x \cdot \Gamma(x - 1)$ genügt es, die Funktion im Intervall $0 < x < 1$ zu berechnen, was mit Hilfe der Reihe:

durchgeführt wird; dabei bedeutet γ die EULERSche Konstante: *Tabelle 6. Gammafunktion.*

$$\gamma = \lim_{m \rightarrow \infty} \left\{ 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{m} - \ln m \right\} = 0,577216$$

und s_n die Summe $s_n = \frac{1}{1^n} + \frac{1}{2^n} + \frac{1}{3^n} + \dots$ (vgl. S. 56). Mit Hilfe der Gammafunktion lassen sich zahlreiche wichtige Integrale berechnen; z. B. wird: $\int_0^1 t^x (1-t)^y dt = \frac{\Gamma(x) \cdot \Gamma(y)}{\Gamma(x+y+1)}$.

x	$\Gamma(x)$
0,0	1,0000
0,1	0,9514
0,2	0,9182
0,3	0,8975
0,4	0,8873
0,5	0,8862
0,6	0,8935
0,7	0,9086
0,8	0,9314
0,9	0,9618
1,0	1,0000

3. Die BESSELschen Funktionen oder Zylinderfunktionen sind Lösungen der BESSELschen Differentialgleichung:

$$y'' + \frac{1}{x} y' + \left(1 - \frac{p^2}{x^2} \right) \cdot y = 0;$$

dabei bedeutet p einen gegebenen (positiven) Parameter. Die Reihenentwicklung ergibt:

$$J_p(x) = C x^p \left\{ 1 - \frac{1}{4! (p+1)} \left(\frac{x}{2}\right)^4 + \frac{1}{2! (p+1)(p+2)} \left(\frac{x}{2}\right)^6 - \frac{1}{3! (p+1)(p+2)(p+3)} \left(\frac{x}{2}\right)^8 + \dots \right\}$$

wobei C eine willkürliche Integrationskonstante ist; aus Zweckmäßigkeitsgründen setzt man $C = \frac{1}{2^p \Gamma(p)}$, wobei Γ die Gammafunktion (S. 54) bedeutet. Wenn p nicht ganzzahlig ist, sind J_p und J_{-p} spezielle Lösungen der Gleichung, so daß die allgemeine Lösung $y = C_1 J_p + C_2 J_{-p}$ wird. Für ganzzahliges p wird J_{-p} unbrauchbar, so daß die zweite Lösung auf anderem Wege bestimmt werden muß.

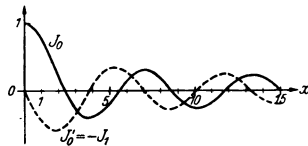


Abb. 69. BESSELsche Funktionen nullter und erster Ordnung.

Für $p = 0$ und $p = 1$ ergeben sich die BESSELschen Funktionen nullter und erster Ordnung:

$$J_0 = 1 - \frac{1}{4! 1!} \left(\frac{x}{2}\right)^4 + \frac{1}{2! 2!} \left(\frac{x}{2}\right)^6 - \frac{1}{3! 3!} \left(\frac{x}{2}\right)^8 + \dots$$

$$J_1 = \frac{x}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{1 \cdot 2} \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \frac{1}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 3} \left(\frac{x}{2}\right)^4 - \frac{1}{1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 4} \left(\frac{x}{2}\right)^6 + \dots \right\}$$

(Abb. 69). Die BESSELschen Funktionen für $p = \pm \frac{1}{2}, \pm \frac{3}{2}, \pm \frac{5}{2}, \dots$ lassen sich durch elementare Funktionen ausdrücken:

$$J_{\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{2}{\pi x}} \cdot \sin x \qquad J_{-\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{2}{\pi x}} \cdot \cos x$$

$$J_{\frac{3}{2}} = \sqrt{\frac{2}{\pi x}} \cdot \left(\frac{\sin x}{x} - \cos x \right) \qquad J_{-\frac{3}{2}} = \sqrt{\frac{2}{\pi x}} \cdot \left(-\frac{\cos x}{x} - \sin x \right) \text{ usw.}$$

Es gelten die Beziehungen:

$$\frac{d}{dx} J_0 = -J_1; \quad \frac{d}{dx} J_1 = J_0 - \frac{1}{x} J_1.$$

$$J_{p-1}(x) + J_{p+1}(x) = \frac{2p}{x} J_p(x); \quad J_{p-1}(x) - J_{p+1}(x) = 2 \frac{d}{dx} J_p(x); \quad p \neq 0, -1, -2, \dots$$

Schriftum zu den höheren transzendenten Funktionen. BURKHARDT: Elliptische Funktionen, Leipzig 1906. — NIELSEN: Theorie des Integrallogarithmus und verwandter Transzendenten Leipzig 1906. — NIELSEN: Handbuch der Theorie der Gammafunktion, Leipzig 1906. — WEYRICH: Die Zylinderfunktionen und ihre Anwendungen, Leipzig 1937. — STRUTT: LAMESche, MATHIEUSche und verwandte Funktionen in Physik und Technik, Berlin 1932. — Tabellenwerke: vgl. S. 4, Abschnitt e. Vgl. ferner S. 203.

D. Darstellung der Funktionen durch Reihen.

1. Grundlagen der Reihenlehre.

a) Konvergenz und Divergenz von Zahlreihen. Eine Summe von unendlich vielen Zahlen $a_1 + a_2 + a_3 + \dots$ heißt *konvergent*, wenn die Folge der *Teilsummen* $S_1 = a_1$, $S_2 = a_1 + a_2$, $S_3 = a_1 + a_2 + a_3, \dots$ gegen einen endlichen Grenzwert $\lim_{n \rightarrow \infty} S_n = S$ geht; S heißt dann die Summe der unendlichen Reihe. Falls sich kein feste Grenzwert ergibt (z. B. $1 - 1 + 1 - 1 + \dots$) oder der Grenzwert unendlich (z. B. $1 + 2 + 3 + \dots$), heißt die Reihe *divergent*; diese Reihen sind bei der angegebenen Definition für mathematische Berechnungen unbrauchbar (über das Rechnen mit divergenten Reihen auf Grund verallgemeinerter Definitionen vgl. KNORR: Theorie und Anwendung der unendlichen Reihen, Berlin 1931).

Unter dem *Absolutbetrag* $|a|$ einer reellen Zahl a versteht man den Zahlwert, versehen mit einem positiven Vorzeichen; z. B. $|3| = 3$, $|-3| = 3$. Eine konvergente Reihe heißt *absolut* (oder *unbedingt*) *konvergent*, wenn gleichzeitig auch die Summe der zugehörigen Absolutbeträge konvergiert; anderen Falles heißt sie *nicht absolut* (oder *bedingt*) *konvergent*. Es gilt der Satz: *Bei einer absolut konvergenten Reihe ist die zugehörige Summe unabhängig von der Reihenfolge der einzelnen Summanden, so daß diese beliebig vertauscht werden dürfen; bei einer bedingt konvergenten Reihe darf dagegen die Reihenfolge nicht ohne weiteres abgeändert werden!* Beispiel: Wenn man die bedingt konvergente Reihe $1 - \frac{1}{2} + \frac{1}{3} - \frac{1}{4} + \dots = \ln 2 = 0,693$ so umordnet, daß auf je zwei positive Glieder ein negatives folgt, ergibt sich $1 + \frac{1}{3} - \frac{1}{2} + \frac{1}{5} + \frac{1}{7} - \frac{1}{4} + \dots = \frac{3}{2} \ln 2 = 1,040$.

Konvergenzkriterien. Eine unendliche Reihe $a_1 + a_2 + a_3 + \dots$ konvergiert absolut oder divergiert, je nachdem der Grenzwert $\lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{a_{n+1}}{a_n} \right|$ kleiner als 1 oder größer als 1 ist; das gleiche gilt, je nachdem der Grenzwert $\lim_{n \rightarrow \infty} \sqrt[n]{|a_n|}$ kleiner oder größer als 1 ist. Wenn der Grenzwert gleich 1 wird, kann in beiden Fällen sowohl Konvergenz als auch Divergenz eintreten; das Verhalten muß dann anderweitig untersucht werden.

Eine *alternierende Reihe*, d. h. eine Reihe, deren Glieder abwechselnd positiv und negativ sind: $a_1 - a_2 + a_3 - a_4 + \dots$, ist stets konvergent, wenn ihre Glieder mit wachsendem n beliebig gegen Null gehen: $\lim_{n \rightarrow \infty} a_n = 0$.

Eine *unendliche Summe von komplexen Zahlen* $(a_1 + i b_1) + (a_2 + i b_2) + \dots$ wird als konvergent bezeichnet, wenn sowohl die Summe der Realteile als auch die der Imaginärteile konvergiert; sie heißt absolut konvergent, wenn beide angegebenen Summen absolut konvergent sind. Die Konvergenzkriterien behalten ihre Gültigkeit; nur ist der Absolutbetrag der reellen Zahlen durch den Absolutbetrag der komplexen Zahlen (S. 63) zu ersetzen.

b) Wichtige unendliche Zahlreihen. Die *unendliche geometrische Reihe* ist für $|q| \geq 1$ divergent, für $|q| < 1$ absolut konvergent; es wird:

$$1 \pm q + q^2 \pm q^3 + \dots = 1 : (1 \mp q) \quad |q| < 1$$

(folgt durch Grenzübergang aus der endlichen Reihe S. 17). Die *harmonische Reihe* $1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \dots$ ist divergent. Die beiden Reihen $1 - \frac{1}{2} + \frac{1}{3} - \frac{1}{4} + \dots = \ln 2 = 0,69315$ und $1 - \frac{1}{3} + \frac{1}{5} - \frac{1}{7} + \dots = \frac{\pi}{4} = 0,78540$ sind bedingt konvergent.

Die *reziproken Potenzsummen* $s_n = \frac{1}{1^n} + \frac{1}{2^n} + \frac{1}{3^n} + \dots$ sind für $n > 1$ absolut konvergent für $n \leq 1$ divergent; es wird:

$$\begin{array}{lll} s_2 = 1,64493 = \frac{\pi^2}{6}, & s_4 = 1,08232 = \frac{\pi^4}{90}, & s_6 = 1,01734 = \frac{\pi^6}{945}, \dots \\ s_3 = 1,20206, & s_5 = 1,03693, & s_7 = 1,00835, \dots \end{array}$$

Allgemein gilt:

$$s_n = \frac{(2\pi)^n}{2 \cdot n!} \cdot |B_n| \quad \text{für } n = 2, 4, 6, \dots,$$

wobei die B_n die *BERNOULLISCHEN* Zahlen (S. 59) bedeuten. Die Summen s_n für ungerades n sind bis jetzt noch nicht auf bekannte Zahlen zurückgeführt. Auftreten dieser Summen bei Berechnung der *Gammafunktion* S. 55, bei *FOURIER-Reihen* S. 62.

c) Funktionsreihen. Eine unendliche Funktionsreihe $F(x) = f_1(x) + f_2(x) + f_3(x) + \dots$ ist in dem Bereich $a \leq x \leq b$ absolut konvergent und stellt dort eine *stetige Funktion* $F(x)$ dar, wenn in diesem Bereich $|f_p(x)| \leq c_p$ ist (wobei die c_p Konstante sein sollen) und ferner die Summe $c_1 + c_2 + c_3 + \dots$ konvergiert. Weiter darf die Reihe bei Erfüllung dieser Bedingung in dem betrachteten Bereich (b)liebig oft *gliedweise integriert* werden. Die *gliedweise Differentiation* ist gestattet, wenn das Entsprechende für die durch Differentiation entstehende Reihe $f_1'(x) + f_2'(x) + f_3'(x) + \dots$ gilt. Bei Nichterfüllung der angegebenen Bedingungen kann die gliedweise Integration und Differentiation sowohl zulässig als auch nicht zulässig sein. Mathematisch hängen diese Überlegungen mit dem Begriff der sog. *gleichmäßigen Konvergenz* zusammen.

Die Funktionsreihen sind eines der wichtigsten Hilfsmittel der Mathematik. Ihr Ansatz ist von der Art abhängig, auf welche die Annäherung erfolgen soll. Für die Technik sind zwei Forderungen von Bedeutung:

1. Die Funktionsreihe soll die Funktion möglichst gut in der *Umgebung einer festen Stelle* $x = x_0$ annähern; wichtigstes Beispiel: Potenzreihen (Abschnitt 2).
2. Die Funktionsreihe soll die Funktion möglichst gut *in einem Intervall* $a \leq x \leq b$ annähern; wichtigste Beispiele: FOURIER-Reihen und Reihen von Kugelfunktionen (Abschnitt 3).

2. Potenzreihen.

a) **Das Konvergenzverhalten von Potenzreihen.** Eine Potenzreihe $y = c_0 + c_1 x + c_2 x^2 + \dots$ besitzt stets einen *Konvergenzradius* r , derart, daß die Reihe im Intervall $-r < x < +r$ absolut konvergent, im Äußeren dieses Bereiches dagegen divergent ist; in den Randpunkten $x = \pm r$ ist das Verhalten verschieden. Im Grenzfall kann $r = \infty$ bzw. $r = 0$ werden (z. B. bei $e^x = 1 + \frac{x}{1!} + \frac{x^2}{2!} + \dots$ bzw. $y = 1 + 1! x + 2! x^2 + \dots$). Bei der Potenzreihe mit der *Entwicklungsstelle* $x = x_0$:

$$y = c_0 + c_1 (x - x_0) + c_2 (x - x_0)^2 + c_3 (x - x_0)^3 + \dots$$

tritt entsprechend für $x_0 - r < x < x_0 + r$ absolute Konvergenz, außerhalb dieses Bereiches Divergenz ein. Die Konvergenzkriterien (S. 56) ergeben für r die Größe $r = \lim_{n \rightarrow \infty} |c_n : c_{n+1}| = \lim_{n \rightarrow \infty} 1 : \sqrt[n]{|c_n|}$. Eine Potenzreihe darf in jedem Bereich, der vollständig innerhalb des Konvergenzintervalles liegt, beliebig oft gliedweise integriert oder differenziert werden.

Wenn die Veränderliche x komplexe Werte annimmt, wird der Konvergenzbereich in der GAUSSschen Zahlenebene für $x = \xi + i \eta$ (vgl. S. 63) ein Kreis vom Radius r , dessen Mittelpunkt die Entwicklungsstelle $x = x_0$ ist. Innerhalb des Konvergenzkreises ist die Potenzreihe absolut konvergent, im Äußeren divergent; auf dem Kreise selbst ist das Verhalten verschieden. Die c_n , sowie x_0 können dabei ebenfalls komplexe Zahlen sein. Der Konvergenzkreis geht durch denjenigen zunächst an der Entwicklungsstelle gelegenen Punkt, für den die dargestellte Funktion unendlich wird oder einen sonstigen singulären Punkt besitzt.

b) Der TAYLORSche Satz.

$f(x + \Delta x) = f(x) + \frac{\Delta x}{1!} f'(x) + \frac{(\Delta x)^2}{2!} f''(x) + \dots + \frac{(\Delta x)^n}{n!} f^{(n)}(x) + R_n(x)$ <p>mit $R_n(x) = \frac{(\Delta x)^{n+1}}{(n+1)!} f^{(n+1)}(x + \theta \Delta x) = \frac{1}{n!} \int_x^{x+\Delta x} (x + \Delta x - t)^n \cdot f^{(n+1)}(t) \cdot dt.$</p>
$f(x) = f(a) + \frac{f'(a)}{1!} (x - a) + \frac{f''(a)}{2!} (x - a)^2 + \dots + \frac{f^{(n)}(a)}{n!} (x - a)^n + R_n(x)$ <p>mit $R_n(x) = \frac{(x - a)^{n+1}}{(n+1)!} f^{(n+1)}\{a + \theta(x - a)\} = \frac{1}{n!} \int_a^x (x - t)^n \cdot f^{(n+1)}(t) \cdot dt.$</p>
$f(x) = f(0) + \frac{f'(0)}{1!} x + \frac{f''(0)}{2!} x^2 + \dots + \frac{f^{(n)}(0)}{n!} x^n + R_n(x)$ <p>mit $R_n(x) = \frac{x^{n+1}}{(n+1)!} f^{(n+1)}(\theta x) = \frac{1}{n!} \int_0^x (x - t)^n \cdot f^{(n+1)}(t) \cdot dt.$</p>

Die zweite Formel ergibt sich aus der ersten, wenn man x durch a und Δx durch $(x - a)$ ersetzt. Die dritte Formel (MACLAURINSche Reihe) folgt aus der zweiten für $a = 0$. Die Größe θ bedeutet einen positiven echten Bruch: $0 < \theta < 1$, dessen wirklicher Wert nicht angegeben wird. Vorausgesetzt wird, daß die Funktion $f(x)$ mit ihren $(n+1)$ ersten Ableitungen in dem betrachteten Bereich endlich und stetig ist. Über den Grenzübergang $n \rightarrow \infty$ vgl. das angegebene Schrifttum S. 62.

Die beiden letzten Formeln stellen die betrachtete Funktion durch eine ganze rationale Näherungsfunktion n -ten Grades und das sog. Restglied $R_n(x)$ dar. Die Näherungsfunktion und ihre n ersten Ableitungen nehmen an der Stelle $x = a$ bzw. $x = 0$ jeweils die gleichen Werte

wie die gegebene Funktion und ihre n ersten Ableitungen an. Das Restglied $R_n(x)$ stellt den Fehler dar, der sich ergibt, wenn man die gegebene Funktion durch ihre Näherungsfunktion n -ten Grades ersetzt. Die schrittweise Verbesserung der Genauigkeit ist in

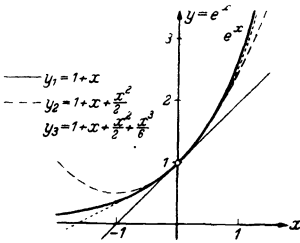


Abb. 70.

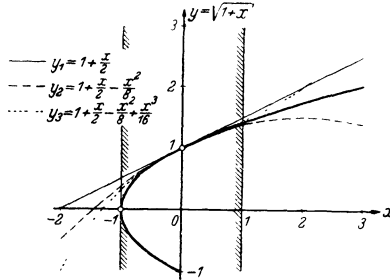


Abb. 71.

Abb. 70 für $y = e^x$ und in Abb. 71 für $y = \sqrt{1+x}$ dargestellt; im letzten Fall erfolgt eine Annäherung nur im Bereich $-1 < x < +1$.

Bei zwei Veränderlichen lautet der TAYLORSche Satz:

$$\begin{aligned}
 f(x + \Delta x, y + \Delta y) &= f(x, y) + \frac{1}{1!} \{ \Delta x \cdot f_x + \Delta y \cdot f_y \} \\
 &+ \frac{1}{2!} \{ (\Delta x)^2 \cdot f_{xx} + 2 \Delta x \Delta y \cdot f_{xy} + (\Delta y)^2 \cdot f_{yy} \} \\
 &+ \frac{1}{3!} \{ (\Delta x)^3 \cdot f_{xxx} + 3 (\Delta x)^2 \Delta y \cdot f_{xxy} + 3 \Delta x (\Delta y)^2 \cdot f_{xyy} + (\Delta y)^3 f_{yyy} \} \\
 &+ \dots + \frac{1}{n!} \left\{ (\Delta x)^n \cdot \frac{\partial^n f}{\partial x^n} + \binom{n}{1} (\Delta x)^{n-1} \Delta y \cdot \frac{\partial^n f}{\partial x^{n-1} \partial y} + \dots + \binom{n}{n} (\Delta y)^n \frac{\partial^n f}{\partial y^n} \right\} + R_n(x, y)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f(x, y) &= f(a, b) + \frac{1}{1!} \{ f_x \cdot (x - a) + f_y \cdot (y - b) \} \\
 &+ \frac{1}{2!} \{ f_{xx} \cdot (x - a)^2 + 2 f_{xy} \cdot (x - a)(y - b) + f_{yy} \cdot (y - b)^2 \} \\
 &+ \dots + \frac{1}{n!} \left\{ \frac{\partial^n f}{\partial x^n} \cdot (x - a)^n + \dots + \binom{n}{n} \frac{\partial^n f}{\partial y^n} \cdot (y - b)^n \right\} + R_n(x, y),
 \end{aligned}$$

wobei in die partiellen Differentialquotienten $x = a, y = b$ einzusetzen ist.

Man beachte, daß in den geschweiften Klammern dasselbe Bildungsgesetz wie bei dem binomischen Lehrsatz auftritt. Die dritte Form ergibt sich aus der zweiten, wenn man $a = 0, b = 0$ setzt. Das Restglied $R_n(x, y)$ läßt sich ihn ähnlicher Weise wie bei einer Veränderlichen angeben.

c) Die Exponentialreihe und verwandte Reihen. Es wird:

$e^x = 1 + \frac{x}{1!} + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^3}{3!} + \dots$	
$\sin x = x - \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} - \frac{x^7}{7!} + \dots$	$\cos x = 1 - \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} - \frac{x^6}{6!} + \dots$
$\operatorname{Sin} x = x + \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} + \frac{x^7}{7!} + \dots$	$\operatorname{Cos} x = 1 + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} + \frac{x^6}{6!} + \dots$

Die Reihen sind für alle endlichen Werte von x absolut konvergent. Vgl. ferner die Reihen für $\int x^p \sin x \, dx, \int x^p \cos x \, dx$ und $\int x^p e^{-x} \, dx$ S. 53.

d) Die Binominalreihe und die aus ihr folgenden Reihen. Es wird:

$$(1 + x)^p = 1 + \binom{p}{1} x + \binom{p}{2} x^2 + \binom{p}{3} x^3 + \dots; \quad |x| < 1.$$

Für $p = 0, 1, 2, \dots$ bricht die Reihe nach einer endlichen Anzahl von Gliedern ab; in den übrigen Fällen handelt es sich um eine unendliche Reihe, die für $|x| < 1$ absolut konvergent, für $|x| > 1$ divergent ist.

Sonderfälle (überall $|x| < 1$).

$$\frac{1}{1 \pm x} = 1 \mp x + x^2 \mp x^3 + \mp \dots \quad (\text{Geometrische Reihe})$$

$$\frac{1}{(1 \pm x)^2} = 1 \mp 2x + 3x^2 \mp 4x^3 + \mp \dots$$

$$\begin{aligned} \sqrt{1 \pm x} &= 1 \pm \frac{1}{2}x - \frac{1}{2 \cdot 4}x^2 \pm \frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4 \cdot 6}x^3 - \frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 8}x^4 \pm \dots \\ &= 1 \pm \frac{1}{2}x - \frac{1}{8}x^2 \pm \frac{1}{16}x^3 - \frac{5}{128}x^4 \pm \frac{7}{256}x^5 - \frac{21}{1024}x^6 \pm \dots \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{\sqrt{1 \pm x}} &= 1 \mp \frac{1}{2}x + \frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4}x^2 \mp \frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6}x^3 + \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 7}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 8}x^4 \mp \dots \\ &= 1 \mp \frac{1}{2}x + \frac{3}{8}x^2 \mp \frac{5}{16}x^3 + \frac{35}{128}x^4 \mp \frac{63}{256}x^5 + \frac{231}{1024}x^6 \mp \dots \end{aligned}$$

$$\frac{1}{\sqrt[{\lambda}]{1 \pm x}} = 1 \pm \frac{x}{\lambda} + \frac{x(x-\lambda)}{\lambda \cdot 2\lambda}x^2 \pm \frac{x(x-\lambda)(x-2\lambda)}{\lambda \cdot 2\lambda \cdot 3\lambda}x^3 + \dots$$

$$\frac{1}{\sqrt[{\lambda}]{1 \pm x}} = 1 \mp \frac{x}{\lambda} + \frac{x(x+\lambda)}{\lambda \cdot 2\lambda}x^2 \mp \frac{x(x+\lambda)(x+2\lambda)}{\lambda \cdot 2\lambda \cdot 3\lambda}x^3 + \dots$$

Aus der Binominalreihe ergibt sich durch gliedweise Integration:

$$\ln(1+x) = \int_0^x \frac{dx}{1+x} = x - \frac{x^2}{2} + \frac{x^3}{3} - \frac{x^4}{4} + \dots \quad |x| < 1$$

$$\ln(1-x) = -x - \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3} - \frac{x^4}{4} - \dots \quad |x| < 1$$

$$\ln \frac{1+x}{1-x} = 2 \left(x + \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} + \dots \right) \quad |x| < 1$$

$$\ln x = 2 \left\{ \frac{x-1}{x+1} + \frac{1}{3} \left(\frac{x-1}{x+1} \right)^3 + \frac{1}{5} \left(\frac{x-1}{x+1} \right)^5 + \dots \right\} \quad x > 0$$

Die letzte Formel folgt aus der vorletzten, indem man $\frac{1+x}{1-x} = \bar{x}$, also $x = \frac{\bar{x}-1}{\bar{x}+1}$ setzt und hinterher den Querstrich wieder fortläßt. Weiter erhält man (überall $|x| < 1$):

$$\text{arc tg } x = \int_0^x \frac{dx}{1+x^2} = x - \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} - \frac{x^7}{7} + \dots$$

$$\text{Ur } \text{I}g x = \int_0^x \frac{dx}{1-x^2} = \frac{1}{2} \ln \frac{1+x}{1-x} = x + \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} + \frac{x^7}{7} + \dots$$

$$\text{arc sin } x = \int_0^x \frac{dx}{\sqrt{1-x^2}} = x + \frac{1}{2} \frac{x^3}{3} + \frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4} \frac{x^5}{5} + \frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6} \frac{x^7}{7} + \dots$$

$$\text{Ur } \text{S}in x = \int_0^x \frac{dx}{\sqrt{1+x^2}} = \ln(x + \sqrt{1+x^2}) = x - \frac{1}{2} \frac{x^2}{3} + \frac{1 \cdot 3}{2 \cdot 4} \frac{x^4}{5} - \frac{1 \cdot 3 \cdot 5}{2 \cdot 4 \cdot 6} \frac{x^6}{7} + \dots$$

Vgl. ferner die Anwendungen des binomischen Satzes S. 26 und 52.

e) **Reihen mit Bernoullischen Koeffizienten.** Die BERNOULLISCHEN Zahlen, die bei vielen Problemen auftreten (vgl. z. B. S. 55 u. 56), sind durch die symbolische Gleichung $[B+1]^n - B^n = 0$ definiert; dabei sollen nach dem Ausrechnen der Klammer überall statt der Potenzen B^λ die Zahlen B_λ eingesetzt werden. Also ergibt sich:

$$\binom{n}{1} B_{n-1} + \binom{n}{2} B_{n-2} + \dots + \binom{n}{n-1} B_1 + 1 = 0, \quad n = 2, 3, 4, \dots$$

Hieraus folgt:

$$\begin{aligned} B_1 &= -\frac{1}{2}, & B_2 &= +\frac{1}{6}, & B_3 &= -\frac{1}{30}, & B_4 &= +\frac{1}{42}, & B_5 &= -\frac{1}{30}, \\ B_{10} &= +\frac{5}{66}, & B_{11} &= -\frac{691}{2780}, & B_{14} &= +\frac{7}{6}, & B_{16} &= -\frac{8617}{510}, \dots \end{aligned}$$

während $B_0 = B_1 = B_2 = \dots = 0$ wird. Da die Definition der BERNOULLISCHEN Zahlen in der Literatur nicht einheitlich ist, weichen die Formeln bei den verschiedenen Autoren voneinander ab. Man erhält bei der obigen Definition:

$\frac{x}{e^x - 1} = 1 + B_1 \frac{x}{1!} + B_2 \frac{x^2}{2!} + B_4 \frac{x^4}{4!} + B_6 \frac{x^6}{6!} + \dots$	$ x < 2\pi$
$x \cdot \text{ctg } x = 1 - B_2 \frac{(2x)^2}{2!} + B_4 \frac{(2x)^4}{4!} - B_6 \frac{(2x)^6}{6!} + \dots$	$ x < \pi$
$\text{ctg } x = \frac{1}{x} - \frac{x}{3} - \frac{x^3}{3^2 \cdot 5} - \frac{x^5}{3^3 \cdot 5 \cdot 7} - \frac{x^7}{3^3 \cdot 5^2 \cdot 7} - \dots$	$ x < \pi$
$x \cdot \text{tg } x = (2^2 - 1) B_2 \frac{(2x)^2}{2!} - (2^4 - 1) B_4 \frac{(2x)^4}{4!} + (2^6 - 1) B_6 \frac{(2x)^6}{6!} - \dots$	$ x < \frac{\pi}{2}$
$\text{tg } x = x + \frac{x^3}{3} + \frac{2x^5}{3 \cdot 5} + \frac{17x^7}{3^2 \cdot 5 \cdot 7} + \frac{62x^9}{3^4 \cdot 5 \cdot 7} + \dots$	$ x < \frac{\pi}{2}$

f) Genauigkeitstabelle für die wichtigsten Näherungen.

Erste Näherung.

Näherungsformel	Zulässiges Intervall für x bei einem Fehler von			
	0,1%		1%	
	von	bis	von	bis
$\frac{1}{1+x} = 1 - x$	- 0,03	+ 0,03	- 0,10	+ 0,10
$\sqrt{1+x} = 1 + \frac{x}{2}$	- 0,08	+ 0,10	- 0,24	+ 0,32
$\frac{1}{\sqrt{1+x}} = 1 - \frac{x}{2}$	- 0,04	+ 0,06	- 0,15	+ 0,17
$e^x = 1 + x$	- 0,04	+ 0,04	- 0,13	+ 0,14
$\sin x = x$	- 0,077 - 4,4°	+ 0,077 + 4,4°	- 0,244 - 14,0°	+ 0,244 + 14,0°
$\cos x = 1$	- 0,045 - 2,6°	+ 0,045 + 2,6°	- 0,141 - 8,1°	+ 0,141 + 8,1°
$\text{tg } x = x$	- 0,054 - 3,1°	+ 0,054 + 3,1°	- 0,183 - 10,5°	+ 0,183 + 10,5°

Zweite Näherung.

Näherungsformel	Zulässiges Intervall für x bei einem Fehler von			
	0,1%		1%	
	von	bis	von	bis
$\frac{1}{1+x} = 1 - x + x^2$	- 0,10	+ 0,10	- 0,21	+ 0,21
$\sqrt{1+x} = 1 + \frac{x}{2} - \frac{x^2}{8}$	- 0,22	+ 0,27	- 0,44	+ 0,66
$\frac{1}{\sqrt{1+x}} = 1 - \frac{x}{2} + \frac{3}{8} x^2$	- 0,14	+ 0,15	- 0,30	+ 0,32
$e^x = 1 + x + \frac{x^2}{2}$	- 0,17	+ 0,19	- 0,35	+ 0,43
$\sin x = x - \frac{x^3}{6}$	- 0,576 - 33,0°	+ 0,576 + 33,0°	- 1,032 - 59,0°	+ 1,032 + 59,0°
$\cos x = 1 - \frac{x^2}{2}$	- 0,384 - 22,0°	+ 0,384 + 22,0°	- 0,650 - 37,2°	+ 0,650 + 37,2°
$\text{tg } x = x + \frac{x^3}{3}$	- 0,385 - 22,0°	+ 0,385 + 22,0°	- 0,533 - 30,5°	+ 0,533 + 30,5°

Vgl. v. SANDEN: Mathematisches Praktikum, Leipzig 1927, S. 18.

g) Anwendung der Potenzreihen zur Lösung von Integralen S. 26, 29 u. 53; zur Lösung von Differentialgleichungen S. 36 u. 55.

3. Annäherung von Funktionen in einem Intervall.

a) **Anlage des Verfahrens.** Die gegebene Funktion $y = F(x)$ soll in dem Bereich $a \leq x \leq b$ möglichst gut durch die endliche Funktionsreihe:

$$S_n(x) = c_1 f_1(x) + c_2 f_2(x) + \dots + c_n f_n(x)$$

angenähert werden; die $f_\nu(x)$ sind dabei gegebene Funktionen, die in dem betrachteten Bereich endlich, stetig und eindeutig sein sollen, während die noch freien Konstanten c_ν der Aufgabe entsprechend zu bestimmen sind. Hierzu verlangt man, daß das Integral von a bis b über den Ausdruck $\{F(x) - S_n(x)\}^2$, der stets ≥ 0 ist, möglichst klein wird: $\int_a^b \{F(x) - S_n(x)\}^2 dx = \text{Minimum}$ (vgl. das entsprechende Verfahren S. 6). Das Ergebnis der Rechnung wird besonders einfach, wenn man die Funktionen $f_\nu(x)$ so wählt, daß $\int_a^b f_\nu(x) \cdot f_\mu(x) \cdot dx = 0$ für $\nu \neq \mu$ wird; ein solches Funktionensystem heißt *orthogonal*. Man erhält dann:

$$c_\nu = \frac{\int_a^b F(x) \cdot f_\nu(x) \cdot dx}{\int_a^b f_\nu^2(x) \cdot dx} \quad (\nu = 1, 2, \dots, n).$$

Wenn weiter noch $\int_a^b f_\nu^2(x) \cdot dx = 1$ für $\nu = 1, 2, \dots, n$ wird, heißen die Funktionen *normiert*.

Über die Orthogonalisierung und Normierung eines gegebenen Funktionensystems, sowie den Grenzübergang $n \rightarrow \infty$ vgl. das angegebene Schrifttum S. 62.

b) **FOURIER-Reihen.** Die Funktionen $1, \cos \frac{\pi}{l} x, \cos \frac{2\pi}{l} x, \dots; \sin \frac{\pi}{l} x, \sin \frac{2\pi}{l} x, \dots$ bilden ein orthogonales Funktionensystem für den Bereich $0 \leq x \leq 2l$ (einfachster Sonderfall $l = \pi$). Dagegen sind die Funktionen nicht normiert; es wird:

$$\int_0^{2l} 1^2 \cdot dx = 2l; \quad \int_0^{2l} \cos^2 \frac{\nu\pi}{l} x \cdot dx = l; \quad \int_0^{2l} \sin^2 \frac{\nu\pi}{l} x \cdot dx = l \quad (\nu = 1, 2, 3, \dots).$$

Der Grenzübergang $n \rightarrow \infty$ ergibt hier den Satz: Jede Funktion $F(x)$, die in dem Bereich $0 \leq x \leq 2l$ samt ihrer ersten Ableitung endlich und zumindest stückweise stetig ist, läßt sich in diesem Intervall durch die unendliche Funktionsreihe:

$$F(x) = \frac{a_0}{2} + a_1 \cos \frac{\pi}{l} x + a_2 \cos \frac{2\pi}{l} x + \dots + b_1 \sin \frac{\pi}{l} x + b_2 \sin \frac{2\pi}{l} x + \dots$$

mit:

$$a_\nu = \frac{1}{l} \int_0^{2l} F(x) \cdot \cos \frac{\nu\pi}{l} x \cdot dx, \quad b_\nu = \frac{1}{l} \int_0^{2l} F(x) \cdot \sin \frac{\nu\pi}{l} x \cdot dx \quad (\nu = 0, 1, 2, \dots)$$

darstellen; wenn als Bereich $-l \leq x \leq +l$ gewählt wird, sind die Integrale von $-l$ bis $+l$ zu erstrecken. Das absolute Glied $\frac{a_0}{2} = \frac{1}{2l} \int_0^{2l} F(x) \cdot dx$ ist der Mittelwert der Funktion in dem betrachteten Bereich. An den eventuellen Sprungstellen von $F(x)$ nimmt die unendliche Reihe den Mittelwert der beiden Randwerte an, welche die zugehörigen Kurvenstücke an dieser Stelle besitzen (vgl. Beispiel 1 und 2). Da die FOURIER-Reihe für $x + 2l$ denselben Wert wie für x ergibt, stellt die Reihe eine Funktion dar, die sich außerhalb des betrachteten Bereiches periodisch fortsetzt.






Bei *Symmetrieeigenschaften* der gegebenen Funktion $F(x)$ vereinfachen sich die Formeln. Wenn die zugehörige Kurve symmetrisch zum Mittelpunkt des betrachteten Intervalles auf der x -Achse liegt (Beispiel 1, 2) wird:

$$a_\nu = 0, \quad b_\nu = \frac{2}{l} \int_0^l F(x) \cdot \sin \frac{\nu\pi}{l} x \quad (\nu = 0, 1, 2, \dots)$$

Wenn die Kurve symmetrisch zu der senkrechten Geraden durch den Intervallmittelpunkt liegt (Beispiel 3, 4, 5), ergibt sich:

$$a_\nu = \frac{2}{l} \int_0^l F(x) \cdot \cos \frac{\nu\pi}{l} x \cdot dx; \quad b_\nu = 0 \quad (\nu = 0, 1, 2, \dots)$$

Beispiele für FOURIER-Reihen (Bereich $-\pi \leq x \leq +\pi$).

1	$x = 2 \left\{ \frac{\sin x}{1} - \frac{\sin 2x}{2} + \frac{\sin 3x}{3} - + \dots \right\}$	
2	$F(x) = -1 \text{ für } -\pi < x < 0 \text{ und } F(x) = +1 \text{ für } 0 < x < \pi$ $F(x) = \frac{4}{\pi} \left\{ \frac{\sin x}{1} + \frac{\sin 3x}{3} + \frac{\sin 5x}{5} + \dots \right\}$	
3	$x^2 = \frac{\pi^2}{3} - 4 \left\{ \frac{\cos x}{1^2} - \frac{\cos 2x}{2^2} + \frac{\cos 3x}{3^2} - + \dots \right\}$	
4	$ x = \frac{\pi}{2} - \frac{4}{\pi} \left\{ \frac{\cos x}{1^2} + \frac{\cos 3x}{3^2} + \frac{\cos 5x}{5^2} + \dots \right\}$	
5	$ \sin x = \frac{2}{\pi} - \frac{4}{\pi} \left\{ \frac{\cos 2x}{1 \cdot 3} + \frac{\cos 4x}{3 \cdot 5} + \frac{\cos 6x}{5 \cdot 7} + \dots \right\}$	

Vgl. den Satz über die Stetigkeit einer Funktionsreihe S. 56. Aus Formel 3 folgt für $x = \pi$ die Formel für die Summe der reziproken Quadrate S. 56.

Wenn die Integrale für die a_n und b_n nicht formal auszuwerten sind, oder wenn die zu entwickelnde Funktion empirisch bestimmt ist, kann man die gesuchten Koeffizienten numerisch mit Hilfe der *Zipperer-Tafeln* oder maschinell mit Hilfe des *harmonischen Analysators* ermitteln. v. SANDEN: Mathematisches Praktikum, Leipzig 1927, S. 109 bis 122. — ZIPPERER: Tafeln zur harmonischen Analyse periodischer Funktionen, Berlin 1922. — GALLE: Die mathematischen Instrumente, Leipzig 1912.

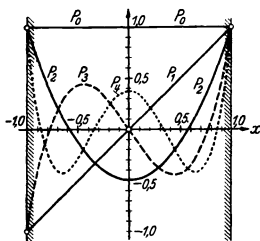


Abb. 72. Kugelfunktionen.

c) Kugelfunktionen. Die LEGENDRESCHEN Kugelfunktionen

$$P_0 = 1, \quad P_1 = x, \quad P_2 = \frac{1}{2}(3x^2 - 1), \quad P_3 = \frac{1}{2}(5x^3 - 3x)$$

$$P_4 = \frac{1}{8}(35x^4 - 30x^2 + 3), \dots$$

$$P_n = \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \dots (2n-1)}{n!} \left\{ x^n - \frac{n(n-1)}{2(2n-1)} x^{n-2} + \frac{n(n-1)(n-2)(n-3)}{2 \cdot 4 \cdot (2n-1)(2n-3)} x^{n-4} \right.$$

$$\left. - \frac{n(n-1) \dots (n-5)}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdot (2n-1)(2n-3)(2n-5)} x^{n-6} + \dots \right\}$$

(Abb. 72) bilden ein orthogonales Funktionensystem für den Bereich $-1 \leq x \leq +1$. Die Funktionen sind nicht normiert, da $\int_{-1}^{+1} P_n^2 dx = 2 : (2n + 1)$ wird. Es gelten die Beziehungen ($n = 1, 2, 3, \dots$):

$$P_n(1) = 1; \quad P_n(-1) = (-1)^n; \quad P_n(-x) = (-1)^n P_n(x);$$

$$P_{2n+1}(0) = 0; \quad P_{2n}(0) = (-1)^n \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \dots (2n-1)}{2 \cdot 4 \cdot 6 \dots 2n};$$

$$(n+1) P_{n+1} - (2n+1) x P_n + n P_{n-1} = 0 \quad (\text{Rekursionsformel})$$

$$P_n(x) = \frac{1}{2^n n!} \frac{d^n (x^2-1)^n}{dx^n}; \quad \frac{d}{dx} P_{n+1} - \frac{d}{dx} P_{n-1} = (2n+1) P_n$$

Praktische Beispiele: SEYNSCHE und WALTHER: Schaubilder für die Annäherung durch Kugelfunktionen. Acta mathematica 57.

Schrifttum zur Reihenlehre. v. SANDEN: Mathematisches Praktikum, Leipzig 1927, S. 16 bis 32. — RUNGE: Theorie und Praxis der Reihen. Leipzig 1904. — KNOFF: Theorie und Anwendung der unendlichen Reihen, Berlin 1931. — COURANT-HILBERT: Methoden der mathematischen Physik, Berlin 1924, S. 33 bis 98.

E. Die Funktionen komplexen Argumentes.

a) Das System der komplexen Zahlen. Um den quadratischen Gleichungen, die sich nicht durch reelle Zahlen auflösen lassen (z. B. $x^2 = -1$), trotzdem Lösungen zuschreiben zu können, muß man *neue Zahlen* einführen, die als *komplexe Zahlen* oder *Zahlenpaare* bezeichnet werden.

Wenn man die Lösungen von $z^2 = -1$ mit $z = +i$ und $z = -i$ bezeichnet und daraus die komplexen Zahlen $a + ib$ bildet (wobei a und b reelle Zahlen bedeuten sollen), würde durch schematische Ausrechnung erfolgen:

$$\begin{aligned} (a + ib) \pm (c + id) &= (a \pm c) + i(b \pm d), \\ (a + ib) \cdot (c + id) &= ac + iad + ibc + i^2bd = (ac - bd) + i(ad + bc), \\ \frac{a + ib}{c + id} &= \frac{a + ib}{c + id} \cdot \frac{c - id}{c - id} = \frac{ac + bd}{c^2 + d^2} + i \frac{-ad + bc}{c^2 + d^2}. \end{aligned}$$

Dieses Verfahren bedarf aber der Rechtfertigung, da es die zunächst nur für reelle Zahlen bewiesenen Rechengesetze kritiklos auf völlig andersartige Zahlen anwendet, so daß die Möglichkeit von Widersprüchen nicht ausgeschlossen wäre.

Infolgedessen stellt man die komplexe Zahl $a + ib$ als Punkt mit den Koordinaten a, b in der sog. *Gaußschen Zahlenebene* dar (Abb. 73) und faßt sie als *Zahlenpaar* $\{a, b\}$ mit den Komponenten a und b auf. Die oben auf schematischem Wege gewonnenen Rechengesetze werden der Untersuchung als Definitionen zugrunde gelegt:

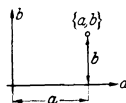


Abb. 73.

$$\{a, b\} + \{c, d\} = \{a + c, b + d\}; \quad \{a, b\} \cdot \{c, d\} = \{ac - bd, ad + bc\}.$$

Man bestätigt, daß die für reelle Zahlen gültigen Gesetze:

$$\begin{aligned} A + B &= B + A, & A + (B + C) &= (A + B) + C, & A(B + C) &= AB + AC \\ A \cdot B &= B \cdot A, & A(B \cdot C) &= (A \cdot B) \cdot C, & & \end{aligned}$$

auch für Zahlenpaare ihre Gültigkeit behalten.

Weiter läßt sich der Erfolg der einzelnen Rechenoperationen geometrisch veranschaulichen. Die *Summe* zweier Zahlenpaare wird nach dem Parallelogramm der Kräfte konstruiert (Abb. 74). Bei der *Multiplikation* führt man Polarkoordinaten ein: $a_1 = r_1 \cos \varphi_1, b_1 = r_1 \sin \varphi_1, a_2 = r_2 \cos \varphi_2, b_2 = r_2 \sin \varphi_2$ und erhält:

$$\{a_1, b_1\} \cdot \{a_2, b_2\} = \{r_1 \cos \varphi_1, r_1 \sin \varphi_1\} \cdot \{r_2 \cos \varphi_2, r_2 \sin \varphi_2\} = \{r_1 r_2 \cos(\varphi_1 + \varphi_2), r_1 r_2 \sin(\varphi_1 + \varphi_2)\};$$

die beiden in Abb. 75 schraffierten Dreiecke sind also ähnlich, so daß das gesuchte Zahlenpaar leicht konstruiert werden kann. *Subtraktion* und *Division* wird durch Umkehrung definiert.

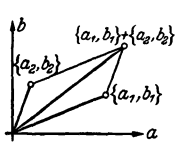


Abb. 74. Addition.

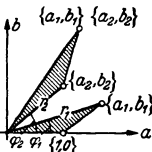


Abb. 75. Multiplikation.

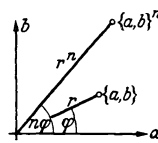


Abb. 76. Potenzierung.

Für die *n-te Potenz* eines Zahlenpaares ergibt sich $\{r \cos \varphi, r \sin \varphi\}^n = \{r^n \cos n\varphi, r^n \sin n\varphi\}$ (Abb. 76, vgl. den MOIVRESschen Satz S. 46); wenn im besondern $r = 1$ ist, liegen alle *n-ten Potenzen* auf dem *Einheitskreise* (Kreis mit dem Radius 1 um den Nullpunkt).

Die Zahlenpaare $\{a, 0\}$, die also auf der *a-Achse* liegen, darf man als identisch mit den reellen Zahlen auffassen: $\{a, 0\} = a$. Für das Zahlenpaar $z = \{0, 1\}$ führt man die Abkürzung *i* ein, da nach Definition der Multiplikation $z^2 = \{0, 1\}^2 = \{-1, 0\} = -1$ wird; also $\{0, 1\} = i$. Weiter folgt:

$$\{a, b\} = \{1, 0\} \cdot \{a, 0\} + \{0, 1\} \cdot \{b, 0\} = 1 \cdot a + i \cdot b = a + ib.$$

Damit ist der Anschluß an die obige Darstellung gewonnen. Insbesondere beachte man, daß *unter i das spezielle Zahlenpaar* $\{0, 1\}$ zu verstehen ist und nicht etwa ein Symbol für eine in Wirklichkeit nicht vorhandene Zahl (was völlig sinnlos wäre).

Nunmehr kann man den quadratischen Gleichungen, die nicht mit reellen Zahlen lösbar sind, Zahlenpaare = komplexe Zahlen als Lösungen zuschreiben; entsprechend bei höheren algebraischen Gleichungen (S. 12). Durch Verwendung der komplexen Zahlen erfahren viele technische Rechnungen eine erhebliche Vereinfachung (vgl. z. B. S. 34).

Zwei Zahlenpaare $a + ib$ und $a - ib$ (die also spiegelbildlich zur *a-Achse* liegen) nennt man *konjugiert komplex*. Als *absoluter Betrag* $|a + ib|$ der komplexen Zahl $a + ib$ wird die Entfernung $\sqrt{a^2 + b^2}$ des zugehörigen Punktes a, b vom Nullpunkt des Koordinatensystemes bezeichnet (vgl. die entsprechende Definition für reelle Zahlen S. 56).

b) Die Funktionen komplexen Argumentes. Wenn $z = x + iy$ gesetzt wird, läßt sich jede rationale Funktion $w = f(z)$ in der Form $w = u(x, y) + iv(x, y)$ schreiben, wobei u und v reelle Funktionen bedeuten. Man nennt $u(x, y)$ den *Realteil*, $v(x, y)$ den *Imaginärteil* der Funktion. Beispiele:

$$\begin{aligned} w = z^2 &= (x + iy)^2 = (x^2 - y^2) + 2ixy; & \text{also } u &= x^2 - y^2, & v &= 2xy. \\ w = \frac{1}{z} &= \frac{1}{x + iy} = \frac{x - iy}{x^2 + y^2}; & \text{also } u &= \frac{x}{x^2 + y^2}, & v &= \frac{-y}{x^2 + y^2}. \end{aligned}$$

Ähnlich verfährt man bei den allgemeinen algebraischen Funktionen. Die Gleichung $w^2 + z^2 = 1$ ergibt z. B. $u^2 - v^2 + 2 i u v + x^2 - y^2 + 2 i x y = 1$ oder $u^2 - v^2 + x^2 - y^2 = 1, u v + x y = 0$, woraus sich u und v als Funktionen von x und y berechnen lassen.

Bei der Definition der transzendenten Funktionen legt man die zugehörigen Potenzreihen zugrunde. Auf diesem Wege gewinnt man z. B. für das zunächst sinnlose Symbol $e^{i y}$ die Erklärung:

$$e^{i y} = 1 + \frac{i y}{1!} + \frac{(i y)^2}{2!} + \dots = \left\{ 1 - \frac{y^2}{2!} + \frac{y^4}{4!} - + \dots \right\} + i \left\{ \frac{y}{1!} - \frac{y^3}{3!} + - \dots \right\} = \cos y + i \sin y.$$

Hierdurch ergibt sich:

$e^{i y} = \cos y + i \sin y$		$e^{-i y} = \cos y - i \sin y$	
$\sin i y = i \text{Sin } y$	$\cos i y = \text{Cof } y$	$\text{tg } i y = i \text{Ig } y$	
$\text{Sin } i y = i \sin y$	$\text{Cof } i y = \cos y$	$\text{Ig } i y = i \text{tg } y$	

Durch weitere Verallgemeinerung der im Reellen gültigen Beziehungen erhält man:

$e^{x + i y} = e^x (\cos y + i \sin y)$	
$\sin(x + i y) = \sin x \text{Cof } y + i \cos x \text{Sin } y$ $\cos(x + i y) = \cos x \text{Cof } y - i \sin x \text{Sin } y$ $\text{tg}(x + i y) = \frac{\sin 2x + i \text{Sin } 2y}{\cos 2x + \text{Cof } 2y}$	$\text{Sin}(x + i y) = \text{Sin } x \cos y + i \text{Cof } x \sin y$ $\text{Cof}(x + i y) = \text{Cof } x \cos y + i \text{Sin } x \sin y$ $\text{Ig}(x + i y) = \frac{\text{Sin } 2x + i \sin 2y}{\text{Cof } 2x + \cos 2y}$

Diese Formeln werden der weiteren Untersuchung als *Definitionen* zugrunde gelegt. Man bestätigt, daß die im Reellen gültigen Rechengesetze der betrachteten Funktionen auch für komplexe Zahlen ihre Gültigkeit behalten (was keineswegs von vornherein selbstverständlich ist).

Da $w = \ln z$ dasselbe wie $z = e^w$ bedeuten soll, folgt $x + i y = e^u (\cos v + i \sin v)$ oder $x = e^u \cos v, y = e^u \sin v$. Wenn wir in der $(x + i y)$ -Ebene Polarkoordinaten einführen: $x = r \cos \varphi, y = r \sin \varphi$, ergibt sich $r = e^u$ oder $u = \ln r$ und $v = \varphi + 2 n \pi$. Also wird:

$\ln z = \ln(x + i y) = \ln r + i(\varphi + 2 n \pi) \quad (n = 0, \pm 1, \pm 2, \dots)$
--

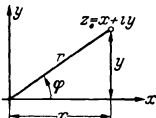


Abb. 77.

wobei φ im Bogenmaß zu messen ist (Abb. 77). Der Logarithmus einer komplexen Zahl ist somit unendlich vieldeutig; für die reellen positiven Zahlen wird $\varphi = 0$, so daß hier der Logarithmus eindeutig festgelegt ist, wenn man sich auf reelle Größen beschränkt.

Auf Grund der angestellten Überlegungen kann jetzt die *Einführung von Polarkoordinaten* in der GAUSSSchen Zahlenebene in der Form $z = x + i y = r \cos \varphi + i r \sin \varphi = r \cdot e^{i \varphi}$ geschehen, die in vielen Fällen besonders zweckmäßig ist.

c) Die CAUCHY-RIEMANNSchen Differentialgleichungen; konforme Abbildung. Die Funktionen $u(x, y)$ und $v(x, y)$ erfüllen die CAUCHY-RIEMANNSchen Differentialgleichungen:

$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial y},$
--

$\frac{\partial u}{\partial y} = - \frac{\partial v}{\partial x}.$
--

Aus ihnen folgen für u und v die weiteren Beziehungen:

$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0,$
--

$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} = 0.$
--

Die Gleichungen $u = u(x, y)$, $v = v(x, y)$ ordnen einem festen Punkte x, y der $(x + iy)$ -Ebene einen Punkt (oder auch mehrere Punkte) der $(u + iv)$ -Ebene zu und umgekehrt; d. h. die $(x + iy)$ -Ebene wird punktweise auf die $(u + iv)$ -Ebene abgebildet. Infolge der CAUCHY-RIEMANNschen Gleichungen ist der Tangentenwinkel zwischen zwei sich schneidenden Kurven in der $(x + iy)$ -Ebene gleich dem entsprechenden Tangentenwinkel bei den beiden Bildkurven in der $(u + iv)$ -Ebene (Abb. 78),

solange $\frac{\partial u}{\partial x}$ und $\frac{\partial v}{\partial y}$ nicht gleichzeitig verschwinden. Solche Abbildungen, die in den mathematischen Anwendungen eine wichtige Rolle spielen, nennt man *winkeltreu* oder auch *konform*.

Abb. 79 und 80 zeigen die konforme Abbildung der $w = (u + iv)$ -Ebene auf die $z = (x + iy)$ -Ebene durch die Funktion $w = z^2$ bzw. $w = 1 : z$. Die Bilder der Kurven $u = \text{const}$ sind ausgezogen, die der Kurven $v = \text{const}$ gestrichelt (vgl. die zugehörigen reellen Gleichungspaare S. 63); die Werte von u und v sind bei den einzelnen Kurven angegeben.

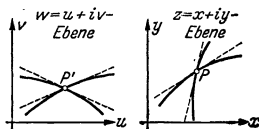


Abb. 78.

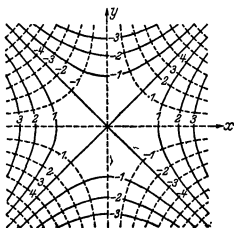


Abb. 79. $w = z^2$.

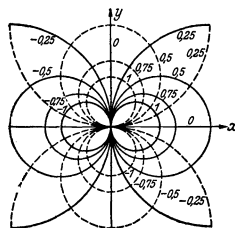


Abb. 80. $w = 1 : z$.

d) Differentiation und Integration im komplexen Bereich. Wenn bei einer Funktion $w = f(z)$ der Quotient:

$$\frac{\Delta w}{\Delta z} = \frac{f(z + \Delta z) - f(z)}{\Delta z}$$

(als Funktion von Δz allein betrachtet) beim Grenzübergang $\Delta z \rightarrow 0$ gegen einen festen Wert konvergiert, heißt die Funktion im Punkte z differenzierbar und der Grenzwert die Ableitung $\frac{dw}{dz} = f'(z)$ im Punkte z . Die komplexe Zahl Δz kann sich dabei dem Werte $\Delta z = 0$ von allen Seiten her nähern (Abb. 81). Ein eindeutig bestimmter Grenzwert ist dann und nur dann vorhanden, wenn die CAUCHY-RIEMANNschen Gleichungen erfüllt sind; es wird:

$$\frac{dw}{dz} = \frac{\partial w}{\partial x} + i \frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\partial u}{\partial x} + i \frac{\partial v}{\partial x} + i \left(\frac{\partial u}{\partial y} + i \frac{\partial v}{\partial y} \right) = \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{\partial v}{\partial y} + i \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right)$$



Abb. 81.

Man bestätigt, daß die oben betrachteten Funktionen auch im komplexen Gebiet eine Ableitung besitzen und daß diese in gleicher Weise wie bei den zugehörigen reellen Funktionen gefunden wird.

Es seien in der z -Ebene zwei Punkte $z_0 = x_0 + iy_0$ und $Z = X + iY$ gegeben, die durch eine Kurve verbunden sind. Dann bezeichnet man als das Integral der Funktion $w = f(z) = u(x, y) + iv(x, y)$ von z_0 bis Z längs des betrachteten Weges den Ausdruck:

$$\int_{z_0}^Z f(z) dz = \int_{z_0}^Z \{u + iv\} \{dx + i dy\} = \int_{x_0, y_0}^{X, Y} (u dx - v dy) + i \int_{x_0, y_0}^{X, Y} (v dx + u dy),$$

wobei die beiden letzten Integrale als Kurvenintegrale aufzufassen sind (S. 32). Infolge der CAUCHY-RIEMANNschen Gleichungen sind diese Integrale von Wege unabhängig, aber nur, solange in dem Bereich zwischen zwei verschiedenen Wegen kein singularer Punkt liegt (S. 33).

Zwischen Integral und Ableitung bestehen bei diesen Definitionen die gleichen Beziehungen wie im reellen Gebiet.

Schrifttum für die Funktionen komplexen Argumentes. ROSE: Einleitung in die Funktionentheorie (Theorie der komplexen Zahlreihen). Samml. Götschen, Bd. 58, Leipzig 1912. KNOPF: Funktionentheorie, Samml. Götschen, Bd. 668 u. 703. Leipzig 1913. BIEBERBACH: Funktionentheorie. Leipzig 1922. BIEBERBACH: Lehrbuch der Funktionentheorie, Bd. I u. II. Leipzig 1930 u. 1931. OSGOOD: Lehrbuch der Funktionentheorie, Bd. 1. Leipzig 1928.

IV. Geometrie.

A. Darstellende Geometrie.

a) **Punkt, Gerade und Ebene.** Der Abstand l zweier Punkte P_1 und P_2 , die in Grund- und Aufriß gegeben sind, wird bestimmt, indem man einen neuen Aufriß parallel zum Grundriß der Verbindungsgeraden einführt, in welchem die gesuchte Länge in wahrer Größe erscheint (Abb. 82).

Durch drei Punkte ist eine Ebene bestimmt. Die Grundrißspur der Ebene (d. h. die Gerade, in welcher die Ebene den Grundriß durchdringt) ergibt sich, indem man durch je zwei der gegebenen Punkte eine Gerade legt und die Spurpunkte dieser Geraden im Grundriß aufsucht (Abb. 83). Um den Steigungswinkel σ der Ebene zu finden, führt man einen neuen Aufriß senkrecht zur Spurgeraden ein, in welchem die Ebene als gerade Linie erscheint (Abb. 83).

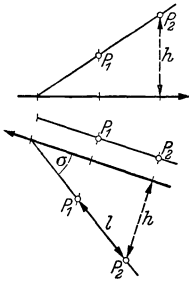


Abb. 82.

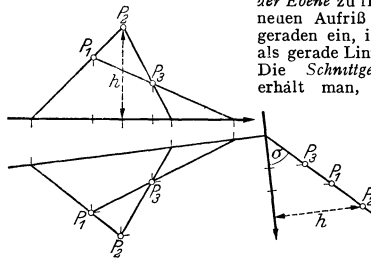


Abb. 83.

Die Schnittgerade zweier Ebenen erhält man, indem man einmal die Grundrißspuren und ferner zwei Linien gleicher Höhe auf den beiden Ebenen zum Schnitt bringt (vgl. Abb. 84). Der Winkel zwischen zwei Ebenen wird in einer Meßebene m gemessen, der senkrecht zur Schnittgeraden der

beiden Ebenen steht. In Abb. 84 sind beide Ebenen durch Grundrißspur ($O P_1$ bzw. $O P_2$) und Steigungswinkel (α bzw. β) gegeben. Man bestimmt die Schnittgerade g im Grundriß und führt einen neuen Aufriß parallel zum Grundriß der Schnittgeraden ein, in welchem die Meßebene m als Gerade erscheint, die senkrecht zur Ansicht der Schnittgeraden g steht. Das in der Meßebene liegende schräge Dreieck $P_1 P_2 P$ wird um die Drehachse $P_1 P_2$ in den Grundriß geklappt, wobei P in P' übergeht und der gesuchte Winkel als $P_1 P' P_2$ erscheint. Entsprechende Klappungen wendet man an, um die wahre Größe eines schräg im Raume liegenden Ebenenstückes zu ermitteln

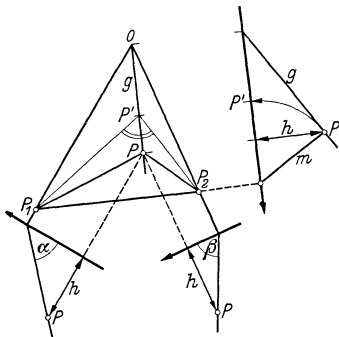


Abb. 84.

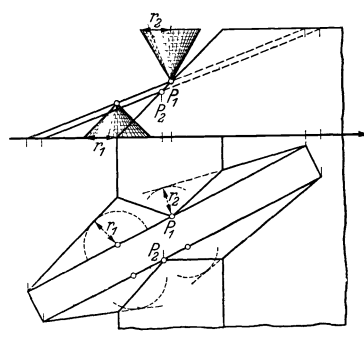


Abb. 85.

Den Durchstoßpunkt einer Geraden durch eine Ebene findet man, indem man einen neuen (angepaßten) Aufriß senkrecht zur Grundrißspur der Ebene einführt, in welchem sich die Ebene als Gerade abbildet. Eine Gerade, senkrecht zu einer Ebene, erscheint in dem der Ebene angepaßten Aufriß senkrecht zu der Geraden, welche die Ebene darstellt; ferner verläuft der Grundriß der Geraden senkrecht zu der Spurlinie der Ebene.

b) **Böschungsaufgaben.** Es soll ein Weg auf einen Abhang geführt werden, dessen Profil der Aufriß in Abb. 85 zeigt. Der Steigungswinkel der Aufböschungen soll 45° , derjenige der Einböschungen 60° betragen. Bei den Punkten P_1 und P_2 endet die Aufböschung und die Einböschung beginnt. Man zeichnet in einem beliebigen Punkte der Wegkante einen *Böschungskegel* mit $2 \cdot 45^\circ$ Öffnungswinkel (Spitze nach oben). Die Spurlinie der Aufböschung muß den Grundkreis dieses Kegels berühren und ferner durch den Spurpunkt der Wegkante in dem Grundriß gehen. Bei der Einböschung hat der Kegel $2 \cdot 30^\circ$ Öffnungswinkel und steht mit der Spitze nach unten; der Grundkreis wird durch die obere Horizontalebene des Berges ausgeschnitten.

c) **Die Ellipse** wird als Grundrißprojektion eines schräg im Raume liegenden Kreises definiert. Wenn die Halbachsen a und b der Ellipse nach Größe und

Lage bekannt sind, kann man die einzelnen *Ellipsenpunkte und -Tangenten* nach Abb. 86 konstruieren. Die Gleichung der Ellipse in dem dort angegebenen Koordinatensystem lautet $x = a \cos \varphi$, $y = b \sin \varphi$ oder $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$.

Zum Zeichnen der Ellipse benutzt man die *Krümmungskreise in den Scheiteln*; die Mittelpunkte werden nach Abb. 87 konstruiert; statt dessen kann man auch die Radien aus $\rho_1 = a^2 : b$, $\rho_2 = b^2 : a$ berechnen; das Stück zwischen den Krümmungskreisen wird mit dem Kurvenlineal ausgezogen (Krümmungskreise nicht zu weit benutzen!).

Wenn die Enden eines Papierstreifens von gegebener Länge $a + b$ auf zwei senkrecht zueinander stehenden Geraden gleiten (Abb. 88), beschreibt der Punkt P eine Ellipse mit den Halbachsen a und b (*Papierstreifenkonstruktion*). Daraus folgt: Wenn von einer Ellipse eine Achse nach Größe und Lage bekannt und außerdem ein weiterer Ellipsenpunkt P gegeben ist, findet man die Größe der anderen Achse durch einen Zirkelschlag um P mit dem Radius der gegebenen Achse und Ziehen der zugehörigen Verbindungslinie (Abb. 88).

Die *Brennpunkte* einer Ellipse liegen auf der großen Achse und haben den Abstand $\sqrt{a^2 - b^2}$ vom Mittelpunkt. Die Summe $PF_1 + PF_2$ der Abstände eines Ellipsenpunktes P von den beiden Brennpunkten ist konstant, und zwar gleich $2a$ (Abb. 89); hieraus folgt die bekannte *Fadenkonstruktion* der Ellipse. Die Halbierungslinie des Winkels zwischen den Brennstrahlen PF_1 und PF_2 steht auf der Ellipsentangente in P senkrecht.

Zwei Durchmesser des Ausgangskreises, die aufeinander senkrecht stehen, ergeben bei der Projektion in den Grundriß zwei zueinander *konjugierte Durchmesser* der Ellipse. Die Tangenten in den Endpunkten eines Durchmessers sind parallel zu dem zugehörigen konjugierten Durchmesser (Abb. 90); die zu zwei konjugierten Durchmessern gehörigen Tangenten bilden ein der Ellipse umschriebenes Parallelogramm (das häufig zum freihändigen Skizzieren der Ellipse benutzt wird). Wenn zwei konjugierte Durchmesser OP und OQ der Ellipse bekannt sind, findet man die Achsen nach Abb. 91: Es wird ein Durchmesser, etwa OP , um 90° nach $O P'$ geklappt und um den Mittelpunkt M von $Q P'$ ein Kreis durch O geschlagen; dann gehen die Achsen der Ellipse durch R_1 und R_2 ; es wird $a = R_1 P' = R_2 Q$ und $b = R_1 Q = R_2 P'$.

Der Schnitt eines senkrecht stehenden Kreiszyllinders mit einer schragen Ebene ergibt als Schnittkurve eine Ellipse. Die senkrechte Grundrißprojektion einer schrag im Raume liegenden Ellipse ergibt wieder eine Ellipse (oder im besonderen einen Kreis); dabei gehen konjugierte Durchmesser der Ausgangsellipse in konjugierte Durchmesser der neuen Ellipse über.

d) Hyperbel und Parabel. Die Schnittkurve eines Kreiskegels mit einer Ebene (die nicht durch die Spitze des Kegels geht) ist je nach der Lage der Ebene eine Ellipse, eine Parabel oder eine Hyperbel; bei der Parabel muß die Schnittebene parallel zu einer Erzeugenden des Kegels sein.

Die *Hyperbel* hat in dem Koordinatensystem der Abb. 92 die Gleichung $\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = 1$ oder $x = a \cos \varphi$, $y = b \sin \varphi$. Die Länge der *Hauptachse* ist $2a$; die zweite Symmetrielinie heißt die *Nebenachse*. Mit zunehmendem x nähert sich die Hyperbel beliebig ihren beiden *Asymptoten* $\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = 0$ oder $\frac{x}{a} = \pm \frac{y}{b}$; es wird somit $SQ = b$. Die *Krümmungskreise in den Scheiteln* haben den Radius $\rho = b^2 a$; zur Konstruktion des Mittelpunktes errichtet

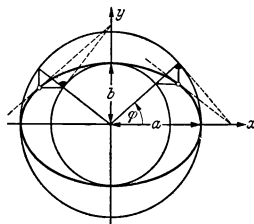


Abb. 86.

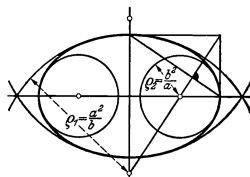


Abb. 87.

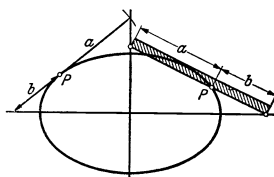


Abb. 88.

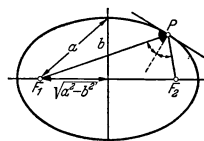


Abb. 89.

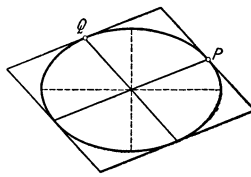


Abb. 90.

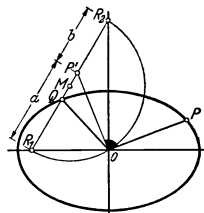


Abb. 91.

man in Q die Senkrechte auf der Asymptote. Die *Brennpunkte* liegen auf der Hauptachse im Abstand $\sqrt{a^2 + b^2}$ vom Mittelpunkt; sie werden gefunden, indem man um O einen Kreis mit dem Radius OQ schlägt. Die Differenz $PF - PF_2$ der Abstände eines Hyperbelpunktes F von den beiden Brennpunkten ist für jeden Ast konstant; sie beträgt für den rechten Ast $2a$, für den linken $-2a$. Die Halbierungslinie des Winkels zwischen den beiden Brennstrahlen PF und PF_2 bildet eine Hyperbeltangente.

Wenn von einer *Parabel* der Scheitel S , die Scheiteltangente und ein weiterer Punkt P bekannt ist, wird zunächst nach Abb. 93 der *Krümmungskreis in dem Scheitel* konstruiert; der

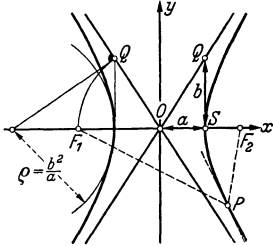


Abb. 92.

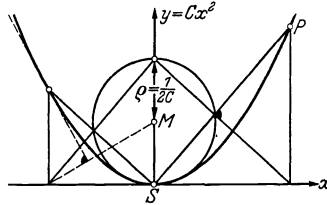


Abb. 93.

Radius ist $\rho = 1 : (2C)$, wenn $y = Cx^2$ die Gleichung der Parabel ist. Weitere *Punkte der Parabel* werden gefunden, indem man die Konstruktion rückwärts anwendet; auch die *Parabeltangenten* lassen sich nach Abb. 93 leicht konstruieren ($M =$ Mittelpunkt des Krümmungskreises).

Eine schräg im Raume liegende Hyperbel bzw. Parabel ergibt bei senkrechter Grundrißprojektion wieder eine Hyperbel bzw. Parabel. Die Asymptoten der Ausgangshyperbel bilden sich dabei als Asymptoten der neuen Hyperbel ab.

e) **Durchdringung zweier Flächen.** Abb. 94 zeigt die Durchdringung zweier Rohre, deren Achsen sich treffen. Man schneidet beide

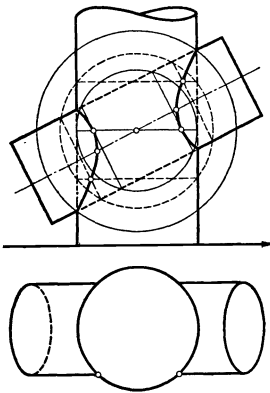


Abb. 94.

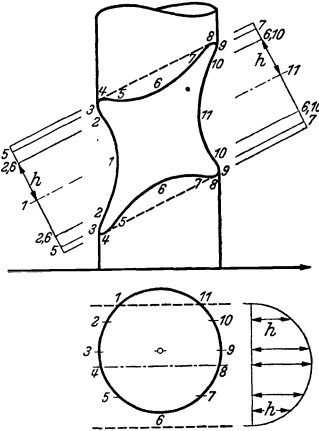


Abb. 95.

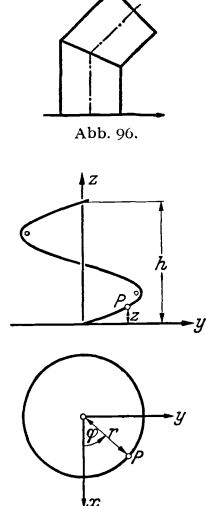


Abb. 96.

Abb. 97.

Zylinder durch eine Kugel (in Abb. 94 gestrichelt), deren Mittelpunkt in dem Schnittpunkt der beiden Achsen liegt (*Kugelverfahren*); die entstehenden Schnittkurven sind Kreise, die im Aufriß als gerade Linien erscheinen; die Schnittpunkte dieser Kreise müssen Punkte der gesuchten Durchdringungskurve sein. Die größte und kleinste brauchbare Kugel sind in Abb. 94 dünn eingezeichnet. Wenn beide Zylinder gleichen Durchmesser haben, artet die Ansicht der Schnittkurve im Aufriß in zwei gerade Linien aus; die Durchdringung der Rohre besteht in diesem Falle aus zwei sich treffenden Ellipsen. Abb. 96 zeigt zwei Rohre von gleichem Durchmesser, die längs einer Ellipse aneinander ansetzen.

In Abb. 95 ist die Durchdringung zweier Rohre gezeichnet, deren Achsen sich nicht treffen. Man schneidet beide Zylinder durch eine senkrechte Ebene, die zum Aufriß parallel ist (*Ebenenverfahren*) und zeichnet die zugehörigen Schnittgeraden ein; die Treffpunkte dieser Geraden sind Punkte der gesuchten Schnittkurve. In Abb. 96 ist der schräge Zylinder als Durchbohrung des senkrechten Zylinders aufgefaßt, damit man die Schnittkurve in ihrem ganzen Verlauf sehen kann. Man beachte, daß in den Punkten 1, 3, 4, 6, 8, 9, 11 auch die Tangenten der Schnittkurve bekannt sind.

Entsprechend verfährt man in komplizierteren Fällen (vgl. das angegebene Schrittmum),

f) **Schraubenlinien und Schraubenflächen.** Eine *Schraubenlinie* wird erzeugt, wenn ein Punkt im Grundriß auf einem Kreise wandert und gleichzeitig die Höhe z proportional der Länge des zurückgelegten Kreisbogens wächst. Ihre Gleichung ist also $x = r \cos \varphi$, $y = r \sin \varphi$, $z = C \cdot \varphi$ (Abb. 97). Die *Ganghöhe* h der Schraubenlinie ergibt sich für $\varphi = 2\pi$; also wird $h = C \cdot 2\pi$ oder $C = h : (2\pi)$. Die Krümmungskreise in den Scheiteln der Aufrißkurve haben den Radius $\rho = h^2 : (4\pi^2 r)$.

Eine *gerade Schraubenfläche* wird durch Schraubung einer zur Achse senkrechten Geraden um diese Achse erzeugt. Ihre Gleichung ist dieselbe wie die der Schraubenlinie, nur ist außer φ jetzt auch r als veränderlicher Parameter anzusehen.

g) **Die schiefe Axonometrie** gibt verzerrte Ansichten, die aber leicht herzustellen sind und sehr anschaulich wirken können. Man stellt die rechtwinkligen Koordinaten x, y, z entsprechend Abb. 98 dar, wobei die Längeneinheit auf der nach vorn weisenden Achse verkürzt gewählt wird. Der darzustellende Körper wird punktwise durch seine Koordinaten übertragen, wobei alle zur y - z -Ebene parallelen Ebenen in wahrer Größe erscheinen (vgl. z. B. Abb. 156, S. 1459). Die *senkrechte Axonometrie*, die unverzerrte Bilder gibt ab schwieriger herzustellen ist, wird heutzutage in der Technik weniger angewandt.

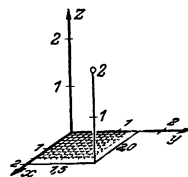


Abb. 8.

Schritt zum Darstellenden Geometrie. v. SANDEN: Darstellende Geometrie. Leipzig 1931. MÜLLER-KRUPFA: Lehrbuch der Darstellenden Geometrie. Leipzig 1936.

B. Trigonometrie.

a) **Ebene Trigonometrie.** In allen Formeln lassen sich die Seitenlängen a, b, c und die zugehörigen Winkel α, β, γ zyklisch vertauschen. Es bedeutet r den Radius des umbeschriebenen Kreises und $s = \frac{1}{2}(a + b + c)$ die halbe Summe der drei Seiten; h_a, h_b, h_c sind die drei Höhen (Abb. 99).

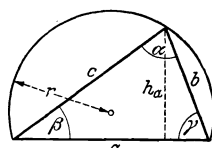


Abb. 99.

Winkelsumme	$\alpha + \beta + \gamma = 2R$ $\sin(\alpha + \beta) = \sin \gamma \quad \cos(\alpha + \beta) = -\cos \gamma$ $\sin \frac{1}{2}(\alpha + \beta) = \cos \frac{\gamma}{2} \quad \cos \frac{1}{2}(\alpha + \beta) = \sin \frac{\gamma}{2}$
Sinussatz	$\frac{a}{\sin \alpha} = \frac{b}{\sin \beta} = \frac{c}{\sin \gamma} = 2r$
Höhenformeln	$h_a = b \sin \gamma = c \sin \beta$
Projektionssatz	$a = b \cos \gamma + c \cos \beta$
Cosinussatz	$a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cdot \cos \alpha$ $= (b + c)^2 - 4bc \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2}$ $= (b - c)^2 + 4bc \cdot \sin^2 \frac{\alpha}{2}$
NEPERSche Gleichungen	$(a + b) : (a - b) = \operatorname{tg} \frac{1}{2}(\alpha + \beta) : \operatorname{tg} \frac{1}{2}(\alpha - \beta)$
MOLLWEIDESche Gleichungen	$(b + c) \cdot \sin \frac{\alpha}{2} = a \cdot \cos \frac{1}{2}(\beta - \gamma);$ $(b - c) \cdot \cos \frac{\alpha}{2} = a \cdot \sin \frac{1}{2}(\beta - \gamma).$
Winkel, ausgedrückt durch die Seiten	$\sin \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(s-b)(s-c)}{bc}}; \quad \cos \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{s(s-a)}{bc}};$ $\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{(s-b)(s-c)}{s(s-a)}}.$ $\sin \alpha = \frac{2}{bc} \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}.$ $s = 4r \cdot \cos \frac{\alpha}{2} \cdot \cos \frac{\beta}{2} \cdot \cos \frac{\gamma}{2}$
Inhalt F	$F = \frac{1}{2} a \cdot h_a = \frac{1}{2} ab \sin \gamma = \frac{abc}{4r}$ $= 2r^2 \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot \sin \gamma = \sqrt{s(s-a)(s-b)(s-c)}.$

Die folgenden *Differentialformeln* gelten für genügend kleine Änderungen da , db , dc der drei Seiten bzw. $d\alpha$, $d\beta$, $d\gamma$ der drei Winkel; die Änderungen der Winkel müssen dabei im Bogenmaß gemessen werden (vgl. S. 23).

Rechtwinkliges Dreieck	$a da + b db = c dc; \quad \frac{da}{a} = \frac{dc}{c} + \operatorname{ctg} \alpha \cdot d\alpha$ $da = \operatorname{tg} \alpha \cdot db - \frac{2a}{\sin 2\alpha} \cdot d\beta$
Schiefwinkliges Dreieck	$d\alpha + d\beta + d\gamma = 0$ $\frac{da}{a} - \operatorname{ctg} \alpha \cdot d\alpha = \frac{db}{b} - \operatorname{ctg} \beta \cdot d\beta = \frac{dc}{c} - \operatorname{ctg} \gamma \cdot d\gamma$ $a da = (b - c \cos \alpha) db + (c - b \cos \alpha) dc + bc \sin \alpha \cdot d\alpha$ $c \cos \beta \cdot d\alpha + a \cdot d\gamma = -\sin \gamma \cdot db + \sin \beta \cdot dc$

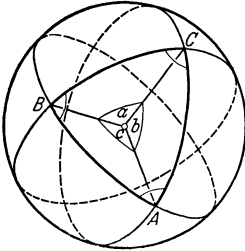


Abb. 100.

b) Sphärische Trigonometrie. Die folgenden Formeln gelten für Dreiecke, die durch größte Kreise auf der Kugel gebildet werden (Abb. 100). Mit a, b, c werden die Winkel bezeichnet, unter denen die Seiten des Dreiecks vom Mittelpunkt der Kugel aus erscheinen, und mit α, β, γ die Winkel des Dreiecks selbst (= Winkel zwischen den drei Ebenen, die durch den Kugelmittelpunkt und die Dreiecksseiten bestimmt werden).

Sinussatz	$\frac{\sin a}{\sin \alpha} = \frac{\sin b}{\sin \beta} = \frac{\sin c}{\sin \gamma}$
Cosinussatz	$\cos a = \cos b \cos c + \sin b \sin c \cdot \cos \alpha$ $\sin c \cdot \cos \alpha = \cos a \sin b - \sin a \cos b \cos \gamma$ $\sin c \cdot \cos \beta = \cos b \sin a - \sin b \cos a \cos \gamma$
Differential- Formeln	$da = \cos \beta \cdot dc + \cos \gamma \cdot db + \sin b \sin \gamma \cdot d\alpha$ $d\alpha = -\cos b \cdot d\gamma - \cos c \cdot d\beta + \sin \beta \sin c \cdot da$

Schrifttum zur Trigonometrie. HESSENBERG: Ebene und sphärische Trigonometrie, Samml. Götschen, Bd. 99.

C. Inhalte, Umfänge und Oberflächen.

1. Ebene Figuren.

a) Vielecke. Formeln für den Inhalt des Dreiecks S. 69. Wenn ferner $x_1 y_1, x_2 y_2, x_3 y_3$ die rechtwinkligen Koordinaten der Eckpunkte bei $l_x = l_y = 1$ cm sind (vgl. S. 4), wird der Inhalt in cm^2 :

$$F = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & 1 \end{vmatrix} = \frac{1}{2} \{ x_1 y_2 - x_2 y_1 + x_2 y_3 - x_3 y_2 + x_3 y_1 - x_1 y_3 \}.$$

Wenn die Ecke $x_3 y_3$ im Nullpunkt liegt, folgt:

$$F = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \end{vmatrix} = \frac{1}{2} \{ x_1 y_2 - x_2 y_1 \}.$$

Der Inhalt ergibt sich positiv oder negativ, je nachdem bei dem Umlauf des Dreiecks in der Reihenfolge $P_1 P_2 P_3$ die Fläche zur Linken oder zur Rechten liegt.

Viereck.

Rhombus	Parallelogramm	Trapez	Allgemeines Viereck	
$F = a^2 \sin \varphi$	$F = a h = a b \sin \varphi$	$F = \frac{1}{2} (a + b) h$	$F = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) \cdot D$	$F = \frac{1}{2} D_1 D_2 \sin \varphi$

Regelmäßiges n-Eck. Es sei R der Radius des umschriebenen, r der Radius des eingeschriebenen Kreises, $a = 2 \sqrt{R^2 - r^2}$ die Länge einer Seite und $\varphi = \frac{360^\circ}{n}$ der Winkel, unter dem eine Seite vom Mittelpunkt aus erscheint.

$$F = \text{Fläche} = \frac{1}{4} n a^2 \cdot \text{ctg } \frac{1}{2} \varphi = \frac{1}{2} n R^2 \cdot \sin \varphi = n r^2 \cdot \text{tg } \frac{1}{2} \varphi.$$

$$U = \text{Umfang} = n a = 2 n R \cdot \sin \frac{1}{2} \varphi = 2 n r \text{tg } \frac{1}{2} \varphi.$$

$$\text{Eckwinkel} = 180^\circ - \varphi.$$

Bellebiges n-Eck. Sind $x_1 y_1, x_2 y_2, \dots, x_n y_n$ die rechtwinkligen Koordinaten der n -Eckpunkte, so wird:

$$F = \frac{1}{2} (x_1 y_2 + x_2 y_3 + x_3 y_4 + \dots + x_{n-1} y_n + x_n y_1 - x_2 y_1 - x_3 y_2 - x_4 y_3 - \dots - x_n y_{n-1} - x_1 y_n).$$

Dabei erzeugt jede Seite des Dreiecks zwei untereinander stehende Ausdrücke. Vorzeichen und Dimensionen werden wie beim Dreieck bestimmt. Weiter kann man F berechnen, indem man das n -Eck durch Diagonalen in Dreiecke zerlegt.

b) Von Kreisstücken begrenzte Figuren.


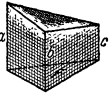

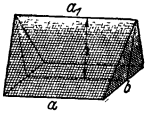
Kreis	Kreisausschnitt	Kreisabschnitt	Kreisring
$F = \pi r^2 = \frac{\pi}{4} d^2.$ $U = 2 r \pi = d \pi.$	$F = \frac{1}{2} b r$ $= \frac{\varphi^\circ}{360^\circ} \pi r^2.$	$F = \frac{r^2}{2} \left(\pi \frac{\varphi^\circ}{180^\circ} - \sin \varphi \right)$ $= \frac{r (b - s) + s h}{2}.$	$\delta = R - r$ $\varrho = \frac{R + r}{2}$ $F = \pi (R^2 - r^2)$ $= \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$ $= 2 \pi \varrho \delta.$

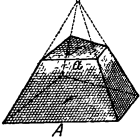
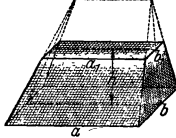
c) Von Kegelschnitten begrenzte Figuren.

Ellipse	Ellipsenabschnitt	Hyperbelabschnitt	Parabelabschnitt
$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$	$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$	$\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = 1$	$x = C y^2$
$F = \pi a b$	$F = a b \cdot \text{arc cos } \frac{a-h}{a}$ $- \frac{1}{2} s (a-h)$	$F = \frac{1}{2} s (a+h)$ $- a b \cdot \text{Ar Co} \left\{ \frac{a+h}{a} \right\}$	$F = \frac{2}{3} s h$ (vgl. S. 739)

2. Körper.

a) Ebenflächige Körper.

Prisma	Dreiseitiges Prisma, oben schief abgeschnitten	Pyramide	Keil
			
$V = hF$	$V = \frac{1}{3}(a + b + c)F$	$V = \frac{1}{3}hF$	$V = \frac{1}{6}bh(2a + a_1)$

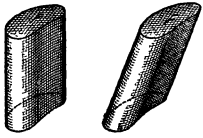
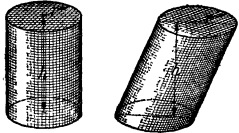

Abgestumpfte Pyramide	Obelisk
	
$h =$ Abstand der parallelen Endflächen.	$h =$ Abstand der parallelen Endflächen.
$V = \frac{1}{3}h\{F + f + \sqrt{Ff}\}$ $= \frac{1}{3}hF\left\{1 + \frac{a}{A} + \left(\frac{a}{A}\right)^2\right\}$	$V = \frac{1}{6}h\{(2a + a_1)b + (2a_1 + a)b_1\}$ $= \frac{1}{6}h\{2(ab + a_1b_1) + a_1b + a b_1\}$

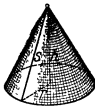

* Alle vier Seitenflächen können dabei eine beliebige Steigung haben.


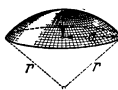
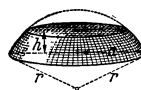

Tetraeder: Es seien $x_1, y_1, z_1, x_2, y_2, z_2, x_3, y_3, z_3$ die rechtwinkligen Koordinaten der ersten drei Ecken bei $l_x = l_y = l_z = 1$ cm; die vierte Ecke sei der Koordinatenanfangspunkt; dann ist V durch die nebenstehende Determinante (in cm^3) gegeben. Sie ist positiv oder negativ, je nachdem bei dem Umlauf des äußeren Dreiecks P_1, P_2, P_3 die Fläche zur Linken oder zur Rechten liegt.

$$V = \frac{1}{6} \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \end{vmatrix}$$

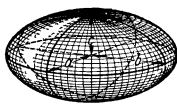
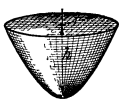
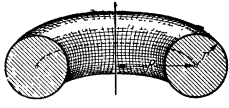
b) Zylinder, Kegel und Kugel.

Zylinder mit beliebiger Grundfläche (gerade oder schräg)	Kreiszylinder (gerade oder schräg)	Gerader Kreiszylinder (schräg abgeschnitten)
		
$h =$ Abstand der parallelen Endflächen		h_1 bzw. h_2 größte bzw. kleinste Zylinderseite
$V = F \cdot h$	$V = \pi r^2 h$ $M =$ Mantel $= 2\pi r h$ $O =$ Oberfläche $= 2\pi r(r + h)$	$V = \frac{1}{2}\pi r^2(h_1 + h_2)$ $M = \pi r(h_1 + h_2)$

Kreiskegel (gerade)		Abgestumpfter Kreiskegel (gerade)	
	$s = \sqrt{r^2 + h^2}$		$e = \frac{1}{2} (R + r)$ $\delta = R - r$ $s = \sqrt{\delta^2 + h^2}$
$V = \frac{1}{3} \pi r^2 h$ $M = \pi r \sqrt{r^2 + h^2} = \pi r s$		$V = \frac{1}{3} \pi h \{R^2 + Rr + r^2\} = \pi h \left\{e^2 + \frac{1}{12} \delta^2\right\}$ $M = 2 \pi e s$	

Kugel	Kugelabschnitt	Kugelzone	Kugelausschnitt
			
$d = 2r$ $V = \frac{4}{3} \pi r^3 = 4,189 r^3$ $= \frac{1}{6} \pi d^3 = 0,5236 d^3$ $O = 4 \pi r^2 = \pi d^2$	$a^2 = h(2r - h)$ $V = \frac{1}{6} \pi h(3a^2 + h^2)$ $= \frac{1}{3} \pi h^2(3r - h)$ $M = 2 \pi r h = \pi(a^2 + h^2)$	$r^2 = a^2 + (a^2 - b^2 - h^2)^2 : 4h^2$ $V = \frac{1}{6} \pi h(3a^2 + 3b^2 + h^2)$ $M = 2 \pi h r$	$a^2 = h(2r - h)$ $V = \frac{2}{3} \pi r^2 h$ $O = \pi r(2h + a)$

c) Weitere Körper.

Ellipsoid (Halbachsen a, b, c)	Umdrehungs-Paraboloid	Kreisring *
		
$V = \frac{4}{3} \pi a b c$	$V = \frac{1}{2} \pi r^2 h$	$V = 2 \pi^2 R r^2 = 19,74 R r^2$ $O = 4 \pi^2 R r = 39,48 R r$

* Die angegebenen Formeln gelten für den vollen Kreisring; die Abbildung zeigt nur die Hälfte.

d) Umdrehungsflächen (Guldinsche Regeln). Ein ebenes Flächenstück vom Inhalt $F \text{ cm}^2$ drehe sich um eine Achse, die in seiner Ebene liegt und das Flächenstück nicht durchschneidet; der Abstand des Flächenschwerpunktes von der Umdrehungsachse sei $x_1 \text{ cm}$; dann ist der *Rauminhalt der entstehenden Umdrehungsfläche* (d. h. Inhalt des von der Fläche überstrichenen Raumes) gleich $2 \pi x_1 \cdot F \text{ cm}^3 =$ Weg des Schwerpunktes \times Inhalt des Flächenstückes (Abb. 101).

Ein ebenes Kurvenstück von der Länge $s \text{ cm}$ drehe sich um eine Achse, die in seiner Ebene liegt und das Kurvenstück nicht durchschneidet; der Abstand des Schwerpunktes des Kurvenstückes von der Umdrehungsachse sei $x_2 \text{ cm}$; dann ist der *Inhalt der aus dem Kurvenstück entstehenden Umdrehungsoberfläche* gleich $2 \pi x_2 \cdot s \text{ cm}^2 =$ Weg des Schwerpunktes \times Länge des Kurvenstückes (Abb. 101).

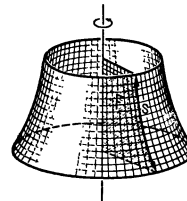


Abb. 101

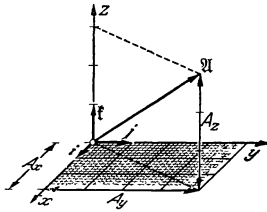
D. Analytische Geometrie.

Es werden im folgenden überall rechtwinklige Koordinaten vorausgesetzt, deren Längeneinheiten gleich dem gerade gewählten Längenmaß sind: z. B. $l_x = l_y = l_z = 1 \text{ cm}$ (vgl. S. 4).

1. Vektorrechnung.

a) Grundlagen. Ein Vektor \mathfrak{U} ist eine Strecke, die vom Koordinatenanfangspunkt nach dem Punkt mit den Koordinaten $x = A_x, y = A_y, z = A_z$ gerichtet ist (Abb. 102). Die Größen A_x, A_y, A_z heißen die *Komponenten des Vektors*. Zum Unterschied von den reinen Zahlgrößen (die man auch als *Skalare* bezeichnet) werden die Vektoren mit deutschen Buchstaben geschrieben.

Unter dem *Produkt einer Zahl λ mit einem Vektor \mathfrak{U}* versteht man einen Vektor \mathfrak{C} , der in derselben Geraden wie der Vektor \mathfrak{U} liegt, dessen Länge aber λ -mal



$\mathfrak{U} = 3i + 4j + 3k$
Abb. 102.

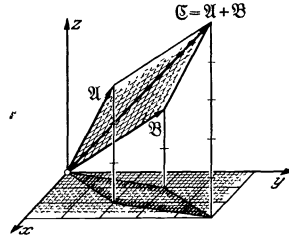


Abb. 103.

so groß ist; d. h. der Vektor $\mathfrak{C} = \lambda \mathfrak{U}$ soll die Komponenten $C_x = \lambda A_x, C_y = \lambda A_y, C_z = \lambda A_z$ haben. Für negatives λ kehrt sich die Richtung des Vektors um.

Unter der *Summe zweier Vektoren \mathfrak{U} und \mathfrak{B}* wird ein Vektor \mathfrak{C} verstanden, der in einer Ebene mit den Vektoren \mathfrak{U} und \mathfrak{B} liegt und dessen Richtung und Größe durch das Parallelogramm der Kräfte gefunden wird (Abb. 103). Wenn \mathfrak{U} und \mathfrak{B} die Komponenten A_x, A_y, A_z und B_x, B_y, B_z haben, hat $\mathfrak{C} = \mathfrak{U} + \mathfrak{B}$ die Komponenten $C_x = A_x + B_x, C_y = A_y + B_y, C_z = A_z + B_z$.

Mit i, j, k bezeichnet man die drei *Grundvektoren*, die nach den Einheitspunkten $x = 1, y = 1, z = 1$ der drei Achsen gerichtet sind (Abb. 102). Entsprechend den angegebenen Definitionen kann man den Vektor \mathfrak{U} in der Form $\mathfrak{U} = A_x i + A_y j + A_z k$ schreiben. Ferner wird:

Vielfaches eines Vektors	$\lambda \mathfrak{U} = \lambda (A_x i + A_y j + A_z k) = \lambda A_x i + \lambda A_y j + \lambda A_z k.$
--------------------------	---

Summe und Differenz zweier Vektoren	$\mathfrak{U} \pm \mathfrak{B} = (A_x i + A_y j + A_z k) \pm (B_x i + B_y j + B_z k)$ $= (A_x \pm B_x) i + (A_y \pm B_y) j + (A_z \pm B_z) k.$
-------------------------------------	---

Die *Länge oder der Absolutbetrag* des Vektors \mathfrak{U} ist durch $|\mathfrak{U}| = A = \sqrt{A_x^2 + A_y^2 + A_z^2}$ gegeben. Wenn α, β, γ die drei Winkel sind, welche die durch den Vektor angegebene Richtung mit der positiven x, y - und z -Achse bildet, wird $\cos \alpha = A_x : A, \cos \beta = A_y : A, \cos \gamma = A_z : A$ und $\cos^2 \alpha + \cos^2 \beta + \cos^2 \gamma = 1$ (*Richtungskosinus*). Der Vektor von der Länge 1 (*Einheitsvektor*), der die Richtung des Vektors \mathfrak{U} hat, ist durch $\mathfrak{U}^\circ = \mathfrak{U} : A$ gegeben; die Komponenten von \mathfrak{U}° sind die drei Richtungskosinus.

b) *Inneres und äußeres Produkt*. Unter dem *inneren (oder skalaren) Produkt* $\mathfrak{U} \mathfrak{B}$ zweier Vektoren \mathfrak{U} und \mathfrak{B} versteht man eine Zahl = Skalar, und zwar das Produkt der beiden Vektorlängen, multipliziert mit dem Cosinus des Winkels ω , der von den beiden Vektoren gebildet wird. Es läßt sich durch:

Inneres Produkt	$\mathfrak{U} \mathfrak{B} = A B \cos \omega = A_x B_x + A_y B_y + A_z B_z$
-----------------	---

berechnen. Der Ausdruck $A_x B_x + A_y B_y + A_z B_z$ wird auch als *Bilinearform* bezeichnet, weil er in den beiden Variablenreihen A_x, A_y, A_z und B_x, B_y, B_z linear ist. Es wird:

$$\mathfrak{A} \mathfrak{B} = \mathfrak{B} \mathfrak{A}, \quad \mathfrak{A} (\mathfrak{B} + \mathfrak{C}) = \mathfrak{A} \mathfrak{B} + \mathfrak{A} \mathfrak{C}, \quad (\lambda \mathfrak{A}) \mathfrak{B} = \lambda \cdot \mathfrak{A} \mathfrak{B}.$$

$$i^2 = j^2 = k^2 = 1, \quad ij = jk = ki = 0.$$

Zwei Vektoren stehen dann und nur dann aufeinander senkrecht, wenn ihr inneres Produkt verschwindet. Das *Quadrat eines Vektors* ist gleich dem Quadrat seiner Länge:

$$\mathfrak{A} \mathfrak{A} = \mathfrak{A}^2 = A_x^2 + A_y^2 + A_z^2 = A^2.$$

Unter dem *äußeren (oder vektoriellen) Produkt* zweier Vektoren \mathfrak{A} und \mathfrak{B} wird ein Vektor \mathfrak{C} verstanden, welcher auf der Ebene, die durch \mathfrak{A} und \mathfrak{B} bestimmt ist, senkrecht steht; die Maßzahl der Länge des Vektors soll gleich dem Inhaltsmaß des durch \mathfrak{A} und \mathfrak{B} bestimmten Parallelogrammes sein (Abb. 104); die Richtung des Vektors wird so gewählt, daß \mathfrak{A} , \mathfrak{B} , \mathfrak{C} dieselbe Stellung zueinander haben wie Daumen (A), Zeigefinger (B) und Mittelfinger (C) der rechten Hand. Wenn die positiven Richtungen der x -, y - und z -Achse ebenfalls zueinander wie Daumen, Zeigefinger und Mittelfinger der rechten Hand stehen (*Rechtskoordinatensystem*; diese Anordnung ist in Deutschland allgemein üblich), wird:

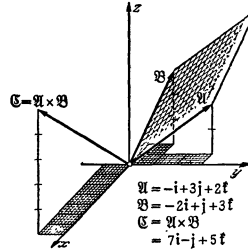


Abb. 104.

Äußeres Produkt	$\begin{aligned} \mathfrak{A} \times \mathfrak{B} &= i (A_y B_z - A_z B_y) \\ &+ j (A_z B_x - A_x B_z) \\ &+ k (A_x B_y - A_y B_x) \end{aligned} = \begin{vmatrix} i & j & k \\ A_x & A_y & A_z \\ B_x & B_y & B_z \end{vmatrix}.$
-----------------	--

Es ergibt sich:

$$\mathfrak{A} \times \mathfrak{B} = -\mathfrak{B} \times \mathfrak{A}, \quad \mathfrak{A} \times (\mathfrak{B} + \mathfrak{C}) = \mathfrak{A} \times \mathfrak{B} + \mathfrak{A} \times \mathfrak{C}, \quad (\lambda \mathfrak{A}) \times \mathfrak{B} = \lambda (\mathfrak{A} \times \mathfrak{B}).$$

$$i \times i = j, \quad j \times j = k, \quad k \times k = i.$$

Man beachte, daß $\mathfrak{A} \times \mathfrak{B} \neq \mathfrak{B} \times \mathfrak{A}$ und $\mathfrak{A} \times \mathfrak{A} = 0$ ist.

Der Skalar $\mathfrak{A} (\mathfrak{B} \times \mathfrak{C})$ stellt den Inhalt des Parallelepipedons dar, das durch die drei Vektoren \mathfrak{A} , \mathfrak{B} , \mathfrak{C} bestimmt ist (Abb. 105); der Inhalt wird positiv oder negativ angegeben, je nachdem die drei Vektoren \mathfrak{A} , \mathfrak{B} , \mathfrak{C} in der angegebenen Reihenfolge ein Rechts- oder ein Linkssystem bilden. Es wird:

$$\mathfrak{A} (\mathfrak{B} \times \mathfrak{C}) = \mathfrak{B} (\mathfrak{C} \times \mathfrak{A}) = \mathfrak{C} (\mathfrak{A} \times \mathfrak{B}) = \begin{vmatrix} A_x & A_y & A_z \\ B_x & B_y & B_z \\ C_x & C_y & C_z \end{vmatrix}$$

(die Buchstaben sind zyklisch vertauscht).

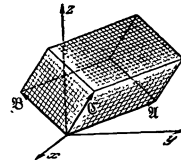


Abb. 105.

c) Vektorielle Darstellung von geraden Linien und Ebenen.

Die gerade Linie durch die Endpunkte der beiden Vektoren $\mathfrak{x}_1 = x_1 i + y_1 j + z_1 k$ und $\mathfrak{x}_2 = x_2 i + y_2 j + z_2 k$ (Abb. 106) hat die Gleichung:

$$\mathfrak{x} = x i + y j + z k = \mathfrak{x}_1 + t (\mathfrak{x}_2 - \mathfrak{x}_1).$$

Der Vektor $\mathfrak{A} = \mathfrak{x}_2 - \mathfrak{x}_1$ ist nämlich der Verbindungslinie der beiden Punkte parallel ($\mathfrak{x}_2 = \mathfrak{A} + \mathfrak{x}_1$), so daß der Endpunkt von \mathfrak{x} bei Abänderung des skalaren Parameters t auf der gesuchten Geraden gleiten muß. Durch Zerlegung der Vektorgleichung in die zugehörigen skalaren Gleichungen folgt:

$$x = x_1 + t (x_2 - x_1), \quad y = y_1 + t (y_2 - y_1), \quad z = z_1 + t (z_2 - z_1).$$

Entsprechend wird die Ebene durch die Endpunkte der drei Vektoren $\mathfrak{x}_1, \mathfrak{x}_2, \mathfrak{x}_3$ durch die Gleichung:

$$\mathfrak{x} = \mathfrak{x}_1 + u (\mathfrak{x}_2 - \mathfrak{x}_1) + v (\mathfrak{x}_3 - \mathfrak{x}_1)$$

dargestellt (Abb. 107).

d) Vektorielle Darstellung von Raumkurven und Flächen. Der Endpunkt des Vektors:

$$\mathfrak{x} = x(t) i + y(t) j + z(t) k$$

gleitet bei veränderlichem t auf einer Kurve im Raum, wenn nicht alle drei Funktionen $x(t), y(t), z(t)$ zu Konstanten ausarten. Der *abgeleitete Vektor*:

$$\mathfrak{x}' = \frac{dx}{dt} i + \frac{dy}{dt} j + \frac{dz}{dt} k$$

ist parallel zu der Tangente der Raumkurve in dem betrachteten Punkte t , so daß die Gleichung dieser Tangente $t = x + \kappa \frac{dx}{dt}$ ist. Es wird:

$$\frac{d}{dt} (\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) = \frac{d\mathfrak{A}}{dt} + \frac{d\mathfrak{B}}{dt}, \quad \frac{d}{dt} (\mathfrak{A} \mathfrak{B}) = \frac{d\mathfrak{A}}{dt} \mathfrak{B} + \mathfrak{A} \frac{d\mathfrak{B}}{dt}.$$

Der Endpunkt des Vektors:

$$x = x(u, v) = x(u, v) \cdot i + y(u, v) \cdot j + z(u, v) \cdot k$$

bewegt sich auf einer Fläche, wenn seine Komponenten wirklich von zwei Veränderlichen u und v abhängen (die Gleichung $x = (u + v) i + (u + v)^2 j + k$ ergibt z. B. nur eine Kurve!). Die Vektoren:

$$\frac{\partial x}{\partial u} = \frac{\partial x}{\partial u} i + \frac{\partial y}{\partial u} j + \frac{\partial z}{\partial u} k \quad \text{und} \quad \frac{\partial x}{\partial v} = \frac{\partial x}{\partial v} i + \frac{\partial y}{\partial v} j + \frac{\partial z}{\partial v} k$$

sind parallel zu der Tangentialebene der Fläche in dem betrachteten Punkte u, v , so daß die Gleichung dieser Tangentialebene $\mathfrak{T} = x + \kappa \frac{\partial x}{\partial u} + \lambda \frac{\partial x}{\partial v}$ wird.

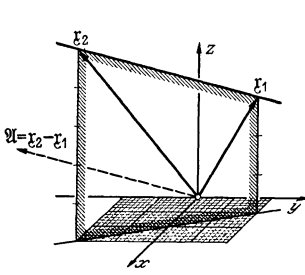


Abb. 106.

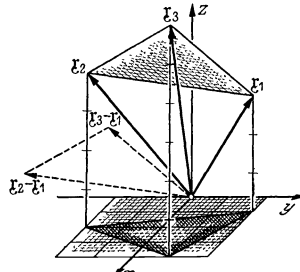


Abb. 107.

e) Skalare Felder und Vektorfelder. Wenn jedem Raumpunkt x, y, z durch die Funktion $\varphi = \varphi(x, y, z)$ eine feste Zahl zugeordnet wird, spricht man von einem **skalaren Felde**. Die Flächen $\varphi = \text{Const.}$ heißen **Schicht- oder Niveauflächen** des Feldes.

Wenn der Vektor \mathfrak{A} eine Funktion von x, y, z ist: $\mathfrak{A} = \mathfrak{A}(x, y, z)$, wird jedem Raumpunkt ein bestimmter Vektor zugeordnet, den man sich in diesem Fall von dem betreffenden Raumpunkte ausgehend denkt. Diese **Vektorfelder** dienen zur Darstellung der **elektrischen und magnetischen Felder**, sowie der **Flüssigkeits- und Luftströmungen**; in den beiden letzten Fällen stellt der Vektor an jeder Stelle die Geschwindigkeit des betreffenden Teilchens nach Größe und Richtung dar. Die Kurven, die in jedem Punkte die Richtung des zugehörigen Vektors haben, heißen **Strom- oder Feldlinien**; sie sind durch $dx : dy : dz = A_x : A_y : A_z$ bestimmt (man beachte, daß bei Vektoren die Indizes stets die Komponenten und nicht partielle Ableitungen bedeuten).

Aus einem gegebenen Feld lassen sich neue Felder ableiten. Die drei wichtigsten Verknüpfungen sind folgende. Als **Divergenz** des Vektorfeldes \mathfrak{A} wird das **skalare Feld**:

$$\text{div } \mathfrak{A} = \frac{\partial A_x}{\partial x} + \frac{\partial A_y}{\partial y} + \frac{\partial A_z}{\partial z}$$

bezeichnet, als **Rotation** von \mathfrak{A} das **vektorielle Feld**:

$$\text{rot } \mathfrak{A} = \begin{vmatrix} i & j & k \\ \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial z} \\ A_x & A_y & A_z \end{vmatrix} = \left(\frac{\partial A_z}{\partial y} - \frac{\partial A_y}{\partial z} \right) i + \left(\frac{\partial A_x}{\partial z} - \frac{\partial A_z}{\partial x} \right) j + \left(\frac{\partial A_y}{\partial x} - \frac{\partial A_x}{\partial y} \right) k.$$

Der **Gradient** eines skalaren Feldes $\varphi(x, y, z)$ ist das **vektorielle Feld**:

$$\text{grad } \varphi = \frac{\partial \varphi}{\partial x} i + \frac{\partial \varphi}{\partial y} j + \frac{\partial \varphi}{\partial z} k = \mathfrak{G}(x, y, z).$$

Umgekehrt heißt φ das **Potential** des Vektorfeldes \mathfrak{G} . Die Schichtflächen des skalaren Feldes φ werden senkrecht durch die Stromlinien von \mathfrak{G} durchsetzt.

Es gelten die Beziehungen:

$$\begin{aligned} \text{div } (\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) &= \text{div } \mathfrak{A} + \text{div } \mathfrak{B}; \\ \text{grad } (C \varphi) &= C \text{ grad } \varphi \quad (C = \text{konst}); \\ \text{grad } (\varphi \cdot \psi) &= \varphi \text{ grad } \psi + \psi \text{ grad } \varphi; \\ \text{rot grad } \varphi &= 0; \\ \text{div } (\varphi \mathfrak{A}) &= \varphi \text{ div } \mathfrak{A} + (\text{grad } \varphi) \cdot \mathfrak{A}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{rot } (\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) &= \text{rot } \mathfrak{A} + \text{rot } \mathfrak{B}. \\ \text{grad } (\varphi + \psi) &= \text{grad } \varphi + \text{grad } \psi; \\ \text{grad } F(\varphi) &= F'(\varphi) \cdot \text{grad } \varphi. \\ \text{div rot } \mathfrak{A} &= 0. \\ \text{rot } (\varphi \mathfrak{A}) &= \varphi \text{ rot } \mathfrak{A} + (\text{grad } \varphi) \cdot \mathfrak{A}. \end{aligned}$$

f) **Anschließende Bemerkungen.** Vektoren, die von einem festen Raumpunkte ausgehen, werden als *gebundene Vektoren* bezeichnet. In der Mechanik treten auch *freie Vektoren* auf, die ohne Änderung von Richtung und Größe beliebig im Raume verschoben werden dürfen; die Begriffe von Abschnitt a und b behalten dabei ihre Gültigkeit.

Vektoren in einer Ebene werden in derselben Weise wie im Raume definiert, nur fehlen überall die k -Komponenten: $\mathfrak{A} = x i + y j$. Die *komplexen Zahlen* (S. 62) lassen sich als Vektoren auffassen, die von dem Nullpunkt der GAUSSSchen Zahlenebene nach dem zugehörigen Zahlpunkt gerichtet sind; jedoch wird hierbei die Multiplikation abweichend von den Festsetzungen der Vektorrechnung definiert. Eine Zusammenfassung der beiden Standpunkte wird durch die *Quaternionenrechnung* vollzogen.

Über *Tensoren und Tensorrechnung* vgl. das angegebene Schrifttum S. 84.

2. Punkte, Geraden und Ebenen.

a) Punkte und Geraden in der Ebene.

Gleichungsformen der geraden Linie.

Spezielle Form	$y = ax + b$
Achsenabschnittsform (Abb. 108)	$\frac{x}{p} + \frac{y}{q} = 1$
HESSE'sche Normalform (Abb. 108)	$x \cdot \cos \beta + y \cdot \sin \beta = l$
Allgemeine Form	$u_1 x + u_2 y + u_3 = 0$

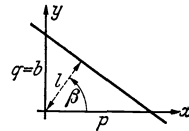


Abb. 108.

Während die beiden ersten Formen für bestimmte Geraden versagen, umfassen die beiden letzten gleichmäßig alle geraden Linien der Ebene.

Parallele und aufeinander senkrecht stehende Geraden.

Gerade durch \bar{x}, \bar{y} , parallel zu $u_1 x + u_2 y + u_3 = 0$	$u_1 \bar{x} + u_2 \bar{y} - (u_1 \bar{x} + u_2 \bar{y}) = 0$
Gerade durch \bar{x}, \bar{y} , senkrecht zu $u_1 x + u_2 y + u_3 = 0$	$u_2 \bar{x} - u_1 \bar{y} - (u_2 \bar{x} - u_1 \bar{y}) = 0$

Metrische Formeln.

Entfernung E der Punkte x, y und \bar{x}, \bar{y}	$E = \sqrt{(x - \bar{x})^2 + (y - \bar{y})^2}$
Abstand h des Punktes \bar{x}, \bar{y} von der Geraden $u_1 x + u_2 y + u_3 = 0$	$h = \pm \frac{u_1 \bar{x} + u_2 \bar{y} + u_3}{\sqrt{u_1^2 + u_2^2}}$
Winkel ω zwischen den Geraden $u_1 x + u_2 y + u_3 = 0$ und $\bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3 = 0$, gleich Größe der Drehung, welche der Uhrzeigerdrehung entgegengesetzt ist und die erste Gerade in die zweite überführt.	$\sin \omega = \pm \frac{u_1 \bar{u}_2 - u_2 \bar{u}_1}{\sqrt{u_1^2 + u_2^2} \cdot \sqrt{\bar{u}_1^2 + \bar{u}_2^2}}$ $\cos \omega = \pm \frac{u_1 \bar{u}_1 + u_2 \bar{u}_2}{\sqrt{u_1^2 + u_2^2} \cdot \sqrt{\bar{u}_1^2 + \bar{u}_2^2}}$ $\text{tg } \omega = \frac{u_1 \bar{u}_2 - u_2 \bar{u}_1}{u_1 \bar{u}_1 + u_2 \bar{u}_2}$

Die **Verbindungsgerade** zwischen $x_1 y_1$ und $x_2 y_2$ hat die Parameterdarstellung $x = x_1 + t(x_2 - x_1), y = y_1 + t(y_2 - y_1)$. Statt dessen kann man ihre Gleichung auch in der Form:

$$\begin{vmatrix} x & y & 1 \\ x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \end{vmatrix} = 0 \quad \text{oder} \quad x(y_1 - y_2) - y(x_1 - x_2) + (x_1 y_2 - x_2 y_1) = 0$$

schreiben.

Geradenbüschel. Alle geraden Linien $\kappa(u_1 x + u_2 y + u_3) + \lambda(\bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3) = 0$ gehen durch den Schnittpunkt der beiden Geraden $u_1 x + u_2 y + u_3 = 0$

$u_3 = 0$ und $\bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3 = 0$ hindurch, weil die beiden Klammern für die Koordinaten des Schnittpunktes verschwinden.

Inzidenzbedingungen. Drei Punkte $x_1 y_1, x_2 y_2, x_3 y_3$ liegen auf einer Geraden bzw. drei gerade Linien $u_1 x + u_2 y + u_3 = 0, \bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3 = 0, \bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3 = 0$ treffen sich in einem Punkte, wenn die zugehörige nebenstehende Determinante verschwindet.

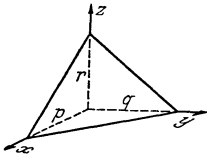


Abb. 109.

**b) Punkte und Ebenen im Raume.
Gleichungsformen der Ebene.**

Spezielle Form	$z = a x + b y + c$
Achsenabschnittsform (Abb. 109)	$\frac{x}{p} + \frac{y}{q} + \frac{z}{r} = 1$
Allgemeine Form	$u_1 x + u_2 y + u_3 z + u_4 = 0$

Vgl. ferner die auf S. 75 angegebene Vektordarstellung.

Die **Parallelebene** zu $u_1 x + u_2 y + u_3 z + u_4 = 0$ durch den Punkt $\bar{x}, \bar{y}, \bar{z}$ hat die Gleichung $u_1 x + u_2 y + u_3 z - (u_1 \bar{x} + u_2 \bar{y} + u_3 \bar{z}) = 0$.

Metrische Formeln.

Entfernung E der Punkte x, y, z und $\bar{x}, \bar{y}, \bar{z}$	$E = \sqrt{(x - \bar{x})^2 + (y - \bar{y})^2 + (z - \bar{z})^2}$
Abstand h des Punktes $\bar{x}, \bar{y}, \bar{z}$ von der Ebene $u_1 x + u_2 y + u_3 z + u_4 = 0$	$h = \pm \frac{u_1 \bar{x} + u_2 \bar{y} + u_3 \bar{z} + u_4}{\sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2}}$
Winkel ω zwischen den Ebenen $u_1 x + u_2 y + u_3 z + u_4 = 0$ und $\bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3 z + \bar{u}_4 = 0$	$\cos \omega = \pm \frac{u_1 \bar{u}_1 + u_2 \bar{u}_2 + u_3 \bar{u}_3}{\sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2} \cdot \sqrt{\bar{u}_1^2 + \bar{u}_2^2 + \bar{u}_3^2}}$
	$\sin \omega = \pm \frac{\sqrt{(u_1 \bar{u}_2 - u_2 \bar{u}_1)^2 + (u_1 \bar{u}_3 - u_3 \bar{u}_1)^2 + (u_2 \bar{u}_3 - u_3 \bar{u}_2)^2}}{\sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2} \cdot \sqrt{\bar{u}_1^2 + \bar{u}_2^2 + \bar{u}_3^2}}$
	$\text{tg } \omega = \pm \frac{\sqrt{(u_1 \bar{u}_2 - u_2 \bar{u}_1)^2 + (u_1 \bar{u}_3 - u_3 \bar{u}_1)^2 + (u_2 \bar{u}_3 - u_3 \bar{u}_2)^2}}{u_1 \bar{u}_1 + u_2 \bar{u}_2 + u_3 \bar{u}_3}$

Die **Verbindungsebene** durch die drei Punkte $x_1 y_1 z_1, x_2 y_2 z_2, x_3 y_3 z_3$ läßt sich in den Formen darstellen:

$$\begin{vmatrix} x & y & z & 1 \\ x_1 & y_1 & z_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & z_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & z_3 & 1 \end{vmatrix} = 0 \quad \text{oder:} \quad \begin{aligned} x &= x_1 + u(x_2 - x_1) + v(x_3 - x_1), \\ y &= y_1 + u(y_2 - y_1) + v(y_3 - y_1), \\ z &= z_1 + u(z_2 - z_1) + v(z_3 - z_1) \end{aligned} \quad (\text{vgl. S. 75}).$$

Ebenenbüschel. Die Ebenen durch die Schnittgerade der beiden Ebenen $u_1 x + u_2 y + u_3 z + u_4 = 0$ und $\bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3 z + \bar{u}_4 = 0$ haben die Gleichung $\lambda(u_1 x + u_2 y + u_3 z + u_4) + \lambda(\bar{u}_1 x + \bar{u}_2 y + \bar{u}_3 z + \bar{u}_4) = 0$. Ein **Ebenenbündel** besteht aus allen Ebenen, die durch einen festen Punkt gehen.

Die **Inzidenzbedingungen** lauten entsprechend wie in der Ebene, nur treten jetzt Determinanten vierten Grades auf.

c) Die **gerade Linie im Raum** läßt sich als Verbindungsgerade zweier Punkte $x_1 y_1 z_1$ und $x_2 y_2 z_2$ auffassen. Sie hat nach S. 75 die Gleichung:

$$x = x_1 + t(x_2 - x_1), \quad y = y_1 + t(y_2 - y_1), \quad z = z_1 + t(z_2 - z_1).$$

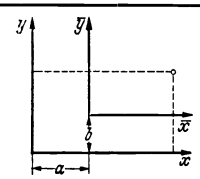
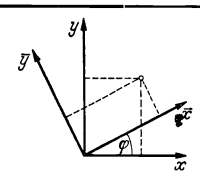
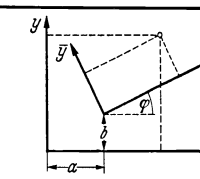
Die beiden Verbindungsgeraden der Punkte $P_1 P_2$ und $P_3 P_4$ treffen sich, wenn die vier Punkte in einer Ebene liegen; d. h. es muß die nebenstehende Determinante verschwinden (**Inzidenzbedingung**).

$$\begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & z_2 & 1 \\ x_3 & y_3 & z_3 & 1 \\ x_4 & y_4 & z_4 & 1 \end{vmatrix} = 0.$$

3. Einführung neuer Koordinatensysteme.

a) Einführung neuer rechtwinkliger Koordinaten.

In der Ebene erhält man unmittelbar die folgenden Beziehungen:

Parallelverschiebung des Koordinatensystems	Drehung des Koordinatensystems um den Nullpunkt	Parallelverschiebung und Drehung des Koordinatensystems
		
$x = \bar{x} + a$ $y = \bar{y} + b$	$x = \bar{x} \cos \varphi - \bar{y} \sin \varphi$ $y = \bar{x} \sin \varphi + \bar{y} \cos \varphi$	$x = \bar{x} \cos \varphi - \bar{y} \sin \varphi + a$ $y = \bar{x} \sin \varphi + \bar{y} \cos \varphi + b$
$\bar{x} = x - a$ $\bar{y} = y - b$	$\bar{x} = x \cos \varphi + y \sin \varphi$ $\bar{y} = -x \sin \varphi + y \cos \varphi$	$\bar{x} = (x - a) \cos \varphi + (y - b) \sin \varphi$ $\bar{y} = -(x - a) \sin \varphi + (y - b) \cos \varphi$
$x + iy = (\bar{x} + i\bar{y}) + (a + ib)$ $\bar{x} + i\bar{y} = (x + iy) - (a + ib)$	$x + iy = (\bar{x} + i\bar{y}) e^{i\varphi}$ $\bar{x} + i\bar{y} = (x + iy) e^{-i\varphi}$	$x + iy = (\bar{x} + i\bar{y}) e^{i\varphi} + (a + ib)$ $\bar{x} + i\bar{y} = \{(x + iy) - (a + ib)\} e^{-i\varphi}$

Die letzte Zusammenfassung zu einer komplexen Gleichung erleichtert häufig die Umrechnungen.

Im Raume werden die Formeln für die Drehung des Koordinatensystems um den Nullpunkt wesentlich komplizierter. Die Einheitspunkte der drei neuen Achsen mögen durch die Vektoren:

$$a_1 = a_{11}i + a_{12}j + a_{13}k, \quad a_2 = a_{21}i + a_{22}j + a_{23}k, \quad a_3 = a_{31}i + a_{32}j + a_{33}k$$

festgelegt seien (Abb. 110). Dann läßt sich ein Punkt, der die Ausgangskordinaten x, y, z und die neuen Koordinaten $\bar{x}, \bar{y}, \bar{z}$ hat, in doppelter Weise als Endpunkt eines Vektors auffassen:

$$x = x i + y j + z k = \bar{x} a_1 + \bar{y} a_2 + \bar{z} a_3$$

Durch Einsetzen der Werte von a_ν und skalare Zerlegung folgen die Gleichungen:

$$x = a_{11}\bar{x} + a_{12}\bar{y} + a_{13}\bar{z}, \quad y = a_{21}\bar{x} + a_{22}\bar{y} + a_{23}\bar{z},$$

$$z = a_{31}\bar{x} + a_{32}\bar{y} + a_{33}\bar{z}.$$

Die neun Koeffizienten $a_{\nu\lambda}$ sind aber nicht unabhängig; denn einmal sollen die Vektoren a_ν die Länge 1 haben und ferner zu je zweien aufeinander senkrecht stehen:

$$a_1^2 = a_2^2 = a_3^2 = 1, \quad a_1 a_2 = a_2 a_3 = a_3 a_1 = 0.$$

Die 9 Koeffizienten sind also durch 6 Bedingungengleichungen verknüpft, so daß nur 3 Zahlen frei wählbar sind. Weiter gelten, wenn (wie hier angenommen) beide Koordinatensysteme Rechtssysteme sind (S. 75), die Beziehungen:

$$a_1 = a_2 \times a_3, \quad a_2 = a_3 \times a_1, \quad a_3 = a_1 \times a_2.$$

(vgl. die Definition des äußeren Produktes S. 75). Durch Ausrechnung bestätigt man auf Grund der obigen Formeln, daß die nebenstehende Systemdeterminante den Wert 1 hat. Weiter kann man zeigen, daß auch das innere Produkt zweier verschiedener Kolonnen der Systemdeterminante verschwindet, während das innere Produkt einer Kolonne mit sich selbst den Wert 1 hat; oben waren die entsprechenden Sätze für Zeilen bewiesen. Mit Hilfe der angegebenen Beziehungen kann man die Umkehrung der Koordinatentransformation berechnen und erhält:

$$\bar{x} = a_{11}x + a_{12}y + a_{13}z, \quad \bar{y} = a_{21}x + a_{22}y + a_{23}z, \quad \bar{z} = a_{31}x + a_{32}y + a_{33}z.$$

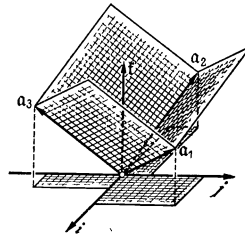


Abb. 110.

$$\begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = 1$$

b) Einführung von Polarkoordinaten. In der Ebene werden Polarkoordinaten durch die Gleichungen:

$$x = r \cos \varphi, \quad y = r \sin \varphi; \quad r = \sqrt{x^2 + y^2}, \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{y}{x}$$

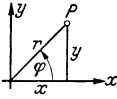


Abb. 111.

eingeführt (Abb. 111). Durch $\operatorname{tg} \varphi = \frac{y}{x}$ wird dabei φ nur bis auf ganze Vielfache von π bestimmt; die Benutzung der Gleichungen für $\cos \varphi$ und $\sin \varphi$ legt aber φ bis auf ganze Vielfache von 2π fest, da r eine positive Größe sein soll. Beispiel: Die auf S. 43 betrachtete Lemniskate $(x^2 + y^2)^2 = a^2(x^2 - y^2)$ ergibt in Polarkoordinaten die Gleichung $r^2 = a^2 \cos 2\varphi$.

Im Raum werden Polarkoordinaten durch die Gleichungen:

$$\begin{aligned} x &= r \cos \varphi \cos \psi & r &= \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \\ y &= r \sin \varphi \cos \psi & \sin \psi &= \frac{z}{r} \quad \left(-\frac{\pi}{2} \leq \psi \leq +\frac{\pi}{2}\right) \\ z &= r \sin \psi & \cos \varphi &= \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2}}, \quad \sin \varphi = \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2}} \end{aligned}$$

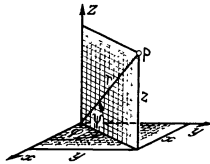


Abb. 112.

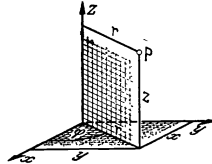


Abb. 113.

eingeführt (Abb. 112). Schließlich seien noch die (räumlichen) *Zylinderkoordinaten* erwähnt, die durch $x = r \cos \varphi$, $y = r \sin \varphi$, $z = z$ definiert sind (Abb. 113).

Über die Einführung allgemeiner Koordinaten vgl. FISCHER: Koordinatensysteme, Sammlung Götschen, Bd. 507. Berlin 1919.

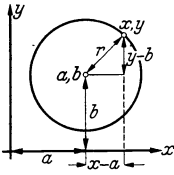


Abb. 114.

4. Kurven und Flächen zweiter Ordnung.

a) **Kurven zweiter Ordnung.** Der *Kreis* mit dem Mittelpunkt a, b und dem Radius r hat die Gleichung $(x - a)^2 + (y - b)^2 = r^2$ (Abb. 114); umgekehrt stellt jede Gleichung $x^2 + y^2 - 2ax - 2by + C = 0$ (für $a^2 + b^2 > C$) einen Kreis dar (Mittelpunkt a, b ; Radius $r = \sqrt{a^2 + b^2 - C}$).

Ellipse	Hyperbel		Parabel	
$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$	$\frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = 1$	$y = \frac{C}{x}$	$y = Cx^2$	$y = Cx(x - a)$
	Asymptoten; $\frac{x}{a} = \pm \frac{y}{b}$	Asymptoten; $y = 0$ und $x = 0$		

Die *algebraische Kurve zweiter Ordnung*:

$$c_1 \cdot x^2 + 2c_{12} \cdot xy + c_{22} \cdot y^2 + 2c_{13} \cdot x + 2c_{23} \cdot y + c_{33} = 0,$$

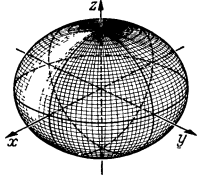
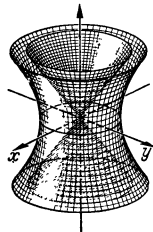
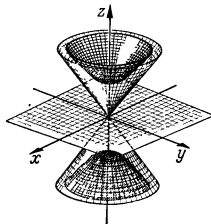
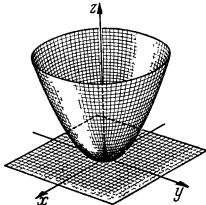
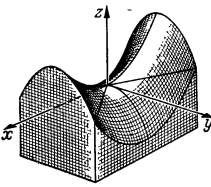
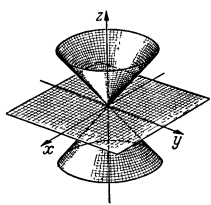
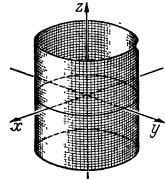
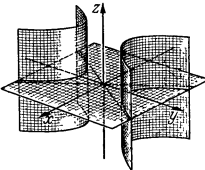
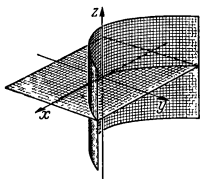
$$D = \begin{vmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{12} & c_{22} & c_{23} \\ c_{13} & c_{23} & c_{33} \end{vmatrix}$$

ergibt für $D \neq 0$ die nebenstehenden Kegelschnitte. Ein Beispiel für eine Kurve ohne reelle Punkte gibt die Gleichung $x^2 + y^2 + 1 = 0$. Für $D = 0$ zerfällt die gegebene Gleichung in das Produkt zweier linearer Ausdrücke $(c_1 x + c_2 y + c_3) \cdot (\bar{c}_1 x + \bar{c}_2 y + \bar{c}_3) = 0$ und wir erhalten ein Geradenpaar oder eine doppelt zählende Gerade. Das Beispiel $x^2 + y^2 = 0$ oder $(x + iy) \cdot (x - iy) = 0$ zeigt, daß bei dem Geradenpaar die Koeffizienten konjugiert komplex werden können; im Reellen erscheint nur der Schnittpunkt der beiden Geraden.

$D \neq 0$	$c_{11}c_{22} - c_{12}^2 < 0$	Hyperbel	
	$c_{11}c_{22} - c_{12}^2 = 0$	Parabel	
	$c_{11}c_{22} - c_{12}^2 > 0$	$c_{11}D < 0$	Ellipse
		$c_{11}D > 0$	Kurve ohne reelle Punkte

Weitere Sätze über Kegelschnitte S. 66—68.

Flächen zweiter Ordnung.

Ellipsoid	Einschaliges Hyperboloid	Zweischaliges Hyperboloid
$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} + \frac{z^2}{c^2} = 1$	$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{z^2}{c^2} = 1$	$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{z^2}{c^2} = -1$
		
	Asymptotenkegel: $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{z^2}{c^2} = 0$	Asymptotenkegel: $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{z^2}{c^2} = 0$
Elliptisches Paraboloid	Hyperbolisches Paraboloid	Kegel zweiter Ordnung
$z = \frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2}$	$z = \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2}$	$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - \frac{z^2}{c^2} = 0$
		
	(vgl. S. 4)	
Elliptischer Zylinder	Hyperbolischer Zylinder	Parabolischer Zylinder
$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$	$-\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$	$y = Cx^2$
		

b) Flächen zweiter Ordnung. Die *Kugel* mit dem Mittelpunkt a, b, c und dem Radius r hat die Gleichung $(x - a)^2 + (y - b)^2 + (z - c)^2 = r^2$; umgekehrt stellt jede Gleichung $x^2 + y^2 + z^2 - 2ax - 2by - 2cz + C = 0$ (für $a^2 + b^2 + c^2 > C$) eine Kugel dar (Mittelpunkt a, b, c ; Radius $r = \sqrt{a^2 + b^2 + c^2 - C}$).

Eine beliebige quadratische Gleichung zwischen den Veränderlichen x, y, z ergibt eine Fläche zweiter Ordnung oder eine Ausartung derselben. Durch Einführung eines geeigneten Koordinatensystems kann man die Gleichungen der nicht ausgearteten Flächen auf die Formen bringen, die in der Tabelle auf S. 81 angegeben sind. Auf dem einschaligen Hyperboloid und dem hyperbolischen Paraboloid verlaufen zwei sich kreuzende Scharen von geraden Linien.

5. Differentialgeometrie.

Die auftretenden Funktionen sollen in der Umgebung des betrachteten Punktes endlich, stetig und eindeutig und ferner genügend oft differenzierbar sein (vgl. S. 18 u. 19).

a) Ebene Kurven.

	Entwickelte Form: $y = f(x)$	Parameterdarstellung: $x = x(t), \quad y = y(t)$
Tangentengleichung	$\eta - y = (\xi - x) \frac{dy}{dx}$	$(\xi - x) \frac{dy}{dt} = (\eta - y) \frac{dx}{dt}$
Normalengleichung	$(\eta - y) \frac{dy}{dx} = -(\xi - x)$	$(\xi - x) \frac{dx}{dt} = -(\eta - y) \frac{dy}{dt}$
Subtangente QT (Abb. 115)	$y : y'$	$y \frac{dx}{dt} : \frac{dy}{dt}$
Subnormale QN (Abb. 115)	$y \cdot y'$	$y \frac{dy}{dt} : \frac{dx}{dt}$
Mittelpunkt X, Y und Radius ρ des Krümmungskreises	$X = x - \frac{(1 + y'^2) y'}{y''}$ $Y = y + \frac{1 + y'^2}{y''}$ $\rho = \frac{1}{y''} \sqrt{1 + y'^2}^3$	$X = x - \frac{y'(x'^2 + y'^2)}{x' y'' - x'' y'}$ $Y = y + \frac{x'(x'^2 + y'^2)}{x' y'' - x'' y'}$ $\rho = \frac{\sqrt{x'^2 + y'^2}^3}{x' y'' - x'' y'}$
Bogenlänge s	$s = \int_{x_1}^{x_2} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx$	$s = \int_{t_1}^{t_2} \sqrt{\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dt}\right)^2} dt$

Die *Normale* steht auf der Tangente im Berührungspunkt senkrecht (Abb. 115). In der Gleichung der Tangente und Normale bedeuten ξ und η die laufenden Koordinaten. Für x und y bzw. t sind die Koordinaten des betrachteten Kurvenpunktes einzusetzen. Der *Krümmungskreis* ergibt sich als Grenzlage des Kreises durch drei Kurvenpunkte, wenn man die Punkte beliebig nahe aneinander rücken läßt. Er durchsetzt im allgemeinen die Kurve (Abb. 116); nur in den *Scheiteln* berührt er sie auf einer Seite (vgl. Abb. 87). Der Mittelpunkt X, Y des Krümmungskreises liegt auf der Normale und heißt *Krümmungsmittelpunkt*; der Radius ρ heißt der *Krümmungsradius* und der reziproke Wert $1/\rho$ heißt die *Krümmung* der Kurve in dem betrachteten Punkte. Der geometrische Ort der Krümmungsmittelpunkte wird die *Evolute* der gegebenen Kurve genannt; sie wird von allen Normalen der Kurve berührt (Abb. 116).

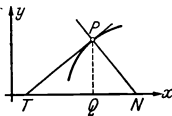


Abb. 115.

Bei der *unentwickelten Gleichungsform* $F(x, y) = 0$ lautet die Gleichung der Tangente $(\xi - x) F_x + (\eta - y) F_y = 0$ und die der Normale $(\xi - x) F_y - (\eta - y) F_x = 0$ (vgl. S. 22).

Technisch wichtige Kurven. Die *gewöhnliche Zykloide* wird durch einen Punkt eines Kreises vom Radius r beschrieben, der auf einer festen Geraden ohne Gleiten abrollt: $x = r(t - \sin t)$, $y = r(1 - \cos t)$ (Abb. 117). Die *verlängerte und die verkürzte Zykloide* entstehen, wenn der erzeugende Punkt außerhalb oder innerhalb des abrollenden Kreises im Abstand c vom Mittelpunkt liegt: $x = r t - c \sin t$, $y = r - c \cos t$ (Abb. 117). Wenn der Kreis entsprechend auf

einem festen Kreis vom Radius R von innen bzw. von außen abrollt (Abb. 118), ergibt sich eine *Epizykloide* (obere Vorzeichen) bzw. eine *Hypozykloide* (untere Vorzeichen):

$$x = (R \pm r) \cdot \cos\left(\frac{r}{R} t\right) \mp r \cdot \cos\left(\frac{R \pm r}{R} t\right); \quad y = (R \pm r) \cdot \sin\left(\frac{r}{R} t\right) - r \cdot \sin\left(\frac{R \pm r}{R} t\right).$$

Ein Punkt einer Geraden, die auf einem festen Kreise vom Radius R abrollt, beschreibt eine *Kreisevolvente* $x = R(\cos t + t \sin t)$, $y = R(\sin t - t \cos t)$ (Abb. 119); man kann sie auch erzeugen, indem man einen straff gehaltenen, um den Kreis gelegten Faden abwickelt.

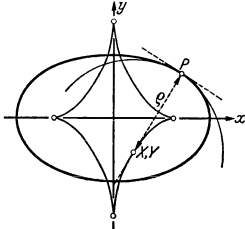


Abb. 116.

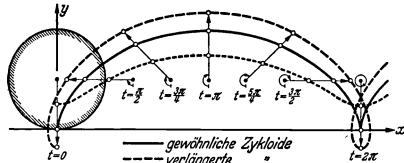


Abb. 117.

Die Gleichung $F(x, y, c) = 0$ ergibt für jeden Wert des Parameters c eine Kurve; die Gesamtheit dieser unendlich vielen Kurven bildet eine *Kurvenschar*. Falls eine *einwickelnde Kurve* vorhanden ist, findet man ihre Gleichung durch Elimination von c aus den beiden Gleichungen $\frac{\partial F}{\partial c} = 0$ und $F = 0$.

Die Kurven, welche eine gegebene Kurvenschar rechtwinklig durchschneiden, heißen *orthogonale Trajektorien*. Man findet ihre Differentialgleichung durch Elimination von c aus den Gleichungen $y' = \frac{\partial F}{\partial y} : \frac{\partial F}{\partial x}$ und $F(x, y, c) = 0$; die Integration der Differentialgleichung liefert die gesuchten Trajektorien.

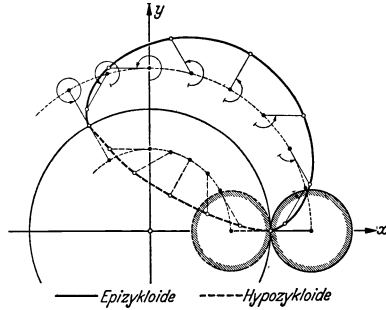


Abb. 118.

b) **Raumkurven.** Eine Raumkurve kann als *Schnitt zweier Flächen* $F_1(x, y, z) = 0$ und $F_2(x, y, z) = 0$ definiert werden. Für die analytische Untersuchung ist die *Parameterdarstellung* $x = x(t)$, $y = y(t)$, $z = z(t)$ oder die gleichwertige *Vektordarstellung* $\mathbf{x} = \mathbf{x}(t) = x(t) \cdot \mathbf{i} + y(t) \cdot \mathbf{j} + z(t) \cdot \mathbf{k}$ zweckmäßiger.

Die *Tangente* im Punkte P einer Raumkurve ist als Grenzlage der Sekante bestimmt. Die *Schmiegeebene* (oder Schmiegeebene) ergibt sich als Grenzlage der Ebene durch drei Kurvenpunkte, wenn man diese Punkte beliebig nahe an P rücken läßt. Die Tangente liegt in der Schmiegeebene; die *Hauptnormale* (oder auch einfach Normale) liegt ebenfalls in der Schmiegeebene, und zwar senkrecht zur Tangente. Die *Binormale* steht schließlich auf Tangente und Hauptnormale und somit auch auf der Schmiegeebene senkrecht. Die zur Tangente senkrechte Ebene heißt *Normalebene*; die Ebene durch Tangente und Binormale wird *rektifizierende Ebene* genannt (Abb. 120).

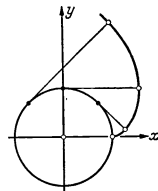


Abb. 119.

Der *Tangentenvektor* $\mathbf{t} = \mathbf{x}' = x' \mathbf{i} + y' \mathbf{j} + z' \mathbf{k}$ (in der Mechanik auch *Geschwindigkeitsvektor* genannt, S. 88) ist zur Kurventangente in dem betrachteten Punkte t parallel. Der zweimal abgeleitete Vektor $\mathbf{x}'' = x'' \mathbf{i} + y'' \mathbf{j} + z'' \mathbf{k}$ (in der Mechanik *Beschleunigungsvektor*) ist parallel zur Schmiegeebene, so daß diese

durch $\mathfrak{S} = \mathfrak{x} + u \mathfrak{x}' + v \mathfrak{x}''$ gegeben ist. Der *Binormalenvektor* (parallel zur Binormalen) wird durch das äußere Produkt $\mathfrak{b} = \mathfrak{x}' \times \mathfrak{x}''$ bestimmt. Der *Hauptnormalenvektor* (oder Normalenvektor) ist somit:

$$\mathfrak{n} = \mathfrak{b} \times \mathfrak{t} = (\mathfrak{x}' \times \mathfrak{x}'') \times \mathfrak{x}' = \mathfrak{x}'^2 \cdot \mathfrak{x}'' - (\mathfrak{x}' \mathfrak{x}'') \cdot \mathfrak{x}'.$$

Hauptnormalenvektor und Beschleunigungsvektor liegen dann und nur dann auf einer Geraden, wenn das innere Produkt $\mathfrak{x}' \cdot \mathfrak{x}''$ verschwindet, was im allgemeinen nicht der Fall ist. Es ist üblich, den drei Vektoren \mathfrak{t} , \mathfrak{b} und \mathfrak{n} durch Multiplikation mit einem entsprechenden Faktor die Länge 1 zu geben.

Der *Krümmungskreis* ist entsprechend wie in der Ebene definiert; er liegt in der Schmiegeebene und sein Mittelpunkt auf der Hauptnormalen (Abb. 120). Der Vektor \mathfrak{C} , welcher nach dem *Krümmungsmittelpunkt* zeigt, und der Radius ϱ des Krümmungskreises sind durch:

$$\mathfrak{C} = \mathfrak{x} + \frac{(\mathfrak{x}')^2}{(\mathfrak{x}' \times \mathfrak{x}'')^2} \mathfrak{n}; \quad \varrho = \frac{|\mathfrak{x}'|^3}{|\mathfrak{x}' \times \mathfrak{x}''|}$$

gegeben, wobei für η die oben angegebene Formel einzusetzen ist; der reziproke Wert $1 : \varrho$ heißt die *Krümmung* in dem betrachteten Kurvenpunkte.

Der nachstehende Ausdruck wird als *Windung oder Torsion* der Raumkurve in dem betrachteten Punkte bezeichnet; für ebene Kurven verschwindet die Determinante, so daß die Torsion gleich Null wird.

$$T = - \frac{1}{|\mathfrak{x}' \times \mathfrak{x}''|^2} \begin{vmatrix} \mathfrak{x}' & \mathfrak{y}' & \mathfrak{z}' \\ \mathfrak{x}'' & \mathfrak{y}'' & \mathfrak{z}'' \\ \mathfrak{x}''' & \mathfrak{y}''' & \mathfrak{z}''' \end{vmatrix}.$$

Die *Bogenlänge* der Kurve zwischen den Punkten $t = t_1$ und $t = t_2$ ist durch $s = \int_{t_1}^{t_2} \sqrt{x'^2 + y'^2 + z'^2}$ gegeben. Die vorstehenden Formeln vereinfachen sich, wenn die

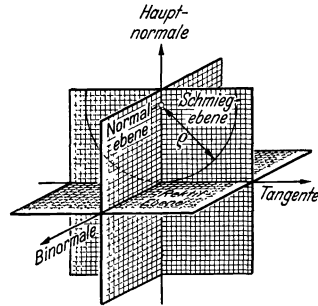


Abb. 120.

Bogenlänge s als Parameter eingeführt wird (vgl. S. 85). Bei praktischen Rechnungen ist es aber nur selten möglich, das Integral durch elementare Funktionen auszuwerten.

c) Flächen. Eine Fläche kann durch $z = f(x, y)$ (*entwickelte Form*) oder durch $F(x, y, z) = 0$ (*unentwickelte Form*) oder durch $x = x(u, v)$, $y = y(u, v)$, $z = z(u, v)$ (*Parameterdarstellung*) gegeben sein; die letzte Form läßt sich durch die *Vektordarstellung* $\mathfrak{x} = \mathfrak{x}(u, v)$ zusammenfassen (vgl. S. 76).

Auf der betrachteten Fläche sei ein nichtsingulärer Punkt P mit den Koordinaten x, y, z herausgegriffen; dann liegen bei allen auf der Fläche verlaufenden Kurven, die durch P hindurchgehen, die in P konstruierten Tangenten in einer Ebene, welche als *Tangentialebene* von P bezeichnet wird. Ihre Gleichung lautet in den laufenden Koordinaten ξ, η, ζ :

$$\begin{aligned} \zeta - z &= (\xi - x) f_x + (\eta - y) f_y, \\ (\xi - x) F_x + (\eta - y) F_y + (\zeta - z) F_z &= 0, \end{aligned} \quad \begin{vmatrix} \xi - x & \eta - y & \zeta - z \\ x_u & y_u & z_u \\ x_v & y_v & z_v \end{vmatrix} = 0$$

(vgl. ferner S. 76). Die Tangentialebene kann die Fläche in einem einzigen Punkte berühren (Ellipsoid) oder längs einer Kurve (Zylinder und Kegel) oder sie kann die Fläche in einer Kurve schneiden (einschaliges Hyperboloid). Die Gerade, welche in P auf der Tangentialebene senkrecht steht, wird als *Normale* bezeichnet; ihre Gleichung lautet: $\mathfrak{n} = \mathfrak{x} + \kappa \left(\frac{\partial \mathfrak{x}}{\partial u} \times \frac{\partial \mathfrak{x}}{\partial v} \right)$.

Schrifttum zur analytischen Geometrie. LAGALLY, M.: Vektorrechnung, 2. Aufl., Leipzig 1934. — SPIELREIN, J.: Vektorrechnung, 2. Aufl. Stuttgart 1926. — HESS, A.: Analytische Geometrie, 3. Aufl., Berlin 1941. — HAUSSNER, R.: Analytische Geometrie der Ebene und Analytische Geometrie des Raumes, beide Sammlung Göschen. — SCHÖNFLIES, A., DEHN, M.: Einführung in die analytische Geometrie, 2. Aufl., Berlin 1939. — BLASCHKE, W.: Vorlesungen über Differentialgeometrie, 1. Band, 3. Aufl., Berlin 1930; 2. Band, 2. Aufl., Berlin 1923; 3. Band, Berlin 1929.

Mechanik starrer Körper.

Von

Professor Dr.-Ing. F. TÖLKE,
Karlsruhe-Durlach.

I. Bewegungslehre.

A. Punktbeziehung.

1. Die Bahnkurve.

Ein Massenpunkt bewege sich gemäß Abb. 1 auf einer räumlichen Bahnkurve, die an jeder Stelle durch ihren Abstand r von einem festen Punkte O festgelegt sei; r heißt dann der Ortsvektor der Bahnkurve.

Er kann als Funktion irgendeines Parameters, z. B. der Bogenlänge s dargestellt werden.

$$(1) \quad \mathbf{r} = \mathbf{r}(s) \text{ (Ortsvektor).}$$

Wird r auf irgendein schief- oder rechtwinkliges festes Vektortripel $\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2, \mathbf{e}_3$ bezogen und sind r_1, r_2, r_3 die zugehörigen schiefen oder rechtwinkligen Projektionen von r , so ergibt sich für r die Komponentendarstellung

$$(2) \quad \mathbf{r} = \mathbf{e}_1 r_1(s) + \mathbf{e}_2 r_2(s) + \mathbf{e}_3 r_3(s).$$

Betrachtet man zwei benachbarte Punkte P und P' der Bahnkurve, so wird der Grenzwert

$$\lim_{P' \rightarrow P} \frac{\mathbf{r}' - \mathbf{r}}{s' - s} = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta \mathbf{r}}{\Delta s} = \frac{d\mathbf{r}}{ds}$$

als Tangentenvektor \mathbf{t} bezeichnet, also

$$(3) \quad \mathbf{t} = d\mathbf{r}/ds \text{ (Tangentenvektor).}$$

Wie schon die Bezeichnung andeutet, fällt \mathbf{t} stets in die Richtung der Tangente der Bahnkurve, wobei die Pfeilrichtung dem vorliegenden Fortschreitensinne auf der Kurve, also der Bewegungsrichtung entspricht. Im übrigen ist \mathbf{t} ein Einheitsvektor, da sein absoluter Betrag eins ist,

$$(4) \quad |\mathbf{t}| = 1.$$

Betrachtet man für die zu P und P' gehörigen Tangentenvektoren \mathbf{t} und \mathbf{t}' den Grenzwert

$$\lim_{P' \rightarrow P} \frac{\mathbf{t}' - \mathbf{t}}{s' - s} = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta \mathbf{t}}{\Delta s} = \frac{d\mathbf{t}}{ds} = \frac{d^2 \mathbf{r}}{ds^2},$$

so ergibt sich der Krümmungsvektor

$$(5) \quad \mathbf{n} \kappa = d\mathbf{t}/ds = d^2 \mathbf{r}/ds^2 \text{ (Krümmungsvektor).}$$

Bezeichnet κ den absoluten Betrag der Krümmung oder den reziproken Wert $1/R$ des Krümmungshalbmessers, so ist \mathbf{n} wieder ein Einheitsvektor

$$(6) \quad |\mathbf{n}| = 1,$$

und zwar derjenige, der in jedem Punkte der Kurve nach dem Krümmungsmittelpunkte hinweist. Er heißt Hauptnormalenvektor oder kürzer auch einfach Normalenvektor und folgt aus (5) zu

$$(7) \quad \mathbf{n} = \frac{1}{\kappa} \frac{d^2 \mathbf{r}}{ds^2} = R \frac{d^2 \mathbf{r}}{ds^2} \text{ (Hauptnormalenvektor).}$$

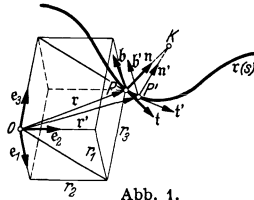


Abb. 1.

Die in jedem Kurvenpunkte durch \mathbf{t} und \mathbf{n} bestimmte Ebene wird Schmiegungebene genannt, und die auf ihr senkrecht stehende Kurvennormale heißt Binormale. Wird diese im Linkssinne gerichtet und der zugehörige Einheitsvektor mit \mathbf{b} bezeichnet, so ergibt sich

$$(8) \quad \mathbf{b} = \mathbf{t} \times \mathbf{n} = \frac{1}{\kappa} \frac{d\mathbf{r}}{ds} \times \frac{d^2\mathbf{r}}{ds^2} \quad (\text{Binormalenvektor})$$

und

$$(9) \quad |\mathbf{b}| = 1.$$

Die Einheitsvektoren \mathbf{t} , \mathbf{n} , \mathbf{b} bilden ein dreiachsiges Vektorkreuz, das unter ständiger Richtungsänderung die Kurve begleitet; die zugehörigen Orthogonalitätsbedingungen lauten

$$(10) \quad \mathbf{t} = \mathbf{n} \times \mathbf{b}; \quad \mathbf{n} = \mathbf{b} \times \mathbf{t}; \quad \mathbf{b} = \mathbf{t} \times \mathbf{n}.$$

Durch Differentiation nach s und Beachtung von (5) und (10) folgt

$$\begin{aligned} \frac{d\mathbf{n}}{ds} &= \frac{d\mathbf{b}}{ds} \times \mathbf{t} + \mathbf{b} \times \frac{d\mathbf{t}}{ds} = \frac{d\mathbf{b}}{ds} \times \mathbf{t} - \mathbf{t} \kappa; \\ \frac{d\mathbf{b}}{ds} &= \frac{d\mathbf{t}}{ds} \times \mathbf{n} + \mathbf{t} \times \frac{d\mathbf{n}}{ds} = \mathbf{t} \times \frac{d\mathbf{n}}{ds}. \end{aligned}$$

Wird die letzte dieser Gleichungen skalar mit \mathbf{t} multipliziert, so erhält man

$$\mathbf{t} \frac{d\mathbf{b}}{ds} = \mathbf{t} \left(\mathbf{t} \times \frac{d\mathbf{n}}{ds} \right) = \frac{d\mathbf{n}}{ds} (\mathbf{t} \times \mathbf{t}) = 0.$$

Ferner folgt aus (9) oder $\mathbf{b}\mathbf{b} = 1$ durch Differentiation

$$\mathbf{b} \frac{d\mathbf{b}}{ds} = 0.$$

Der Vektor $d\mathbf{b}/ds$ steht hiernach gleichzeitig auf \mathbf{t} und \mathbf{b} senkrecht und fällt demgemäß in die Richtung der Hauptnormalen. Man kann daher

$$(11) \quad d\mathbf{b}/ds = \mathbf{n} \tau$$

setzen. Der Binormalenvektor dreht sich also, wenn man von einem Punkte P der Kurve zu einem benachbarten Punkte P' fortschreitet, stets um den Tangentenvektor \mathbf{t} . Hierbei ist τ das auf die Bogeneinheit bezogene Maß der Drehung und heißt die Windung der Bahnkurve. Sind κ und τ in jedem Punkte bekannt, so liegt die Bahnkurve damit vollständig fest. Man bezeichnet κ und τ auch als die maßgebenden Invarianten der Bahnkurve.

Werden mit Hilfe der vorhergehenden Gleichungen \mathbf{t} , \mathbf{n} und \mathbf{b} durch κ und τ ausgedrückt, so ergeben sich die sog. FRENETSCHEN Formeln

$$(12) \quad d\mathbf{t}/ds = \mathbf{n} \kappa; \quad d\mathbf{n}/ds = -\mathbf{t} \kappa - \mathbf{b} \tau; \quad d\mathbf{b}/ds = \mathbf{n} \tau.$$

Aus (6) folgt bei Beachtung von (7)

$$(13) \quad \kappa = |d^2\mathbf{r}/ds^2| \quad (\text{Krümmung})$$

und aus (12)² bei Beachtung von (7) und (8) sowie des Vertauschungssatzes

$$(14) \quad \tau = -\mathbf{b} \frac{d\mathbf{n}}{ds} = -\frac{1}{\kappa^2} \frac{d\mathbf{r}}{ds} \frac{d^2\mathbf{r}}{ds^2} \frac{d^3\mathbf{r}}{ds^3} \quad (\text{Windung}).$$

Wird für den Ortsvektor \mathbf{r} die Komponentendarstellung (2) zugrunde gelegt, so ergeben sich für κ und τ die Ausdrücke

$$(15) \quad \kappa = \sqrt{\left(\frac{d^2r_1}{ds^2}\right)^2 + \left(\frac{d^2r_2}{ds^2}\right)^2 + \left(\frac{d^2r_3}{ds^2}\right)^2 + 2e_1e_2 \frac{d^2r_1}{ds^2} \frac{d^2r_2}{ds^2} + 2e_2e_3 \frac{d^2r_2}{ds^2} \frac{d^2r_3}{ds^2} + 2e_3e_1 \frac{d^2r_3}{ds^2} \frac{d^2r_1}{ds^2}}$$

$$(16) \quad \tau = -\frac{e_1e_2e_3}{\kappa^3} \cdot \begin{vmatrix} \frac{dr_1}{ds} & \frac{d^2r_1}{ds^2} & \frac{d^3r_1}{ds^3} \\ \frac{dr_2}{ds} & \frac{d^2r_2}{ds^2} & \frac{d^3r_2}{ds^3} \\ \frac{dr_3}{ds} & \frac{d^2r_3}{ds^2} & \frac{d^3r_3}{ds^3} \end{vmatrix}.$$

Im Sonderfalle eines rechtwinkligen Bezugstripels zieht sich (15) auf die Wurzel aus den Quadraten zusammen, während in (16) das gemischte Produkt eins wird. Wenn die Determinante in (16) verschwindet, ist die Bahnkurve eben.

Für Schmiegungeebene, Normalebene, Tangente, Hauptnormale und Krümmungsmittelpunkt ergeben sich nach Abb. 2—5 die folgenden Beziehungen:

$$(17) \quad (\bar{r} - r) \bar{b} = 0; \quad \begin{vmatrix} \bar{r}_1 - r_1 \frac{dr_1}{ds} & \frac{d^2 r_1}{ds^2} \\ \bar{r}_2 - r_2 \frac{dr_2}{ds} & \frac{d^2 r_2}{ds^2} \\ \bar{r}_3 - r_3 \frac{dr_3}{ds} & \frac{d^2 r_3}{ds^2} \end{vmatrix} = 0 \quad (\text{Schmiegungeebene}).$$

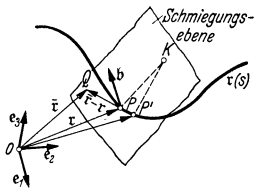


Abb. 2.

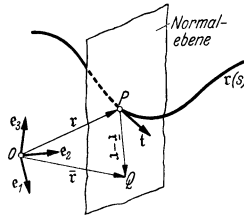


Abb. 3.

$$(18) \quad (\bar{r} - r) t = 0; \quad (\bar{r} - r) \frac{dr}{ds} = 0 \quad (\text{Normalebene}).$$

$$(19) \quad \bar{r} = r + t e \quad (\text{Tangente});$$

$$(20) \quad \bar{r} = r + n e \quad (\text{Hauptnormale});$$

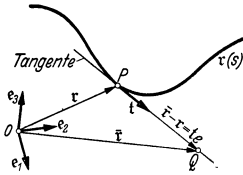


Abb. 4.

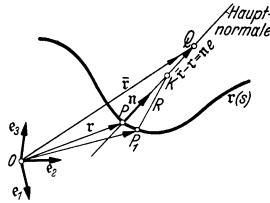


Abb. 5.

$$(21) \quad r_{\kappa} = r + \frac{n}{\kappa} = r + nR \quad (\text{Krümmungsmittelpunkt}).$$

In den meisten Fällen der Anwendung ist der Ortsvektor r nicht als Funktion der Bogenlänge s , sondern als solche eines anderen geeigneteren Parameters λ gegeben, also

$$r = e_1 r_1(\lambda) + e_2 r_2(\lambda) + e_3 r_3(\lambda).$$

Da die Bogenlänge s dann ebenfalls von λ abhängt, ergibt sich zunächst für t

$$(22) \quad \frac{dr}{ds} = \frac{dr}{d\lambda} \frac{d\lambda}{ds} = \frac{\frac{dr}{d\lambda}}{\frac{ds}{d\lambda}} = \frac{\frac{dr}{d\lambda}}{\left| \frac{dr}{d\lambda} \right|},$$

und entsprechend für irgendeinen Vektor v

$$(23) \quad \frac{dv}{ds} = \frac{dv}{d\lambda} \frac{d\lambda}{ds} = \frac{\frac{dv}{d\lambda}}{\frac{ds}{d\lambda}} = \frac{\frac{dv}{d\lambda}}{\left| \frac{dr}{d\lambda} \right|}.$$

In ähnlicher Weise können auch höhere Ableitungen nach s schrittweise in solche nach λ umgeschrieben werden.

2. Geschwindigkeit und Beschleunigung.

Wird nunmehr als Parameter die Zeit t eingeführt, so wird r eine Funktion der Zeit

$$(24) \quad \begin{cases} r = r(t), \\ r = e_1 r_1(t) + e_2 r_2(t) + e_3 r_3(t). \end{cases}$$

Der Grenzwert

$$\lim_{P' \rightarrow P} \frac{r' - r}{t' - t} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta r}{\Delta t} = \frac{dr}{dt}$$

heißt die Geschwindigkeit v des Massenpunktes, also

$$(25) \quad v = dr/dt \quad (\text{Geschwindigkeitsvektor}).$$

Faßt man r zunächst als Funktion von s auf und s wiederum als Funktion der Zeit, so folgt

$$(26) \quad v = \frac{dr}{ds} \frac{ds}{dt} = t \frac{ds}{dt}.$$

(26) zeigt, daß der Geschwindigkeitsvektor stets in die Richtung der Bahntangente fällt (Abb. 6). Ferner ergibt sich der absolute Betrag von v zu

$$(27) \quad |v| = v = ds/dt \quad (\text{Bahngeschwindigkeit}).$$

Der Grenzwert

$$\lim_{P' \rightarrow P} \frac{v' - v}{t' - t} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta v}{\Delta t} = \frac{dv}{dt} = \frac{d^2 r}{dt^2}$$

heißt die Beschleunigung p des Massenpunktes, also

$$(28) \quad p = dv/dt = d^2 r/dt^2 \quad (\text{Beschleunigungsvektor}).$$

Wird v gemäß (26) und (27) in der Form

$$(26') \quad v = t v$$

in (28) eingeführt, so folgt bei Beachtung von (12)

$$\begin{aligned} p &= \frac{d(tv)}{dt} = t \frac{dv}{dt} + \frac{dt}{dt} v = t \frac{dv}{ds} \frac{ds}{dt} + \frac{dt}{ds} \frac{ds}{dt} v = \\ &= t \frac{dv}{ds} + n \kappa v^2. \end{aligned}$$

Der Beschleunigungsvektor liegt also in der Schmiegungeebene. Der Faktor von t heißt Tangential-

beschleunigung p_t , derjenige von n Normal- oder Zentripetalbeschleunigung p_n . Damit erhält man (Abb. 7)

$$(29) \quad p = t p_t + n p_n; \quad p_t = dv/dt; \quad p_n = \kappa v^2 = v^2/R.$$

Betrachtet man auch hier wieder v als Funktion von s und s als Funktion von t , so läßt sich p_t auch in der Form

$$(30) \quad p_t = \frac{dv}{ds} \frac{ds}{dt} = \frac{dv}{ds} v = \frac{d(\frac{1}{2} v^2)}{ds}$$

darstellen, die als konvektive Form der Tangentialbeschleunigung bezeichnet wird.

Wird für den Ortsvektor r die Komponentendarstellung (24) zum Ausgangspunkt gewählt, so ergeben sich entsprechende Komponentendarstellungen für v und p . Man erhält (Abb. 8):

$$(31) \quad v = e_1 v_1 + e_2 v_2 + e_3 v_3; \quad v_1 = dr_1/dt; \quad v_2 = dr_2/dt; \quad v_3 = dr_3/dt.$$

$$(32) \quad p = e_1 p_1 + e_2 p_2 + e_3 p_3; \quad p_1 = d^2 r_1/dt^2; \quad p_2 = d^2 r_2/dt^2; \quad p_3 = d^2 r_3/dt^2.$$

3. Freie Bewegung und Führungsbewegung.

Bei der Bewegung eines Massenpunktes können zwei grundsätzlich verschiedene Fälle unterschieden werden, je nachdem, ob der Massenpunkt sich frei im Raume bewegen kann oder auf einer vorgeschriebenen Bahn geführt wird. Im ersteren

Falle ist der Beschleunigungsvektor für jeden Punkt der Bahn bekannt, im letzteren der Ortsvektor. Bewegungsvorgänge der erstgenannten Art setzen einer Lösung zuweilen beträchtliche Schwierigkeiten entgegen.

4. Bewegung auf geradliniger Bahn.

Im Sonderfalle der Bewegung auf geradliniger Bahn wird der Vektorbegriff entbehrlich. Es ergeben sich die Sonderformeln:

$$(33) \quad \left\{ \begin{array}{l} s = s(t) \\ v = v(t) = \dot{s} \\ b = b(t) = \dot{v} = \ddot{s} \end{array} \right\} \quad (\text{bei vorgegebener Zeitabhängigkeit}),$$

$$(34) \quad \left\{ \begin{array}{l} t = t(s) \\ v = v(s) = \frac{1}{\dot{t}} \\ b = b(s) = \frac{d(\frac{1}{2}v^2)}{ds} \end{array} \right\} \quad (\text{bei vorgegebener Ortsabhängigkeit}).$$

Alle nur denkbaren praktischen Anwendungsfälle können auf einen der folgenden 6 Grundfälle zurückgeführt werden.

a) Gegeben $s = s(t)$. v und b folgen als Differentialquotienten gemäß (33).

b) Gegeben $v = v(t)$. s folgt aus (33) durch Integration, b durch Differentiation. Man erhält

$$s = s_0 + \int_{t_0}^t v dt; \quad b = \dot{v} dt.$$

c) Gegeben $b = b(t)$. s und v folgen aus (33) durch Integration. Man erhält

$$s = s_0 + v_0(t - t_0) + \int_{t_0}^t \int_{t_0}^t b dt dt; \quad v = v_0 + \int_{t_0}^t b dt.$$

d) Gegeben $v = v(s)$. $t(s)$ und damit auch $s(t)$ folgen aus (34) durch Integration, b durch Differentiation. Man erhält

$$t(s) = t_0 + \int_{s_0}^s \frac{ds}{v}; \quad b(s) = \frac{d(\frac{1}{2}v^2)}{ds}.$$

e) Gegeben $b = b(s)$. $t(s)$ und damit auch $s(t)$ sowie v folgen aus (34) durch Integration. Man erhält

$$t(s) = t_0 + \int_{s_0}^s \frac{ds}{\sqrt{v_0^2 + 2 \int_{s_0}^s b ds}}; \quad v = \sqrt{v_0^2 + 2 \int_{s_0}^s b ds}.$$

f) Gegeben $b = b(v)$. Zunächst folgt aus (34) durch Integration $s = s(v)$ und damit auch $v = v(s)$, womit alles weitere auf d) zurückgeführt ist. Man erhält

$$s(v) = s_0 + \int_{v_0}^v \frac{v}{b(v)} dv; \quad \text{aus } s(v) \text{ folgt } v(s); \quad t(s) = t_0 + \int_{s_0}^s \frac{ds}{v}; \quad b(s) = \frac{d(\frac{1}{2}v^2)}{ds}.$$

In den unter a) bis f) behandelten Grundfällen sind die gesuchten Größen auf Differentialquotienten oder bestimmte Integrale zurückgeführt. Da die letzteren, wenn nicht analytisch, so stets auf graphisch-numerischem Wege ausgewertet werden können, ist eine befriedigende Lösung geradliniger Bewegungsaufgaben in jedem Falle möglich.

5. Wurfbewegung.

Die Bewegung, die ein Massenpunkt mit der Anfangsgeschwindigkeit v_0 unter alleiniger Wirkung der Schwere erfährt, heißt Wurfbewegung. Wird das

Bezugssystem so gewählt (Abb. 9), daß e_1 in die Richtung von v_0 und e_2 in diejenige von g fällt, so ergibt sich

$$(35) \quad v_0 = e_1 v_0; \quad p = g = e_2 g; \quad e_1 e_1 = 1; \quad e_1 e_2 = -\cos \alpha; \quad e_2 e_2 = 1.$$



Dem Anfangspunkt der Bewegung entspreche $r_0 = 0$ und $t_0 = 0$.

Geschwindigkeit und Bahnkurve folgen durch Integration von (28) und (25) unter Berücksichtigung von (35) zu

$$\text{Abb. 9. } (36) \quad v = v_0 + \int_0^t p \, dt = e_1 v_0 + e_2 g t; \quad r = e_1 v_0 t + e_2 \frac{g t^2}{2}.$$

Von der Bahnkurve, die nach (36) eine Parabel ist, interessieren in erster Linie Gipfelzeit t_H und Gipfelhöhe H , sowie Wurfzeit t_L und Wurfweite L . Für ebenes waagerechtes Gelände (Abb. 10) folgt die Gipfelzeit aus der Bedingung, daß v im Gipfelpunkt waagerecht liegt.

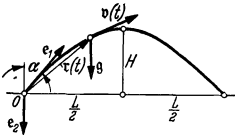


Abb. 10.

$$(37) \quad \begin{cases} v_H e_2 = 0 = -v_0 \cos \alpha + g t_H; \\ t_H = \frac{v_0}{g} \cos \alpha \quad (\text{Gipfelzeit}). \end{cases}$$

Die Gipfelhöhe ergibt sich als Projektion des r -Vektors auf die negative e_2 -Richtung.

$$(38) \quad \begin{cases} H = -r e_2 = +v_0 t_H \cos \alpha - \frac{1}{2} g t_H^2; \\ H = \frac{v_0^2}{2g} \cos^2 \alpha \quad (\text{Gipfelhöhe}). \end{cases}$$

Die Wurfzeit folgt aus der Bedingung, daß der zugehörige r -Vektor waagerecht liegt.

$$(39) \quad r e_2 = 0 = -v_0 t_L \cos \alpha + \frac{1}{2} g t_L^2; \quad t_L = \frac{2v_0}{g} \cos \alpha = 2 t_H \quad (\text{Wurfzeit}).$$

Die Wurfweite L ist der absolute Betrag des zu t_L gehörigen r -Vektors.

$$(40) \quad \begin{cases} L = \left| e_1 \frac{2v_0^2 \cos \alpha}{g} + e_2 \frac{2v_0^2 \cos^2 \alpha}{g} \right| = \frac{2v_0^2 \cos \alpha}{g} \sqrt{1 - 2 \cos^2 \alpha + \cos^2 \alpha}; \\ L = \frac{v_0^2}{g} \sin 2\alpha \quad (\text{Wurfweite}). \end{cases}$$

6. Kreisbewegung.

Bezogen auf die Bogenlänge φ des Einheitskreises als Parameter, lautet die Gleichung des Kreises (Abb. 11) im rechtwinkligen Bezugssystem (i_1, i_2)

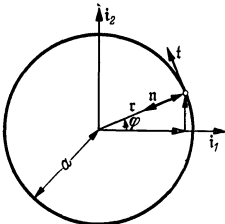


Abb. 11.

$$(41) \quad r = i_1 a \cos \varphi + i_2 a \sin \varphi \quad (\text{Kreis, } i_1 i_2 = 0).$$

Hieraus folgt nach (3) für den Tangentenvektor

$$(42) \quad t = dr/ds = -i_1 \sin \varphi + i_2 \cos \varphi,$$

während der Normalenvektor unmittelbar aus Abb. 11 zu

$$(43) \quad n = -r/a = -i_1 \cos \varphi - i_2 \sin \varphi$$

abgelesen werden kann.

Mit $s = a \varphi$ ergibt sich für die Bahngeschwindigkeit v nach (27)

$$(44) \quad v = \frac{ds}{dt} = a \frac{d\varphi}{dt} = a \omega \quad (\omega = \text{Winkelgeschwindigkeit}).$$

Ferner folgt für Tangential- und Normalbeschleunigung nach (29)

$$(45) \quad \begin{cases} p_t = \frac{dv}{dt} = a \frac{d\omega}{dt} = a \dot{\omega} \quad (\dot{\omega} = \text{Winkelbeschleunigung}); \\ p_n = \kappa v^2 = a \omega^2. \quad p = t a \dot{\omega} + n a \omega^2. \end{cases}$$

Man erhält daher

$$(46) \quad \begin{cases} \mathbf{v} = \dot{\mathbf{r}} = -i_1 a \omega \sin \varphi + i_2 a \omega \cos \varphi; \\ \mathbf{p} = t \dot{p}_t + n \dot{p}_n = -i_1 a (\dot{\omega} \sin \varphi + \omega^2 \cos \varphi) + i_2 a (\dot{\omega} \cos \varphi - \omega^2 \sin \varphi). \end{cases}$$

Im Sonderfalle gleichbleibender Winkelgeschwindigkeit ergibt sich

$$(47) \quad \left. \begin{cases} \mathbf{r} = i_1 a \cos \varphi + i_2 a \sin \varphi \\ \mathbf{v} = d\mathbf{r}/dt = -i_1 a \omega \sin \varphi + i_2 a \omega \cos \varphi \\ \mathbf{p} = d^2\mathbf{r}/dt^2 = -i_1 a \omega^2 \cos \varphi - i_2 a \omega^2 \sin \varphi = -\mathbf{r} \omega^2 \end{cases} \right\} \begin{matrix} (\omega \text{ gleichbleibend}) \\ \dot{\omega} = 0 \end{matrix}.$$

7. Harmonische Schwingungen.

Aus der letzten der Gl. (47) folgt die Differentialgleichung

$$(48) \quad \frac{d^2 \mathbf{r}}{dt^2} + \mathbf{r} \omega^2 = 0.$$

Ihre Lösungen werden als „Harmonische Schwingungen“ bezeichnet. Im allgemeinsten Falle ergibt sich mit

$$(49) \quad \mathbf{r} = a \cos \omega t + \mathfrak{b} \sin \omega t$$

als Bahnkurve eine Ellipse (Abb. 12). Ihre schiefen Halbmesser $|a|$ und $|\mathfrak{b}|$ nennt man Schwingungsamplituden, die Winkelgeschwindigkeit ω Kreisfrequenz. Die zu $\omega t = 2\pi$ gehörige Zeitdauer heißt Schwingungsdauer T und der reziproke Wert von T Schwingungsfrequenz n , also

$$(50) \quad \begin{cases} T = 2\pi/\omega \text{ (Schwingungsdauer);} \\ n = 1/T = \omega/2\pi \text{ (Schwingungsfrequenz).} \end{cases}$$

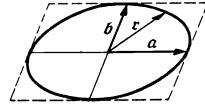


Abb. 12.

Die Einheit der Schwingungsfrequenz ist das Hertz.

(1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde.)

Die durch die Amplitudenvektoren a und \mathfrak{b} bestimmte „ebene“ Schwingung wird zu einer „einachsigen“, wenn einer von beiden, z. B. \mathfrak{b} , verschwindet, oder wenn beide in die gleiche Richtung fallen. Mit $\mathfrak{b} = a \lambda$ folgt

$$(51) \quad \mathbf{r} = a (\cos \omega t + \lambda \sin \omega t).$$

Bei Einführung der sog. Phasenverschiebung t_0 läßt sich \mathbf{r} auch in der Form

$$(52) \quad \begin{cases} \mathbf{r} = a \sin \omega (t - t_0) \text{ (einachsige} \\ \text{harmonische Schwingung)} \end{cases}$$

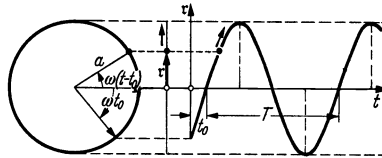


Abb. 13.

schreiben. Man kann sie in anschaulicher Weise als Projektion einer Kreisbewegung mit gleichbleibender Winkelgeschwindigkeit deuten (Abb. 13). Der Zeitphase t_0 entspricht dabei eine Winkelphase $\varphi_0 = \omega t_0$.

8. Schraubenbewegung.

Bezeichnen i_1, i_2, i_3 , drei aufeinander senkrecht stehende Bezugsvektoren, so lautet die Gleichung der Schraubenlinie (Abb. 14)

$$(53) \quad \mathbf{r} = i_1 a \cos \varphi + i_2 a \sin \varphi + i_3 a \varphi \tan \alpha \quad (i_1 i_2 = i_2 i_3 = i_3 i_1 = 0).$$

Hierbei bezeichnet a den Halbmesser des Schraubenzylinders und α den Steigungswinkel, der sich gemäß

$$(54) \quad \tan \alpha = h/2a\pi$$

durch die Ganghöhe h ausdrücken läßt (Abb. 14). Aus

$$d\mathbf{r}/d\varphi = -i_1 a \sin \varphi + i_2 a \cos \varphi + i_3 a \tan \alpha$$

folgt

$$(55) \quad ds/d\varphi = |d\mathbf{r}/d\varphi| = a/\cos \alpha \text{ oder } s = a\varphi/\cos \alpha.$$

Mit (55) geht (53) über in

$$(56) \quad \mathbf{r} = i_1 a \cos\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) + i_2 a \sin\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) + i_3 s \sin \alpha.$$

Hieraus folgt auf Grund der allgemeinen Formeln von Ziffer 1

$$(57) \quad \mathbf{t} = \frac{d\mathbf{r}}{ds} = -i_1 \cos \alpha \sin\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) + i_2 \cos \alpha \cos\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) + i_3 \sin \alpha;$$

$$(58) \quad \frac{d\mathbf{t}}{ds} = n \boldsymbol{\kappa} = -i_1 \frac{\cos^2 \alpha}{a} \cos\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) - i_2 \frac{\cos^2 \alpha}{a} \sin\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right);$$

$$(59) \quad n = -i_1 \cos\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) - i_2 \sin\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right); \quad \boldsymbol{\kappa} = \left| \frac{d\mathbf{t}}{ds} \right| = \frac{\cos^2 \alpha}{a};$$

$$(60) \quad \mathbf{b} = \mathbf{t} \times \mathbf{n} = i_1 \sin \alpha \sin\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) - i_2 \sin \alpha \cos\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) + i_3 \cos \alpha;$$

$$(61) \quad \begin{cases} \frac{d\mathbf{b}}{ds} = n \boldsymbol{\tau} \text{ oder } i_1 \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{a} \cos\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) + i_2 \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{a} \sin\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) = \\ = \left[-i_1 \cos\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) - i_2 \sin\left(\frac{s}{a} \cos \alpha\right) \right] \boldsymbol{\tau}; \text{ daraus } \boldsymbol{\tau} = -\frac{\sin \alpha \cos \alpha}{a}. \end{cases}$$

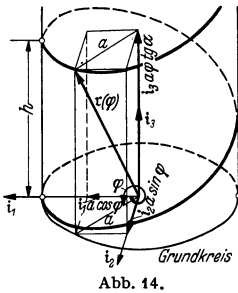


Abb. 14.

Nach (59) und (61) sind Krümmung und Windung bei der Schraubenlinie überall gleich groß. Ist τ negativ und dementsprechend α positiv, so spricht man von einer Rechtsschraube, im umgekehrten Falle von einer Linksschraube. Weiterhin erhält man

$$(62) \quad v = \frac{ds}{dt} = \frac{a}{\cos \alpha} \frac{d\varphi}{dt} = \frac{a \omega}{\cos \alpha};$$

$$(63) \quad p_t = dv/dt = a \dot{\omega} / \cos \alpha; \quad p_n = \kappa v^2 = a \omega^2,$$

und damit für Geschwindigkeit und Beschleunigung

$$(64) \quad \mathbf{v} = t v = -i_1 a \omega \sin \varphi + i_2 a \omega \cos \varphi + i_3 a \omega \tan \alpha.$$

$$(65) \quad \begin{cases} \mathbf{p} = t p_t + n p_n = -i_1 a (\dot{\omega} \sin \varphi + \omega^2 \cos \varphi) + \\ + i_2 a (\dot{\omega} \cos \varphi - \omega^2 \sin \varphi) + i_3 a \dot{\omega} \tan \alpha. \end{cases}$$

B. Körperbewegung.

1. Drehung, Verschiebung und Schraubung.

Die Bewegung eines Körpers um eine in Ruhe verbleibende gerade Linie wird als Drehung bezeichnet. Wird die Lage eines Körperteilchens durch seinen Ortsvektor \mathbf{r} in bezug auf einen Punkt O der Drehachse festgelegt (Abb. 15), so

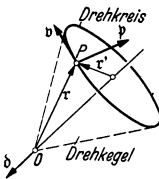


Abb. 15.

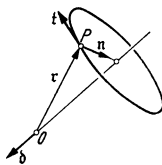


Abb. 15 a.

beschreibt \mathbf{r} bei der Drehung einen Kreis und das Körperteilchen einen Kreis. Erfolgt die Drehung mit der Winkelgeschwindigkeit ω und wird die Lage der Drehachse sowie die Drehrichtung durch den Einheitsvektor \mathbf{b} gekennzeichnet, so folgen Geschwindigkeit und Beschleunigung des betrachteten Körperteilchens zu

$$(66) \quad \begin{cases} \mathbf{v} = d\mathbf{r}/dt = \omega \mathbf{b} \times \mathbf{r} \quad (\text{Drehung}); \\ \mathbf{p} = d\mathbf{v}/dt = \dot{\omega} \mathbf{b} \times \mathbf{r} + \omega \mathbf{b} \times \mathbf{v} = \dot{\omega} \mathbf{b} \times \mathbf{r} + \omega^2 \mathbf{b} \times (\mathbf{b} \times \mathbf{r}). \end{cases}$$

Wird der Radius des Drehkreises mit r' bezeichnet, so folgt (Abb. 15 a)

$$(67) \quad \mathbf{b} \times \mathbf{r} = t \mathbf{r}'; \quad \mathbf{b} \times (\mathbf{b} \times \mathbf{r}) = n \mathbf{r}'$$

und damit

$$(68) \quad \mathbf{v} = t \omega \mathbf{r}'; \quad \mathbf{p} = t \dot{\omega} \mathbf{r}' + n \omega^2 \mathbf{r}' \quad (\text{Drehung}),$$

womit der Zusammenhang mit A, 6 unmittelbar hergestellt ist.

Rückt die Drehachse in unendliche Ferne, so erfahren alle Körperteilchen die gleiche Bewegung und man spricht von einer reinen Verschiebung. Diese kann durch die Gleichungen

$$(69) \quad v = v^*; \quad p = p^* = d v^*/dt \quad (\text{Verschiebung})$$

gekennzeichnet werden.

Bei gleichzeitiger Drehung und Verschiebung ergibt sich

$$(70) \quad \begin{cases} v = v^* + \omega \times r; \\ p = d v^*/dt + \dot{\omega} \times r + \omega^2 \times (b \times r) \end{cases} \quad (\text{Drehung und Verschiebung}).$$

Zerlegt man v^* in Komponenten parallel und senkrecht zu b , so folgt

$$v^* = b (b v^*) + b \times (v^* \times b),$$

und damit

$$(71) \quad v = b (b v^*) + \omega \times \left[r + \frac{v^*}{\omega} \times b \right].$$

Das erste Glied in (71) ist eine reine Verschiebung in Richtung von b , das zweite eine Drehung um eine zu b parallele und um $v^*/\omega \times b$ verschobene Drehachse (Abb. 16). Die gleichzeitige Drehung und Verschiebung ist hiernach einer Schraubung gleichwertig (MIOZZISCHER SATZ).

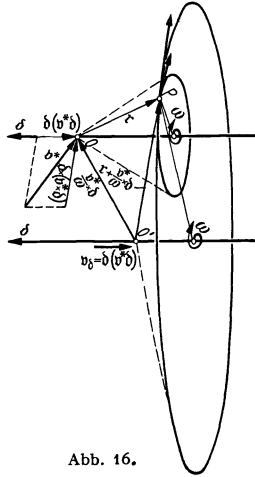


Abb. 16.

2. Allgemeine Körperbewegung.

Bei der allgemeinen Körperbewegung (z. B. Flugzeug), bei welcher die Richtung von v^* und b in jedem Augenblick eine andere ist, kann nach dem MIOZZISCHEN SATZE die Bewegung so aufgespalten werden, daß die Drehachse immer durch ein und denselben Körperpunkt (z. B. Schwerpunkt) hindurchgeht.

Bezeichnet im fest gedachten Raume r_M den Ortsvektor dieses ausgezeichneten Punktes, r den Ortsvektor eines beliebigen Punktes und \bar{r} den Differenzvektor $r - r_M$, so folgt (Abb. 17)

$$(72) \quad r = r_M + \bar{r};$$

$$(73) \quad v = d r_M/dt + d \bar{r}/dt = v_M + \omega \times \bar{r};$$

$$(74) \quad p = \frac{d v_M}{d t} + \frac{d(\omega \times \bar{r})}{d t} = p_M + \dot{\omega} \times \bar{r} + \omega^2 \times (b \times \bar{r}) + \omega \frac{d b}{d t} \times \bar{r}.$$

In (73) und (74) sind v_M und p_M Geschwindigkeit und Beschleunigung auf der Bahnkurve des ausgezeichneten Körperpunktes. $\omega \times \bar{r}$ bzw. $\dot{\omega} \times \bar{r}$ stellen nach (67) und (68) die Geschwindigkeit bzw. Tangentialbeschleunigung und $\omega^2 \times (b \times \bar{r})$ die Normalbeschleunigung für die augenblickliche Kreisbahn der Drehbewegung dar. $\omega \frac{d b}{d t} \times \bar{r}$ kennzeichnet den Einfluß der ständigen Lageänderung der Drehachse

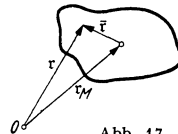


Abb. 17.

3. Relativbewegung.

Das bisher betrachtete Körperelement sei nun nicht mehr fest mit dem Körper verbunden, sondern bewege sich gegen diesen. Im übrigen möge es aber alle Bewegungen des Körpers mitmachen. Eine solche Bewegung wird als Relativbewegung bezeichnet (z. B. Bewegung der Laufräder eines Fahrzeuges oder des Kurbeltriebes eines Flugzeugmotors).

Wird die Relativbewegung gegen \bar{r} durch angehängte Striche gekennzeichnet (Abb. 18), so folgt für den relativ bewegten Körperteil

$$(75) \quad \mathbf{r} = \mathbf{r}_M + \bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}';$$

$$(76) \quad \begin{cases} \mathbf{v} = d\mathbf{r}_M/dt + d(\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}')/dt = \mathbf{v}_M + \omega \mathbf{b} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}') + \mathbf{v}'; \\ \mathbf{p} = \frac{d\mathbf{v}_M}{dt} + \frac{d[\omega \mathbf{b} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}')]}{dt} + \frac{d\mathbf{v}'}{dt} = \mathbf{p}_M + \left[\dot{\omega} \mathbf{b} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}') + \right. \\ \left. + \omega^2 \mathbf{b} \times [\mathbf{b} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}')] + \omega \mathbf{b} \times \mathbf{v}' + \omega \frac{d\mathbf{b}}{dt} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}') \right] + [\omega \mathbf{b} \times \mathbf{v}' + \mathbf{p}']. \end{cases}$$

Mit den abkürzenden Bezeichnungen

$$(77) \quad \begin{cases} \mathbf{p}_F = \mathbf{p}_M + \omega \mathbf{b} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}') + \omega^2 \mathbf{b} \times [\mathbf{b} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}')] + \omega \frac{d\mathbf{b}}{dt} \times (\bar{\mathbf{r}} + \mathbf{r}') \\ \mathbf{p}_C = 2 \omega \mathbf{b} \times \mathbf{v}' \quad (\text{Coriolisbeschleunigung}) \\ \mathbf{p}_R = \mathbf{p}' = d^2\mathbf{r}'/dt^2 \quad (\text{Relativbeschleunigung}) \end{cases} \quad (\text{Führungsbeschleunigung})$$

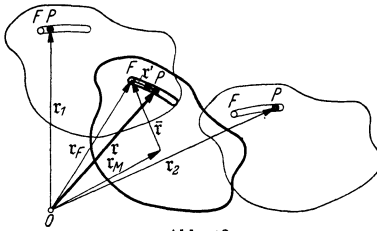


Abb. 18.

ergibt sich

$$(78) \quad \mathbf{p} = \mathbf{p}_F + \mathbf{p}_C + \mathbf{p}_R.$$

Während nach (76) die Geschwindigkeiten aus Führungsbewegung und Relativbewegung sich einfach überlagern, tritt bei den Beschleunigungen noch ein durch die gegenseitige Beeinflussung hervorgerufener Vektor in Gestalt der Coriolisbeschleunigung hinzu.

Um ein Beispiel anzuschließen, sei ein Fahrzeug betrachtet, das mit einer Stundengeschwindigkeit von 100 km durch eine Kurve von 500 m Halbmesser fährt. Hieraus folgt zunächst eine Fahrzeuggeschwindigkeit

$$v_M = 100000/3600 = 27,7 \text{ msec}^{-1}$$

und eine Winkelgeschwindigkeit

$$\omega = v_M/R = 27,7/500 = 0,0554 \text{ sec}^{-1}.$$

Wird die Untersuchung auf die in erster Linie ausschlaggebenden Laufwerkkränze beschränkt, so ist deren Relativgeschwindigkeit gemäß Abb. 19 gerichtet und überall

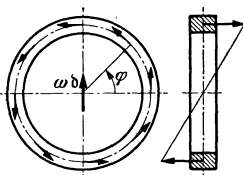


Abb. 19.

$$|\mathbf{v}'| = v_M \frac{r_m}{r_a} = \sim 0,9 v_M = 25 \text{ msec}^{-1}.$$

Liegt beispielsweise eine Linkskurve vor, so zeigt der zu ω gehörige \mathbf{b} -Vektor senkrecht nach oben. Man erhält daher Coriolisbeschleunigungen

$$|\mathbf{p}_C| = 2 \cdot 0,0554 \cdot 25 \sin \varphi = 2,77 \sin \varphi \text{ msec}^{-2},$$

die für die Laufradteile oberhalb der Welle nach außen, für diejenigen unterhalb nach innen gerichtet sind (Abb. 19). Die durch die Coriolisbeschleunigungen bedingte Kraftwirkung stellt daher ein Kräftepaar dar, das durch Vertikalkräfte in den Laufradebenen von der Unterlage auf das Fahrzeug übertragen wird. Die vom Fahrzeug ausgeübte Gegenwirkung wirkt im gleichen Sinne auf Kippen wie die Zentrifugalkraft.

4. Ebene Scheiben und kinematische Ketten.

Die Bewegung einer ebenen Scheibe liegt vollständig fest, wenn die Bewegung für zwei Punkte der Scheibe gegeben ist; die Scheibe heißt in diesem Falle zwangläufig geführt. Die Bewegung der Pleuelstange eines Kurbeltriebes (Abb. 20) liegt z. B. mit der Bewegung des Kurbelzapfens (A) und der Führungsrichtung des Kreuzkopfes (B) vollständig fest.

Ist in zwei Punkten A und B der Scheibe die Richtung der Geschwindigkeit bekannt, so liegt der augenblickliche Drehpunkt O im Schnittpunkt der beiden Lote auf \mathbf{v}_A bzw. \mathbf{v}_B durch A bzw. B (Abb. 21). Die Geschwindigkeit irgendeines Punktes C der Scheibe ergibt sich dann durch Multiplikation der Winkel-

geschwindigkeit ω mit dem Abstand r_C vom augenblicklichen Drehpunkt, wobei die Richtung senkrecht zu r_C zu nehmen ist. Kennt man in einem der beiden Ausgangspunkte, z. B. A , neben der Richtung auch noch die Größe der Geschwindigkeit, so folgt ω zu v_A/r_A .

Die Laufrolle von Abb. 22 möge sich beispielsweise, ohne zu gleiten, auf ihrer Bahn abwälzen. Dann ist der augenblickliche Drehpunkt der Berührungspunkt O mit der Rollbahn. Bewegt sich das mit der Rolle verbundene Fahrzeug mit der Geschwindigkeit v , so ist $v_M = v$ und demgemäß $\omega = v/r_M$. Damit liegt die Geschwindigkeit sämtlicher Punkte der Laufrolle fest.

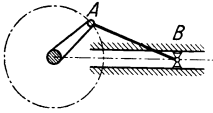


Abb. 20.

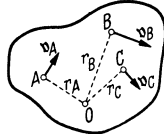


Abb. 21.

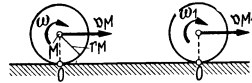


Abb. 22.

Als weiteres Beispiel sei das Gelenkviereck von Abb. 23 angeführt. Da die beiden Randstäbe sich auf Kreisbahnen um ihre Festpunkte A und D bewegen, liegt der augenblickliche Drehpunkt des Verbindungsstabes $B-C$ immer im Schnittpunkt der Verlängerungen der Randstäbe. Bewegt sich der Randstab $A-B$

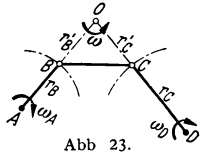


Abb. 23.

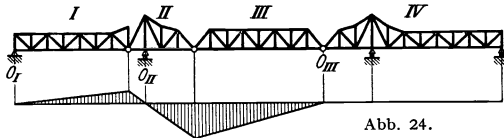


Abb. 24.

mit der Winkelgeschwindigkeit ω_A , so ist $v_B = \omega_A r_B$. Damit folgt für die Winkelgeschwindigkeit ω des Verbindungsstabes $\omega = \frac{v_B}{r_B} = \omega_A \frac{r_B}{r_B}$. Hieraus ergibt sich weiter $v_C = \omega r_C = \omega_A \frac{r_B r_C}{r_B}$ und damit $\omega_D = \frac{v_C}{r_C} = \frac{r_B r_C}{r_B r_C}$. Mit den Drehpunkten bzw. augenblicklichen Drehpunkten A , O und D und den zugehörigen Winkelgeschwindigkeiten ω_A , ω und ω_D ist der Geschwindigkeitszustand des Gelenkvierecks vollständig bekannt.

In ähnlich stufenweiser Behandlung lassen sich auch die Geschwindigkeitsverhältnisse in kinematischen Ketten klären. Abb. 24 zeigt z. B. eine vierscheibige kinematische Fachwerkette in gestreckter Lage. Aus der Tatsache, daß der Untergurt von Scheibe I bei der Drehung um das feste Auflager nur senkrechte Bewegungen ausführen kann, folgt unmittelbar, daß für die Untergurte aller übrigen Scheiben auch nur senkrechte Bewegungen denkbar sind. Dies hat wiederum zur Folge, daß die augenblicklichen Drehpunkte mit den waagrecht verschieblichen Auflagern zusammenfallen müssen. Da sich für die Scheibe IV hierbei zwei Drehpunkte ergeben würden, muß diese in Ruhe bleiben; der augenblickliche Drehpunkt der Scheibe III fällt in den Anschlußgelenkpunkt an Scheibe IV. Ist die Winkelgeschwindigkeit von Scheibe I gegeben und gleich ω , so folgen die Winkelgeschwindigkeiten der übrigen Scheiben aus der Gleichheit der Geschwindigkeiten in den Anschlußgelenkpunkten. Die so sich z. B. längs des Untergurtes ergebende Geschwindigkeitsverteilung ist aus Abb. 24 ersichtlich.

Zur Darstellung des Beschleunigungszustandes einer ebenen Scheibe stehen ähnlich einfache Verfahren zur Verfügung wie im Falle des Geschwindigkeitszustandes. Ist der letztere bekannt und die Beschleunigung in irgendeinem

Punkte A der Scheibe gegeben (Abb. 25), so ergibt sich die Beschleunigung in irgendeinem anderen Punkte B der Scheibe mit Hilfe der Relativbeschleunigung \mathfrak{p}_{BA} zu

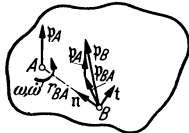


Abb. 25.

$$(79) \quad \mathfrak{p}_B = \mathfrak{p}_A + \mathfrak{p}_{BA}.$$

Sind ω und $\dot{\omega}$ Winkelgeschwindigkeit und Winkelbeschleunigung der Scheibe, so folgt

$$(80) \quad \mathfrak{p}_B = \mathfrak{p}_A + t \dot{\omega} \mathfrak{r}_{BA} + n \omega^2 \mathfrak{r}_{BA},$$

wobei t und n Tangenten- und Normalvektor der Drehbewegung um A sind.

Mit Hilfe von (80) kann in fast allen Fällen der Beschleunigungszustand ermittelt werden. Liegt z. B. ein Kurbeltrieb vor (Abb. 26), dessen Kurbel mit gleichbleibender Winkelgeschwindigkeit ω_0 umläuft, so erhält der Kurbelzapfen eine Beschleunigung $\mathfrak{p}_A = \omega_0^2 \mathfrak{r}_A$, die stets zum Wellenmittelpunkt hin gerichtet ist. Aus der Kreisbahn des Kurbelzapfens und der Führungsbahn des Kreuzkopfes folgt der augenblickliche Drehpol der Pleuelstange und aus der gemeinsamen Geschwindigkeit $\mathfrak{v}_A = \omega_0 \mathfrak{r}_A$ des Kurbelzapfens die Winkelgeschwindigkeit

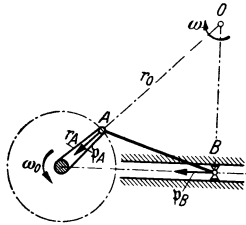


Abb. 26.

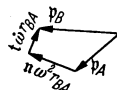


Abb. 27.

$$\omega = \omega_0 \frac{r_A}{r_0}$$

und damit die relative Normalbeschleunigung $n \omega^2 \mathfrak{r}_{BA}$ des Kreuzkopfes. Trägt man diese und \mathfrak{p}_A aneinander, so muß, da $t \dot{\omega} \mathfrak{r}_{BA}$ senkrecht zu $n \omega^2 \mathfrak{r}_{BA}$ verläuft, der Beschleunigungsvektor \mathfrak{p}_B nach (80) auf der aus Abb. 27 ersichtlichen Lotrechten liegen. Andererseits fällt die Richtung von \mathfrak{p}_B mit der Führungsrichtung des Kreuzkopfes zusammen. Trägt man diese im Ursprung des Vektorzuges an, so liefert der Schnitt mit der vorher gezeichneten Lotrechten die gesuchte Kreuzkopfbeschleunigung.

Trägt man diese im Ursprung des Vektorzuges an, so liefert der Schnitt mit der vorher gezeichneten Lotrechten die gesuchte Kreuzkopfbeschleunigung.

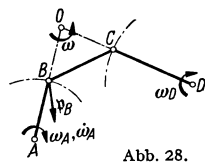


Abb. 28.

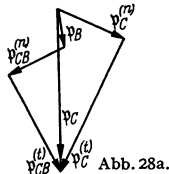


Abb. 28a.

In grundsätzlich ähnlicher Weise gelangt man auch zur Darstellung der

Beschleunigungen des Gelenkvierecks bzw. der Kurbelschleife (Abb. 28). Liegen kinematische Ketten mit mehr als drei Gliedern vor, so läßt sich der Beschleunigungszustand durch stufenweises Fortschreiten vom einen Gelenkpunkt zum anderen ermitteln.

II. Kräftelehre (Dynamik).

A. Dynamik der Punktbewegung.

1. Kraft und Beschleunigung.

Bewegt sich ein Massenpunkt unter alleiniger Wirkung einer Kraft \mathfrak{P} , so zeigt die Erfahrung Proportionalität zwischen Kraft und Beschleunigung

$$(1) \quad \mathfrak{P} = m \mathfrak{p} \text{ (dynamisches Grundgesetz von NEWTON).}$$

Der Proportionalitätsfaktor m , der die Masse heißt, läßt sich am einfachsten über die Schwerkraft, d. h. über das Gewicht messen.

$$(2) \quad \mathfrak{G} = m g; \quad G = m g; \quad m = G/g.$$

G wird gewöhnlich in kg oder t eingesetzt, während für g der Durchschnittswert von $9,81 \text{ msec}^{-2}$ zugrunde gelegt wird. Durch Einführen von (2) in (1) folgt

$$(3) \quad \mathfrak{P} = \frac{G}{g} \mathfrak{p}; \quad \frac{\mathfrak{P}}{p} = \frac{\mathfrak{G}}{g} = \frac{G}{g}.$$

Wirken auf den betrachteten Massenpunkt mehrere Kräfte ein, z. B. die Antriebskraft \mathfrak{A} , die Schwere \mathfrak{G} und der Widerstand \mathfrak{B} (Abb. 29), so ergibt sich \mathfrak{P} durch geometrische Aneinanderreihung dieser Kräfte gemäß

$$(4) \quad \mathfrak{P} = \mathfrak{A} + \mathfrak{G} + \mathfrak{B} + \dots$$

und heißt dann die resultierende Kraftwirkung.

Dividiert man (4) auf beiden Seiten durch die Masse m , so folgt für die den Kräften entsprechenden Beschleunigungen

$$(5) \quad \mathfrak{p} = \alpha + g + \mathfrak{w} + \dots$$

Werden (4) und (5) mit (1) und (2) verbunden, ergibt sich

$$(6) \quad \mathfrak{P} = \mathfrak{A} + \mathfrak{G} + \mathfrak{B} + \dots = m\alpha + mg + m\mathfrak{w} + \dots = m\mathfrak{p}; \quad m = G/g.$$

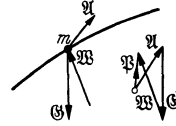


Abb. 29.

2. Mechanische Arbeit, Energiesatz, Leistung.

Betrachtet man die Bewegung eines Massenpunktes zwischen zwei durch die Ortsvektoren \mathbf{r}_1 und \mathbf{r}_2 gekennzeichneten Standorten (Abb. 30) und eine auf den Massenpunkt wirkende Teilkraft \mathfrak{Z} , so wird das Integral

$$A = \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{Z} d\mathbf{r}$$

als die von \mathfrak{Z} geleistete „mechanische Arbeit“ bezeichnet. Wirken mehrere Kräfte auf den Massenpunkt wie \mathfrak{A} , \mathfrak{G} , \mathfrak{B} , so ist die insgesamt geleistete Arbeit

$$(7) \quad \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{P} d\mathbf{r} = \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{A} d\mathbf{r} + \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{G} d\mathbf{r} + \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{B} d\mathbf{r} + \dots$$

Man bezeichnet insbesondere

$$A_{\mathfrak{A}} = \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{A} d\mathbf{r} = \text{zugeführte Arbeit}$$

$$A_{\mathfrak{G}} = \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{G} d\mathbf{r} = \text{Arbeit der Schwere oder Änderung der potentiellen Energie}$$

$$A_{\mathfrak{B}} = \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{B} d\mathbf{r} = \text{Reibungs- oder Verlustarbeit.}$$

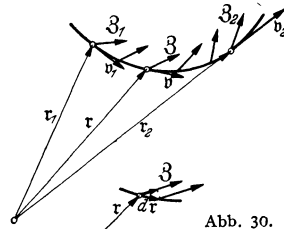


Abb. 30.

Fällt $A_{\mathfrak{A}}$ negativ aus, so ist keine Arbeit zugeführt, sondern es ist Arbeit abgezogen. $A_{\mathfrak{G}}$ ist bei Abwärtsbewegung positiv, bei Aufwärtsbewegung negativ; im ersteren Falle wird die potentielle oder Lageenergie vermindert, im letzteren erhöht. $A_{\mathfrak{B}}$ ist stets negativ, da die Reibung immer der Bewegung entgegenwirkt.

Die der resultierenden Kraftwirkung entsprechende Arbeit $A_{\mathfrak{P}}$ läßt sich noch umschreiben, wenn \mathfrak{P} und $d\mathbf{r}$ gemäß

$$\mathfrak{P} = m\mathfrak{p} = m \frac{d\mathbf{v}}{dt} \quad \text{und} \quad d\mathbf{r} = \frac{d\mathbf{r}}{dt} dt = \mathbf{v} dt$$

eingesetzt werden. Man erhält

$$(8) \quad A_{\mathfrak{P}} = \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{P} d\mathbf{r} = \int_{t_1}^{t_2} m \frac{d\mathbf{v}}{dt} \mathbf{v} dt = \int_{t_1}^{t_2} m \mathbf{v} \frac{d\mathbf{v}}{dt} dt = m \int_{\mathbf{v}_1}^{\mathbf{v}_2} \mathbf{v} d\mathbf{v} = \frac{m}{2} v_2^2 - \frac{m}{2} v_1^2.$$

Die Größe $\frac{m}{2} v^2$ wird als Wucht oder kinetische Energie bezeichnet. $A_{\mathfrak{P}}$ stellt somit die Zunahme an kinetischer Energie oder die in Geschwindigkeit umgesetzte Arbeit dar. Mit (8) geht (7) in den sog. Wucht- oder Energiesatz über,

$$(9) \quad \frac{m}{2} v_2^2 - \frac{m}{2} v_1^2 = \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{A} d\mathbf{r} + \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{G} d\mathbf{r} + \int_{\mathbf{r}_1}^{\mathbf{r}_2} \mathfrak{B} d\mathbf{r} + \dots \quad (\text{Energiesatz}).$$

Wird (9) auf ein rechtwinkliges Bezugssystem i_1x, i_2y, i_3z umgeschrieben (Abb. 31), so ergibt sich, wenn die i_3 -Richtung entgegengesetzt der Schwere gelegt wird,

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{m}{2} v_2^2 - \frac{m}{2} v_1^2 &= \int_{x_1}^{x_2} (A_x + W_x + \dots) dx + \int_{y_1}^{y_2} (A_y + W_y + \dots) dy + \\ &+ \int_{z_1}^{z_2} (A_z + G + W_z + \dots) dz = \int_{x_1}^{x_2} P_x dx + \int_{y_1}^{y_2} P_y dy + \int_{z_1}^{z_2} P_z dz. \end{aligned} \right.$$

Die mechanische Bedeutung des Energiesatzes liegt in der Möglichkeit, die Geschwindigkeit unmittelbar durch Quadraturen über den Projektionen der Bahnkurve bestimmen zu können (Abb. 31). Diese Möglichkeit läßt sich immer dort ausnutzen, wo die Bahnkurve vorgegeben ist, d. h. bei Führungsbewegungen.

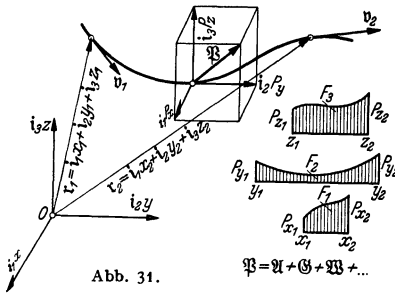


Abb. 31.

Die auf die Zeiteinheit bezogene mechanische Arbeit heißt Leistung. Dieser Begriff ist neben seiner maschinentechnischen Bedeutung insbesondere dort von Wichtigkeit, wo es sich um stationäre Bewegungserscheinungen handelt, wie bei der Strömung von Flüssigkeiten und Gasen. Hierbei sind Massen und Kräfte auf die Zeiteinheit (Sekunde)

zu beziehen. Werden sie demgemäß mit dem Index s versehen, so lautet der hier dem Energiesatz entsprechende Leistungssatz

$$(11) \quad \frac{m_s}{2} v_2^2 - \frac{m_s}{2} v_1^2 = \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{U}_s dt + \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{G}_s dt + \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{W}_s dt + \dots$$

(Leistungssatz bei stationärer Bewegung).

Einige Anwendungsbeispiele mögen nun noch die Nützlichkeit des Energiesatzes erläutern. Zunächst sei ein Fahrzeug vom Gewichte G betrachtet, das sich auf einer schrägen Straße (Steigungswinkel α) mit der Geschwindigkeit v abwärts bewegt, und nach der Wegstrecke s gefragt, auf der das Fahrzeug zum Stehen kommen wird, wenn mit der vollen zur Verfügung stehenden Bremskraft B gebremst und die Reibung durch einen gleichbleibenden Beiwert μ berücksichtigt wird.

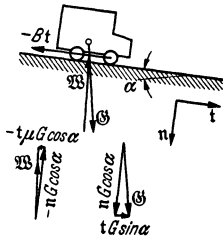


Abb. 32.

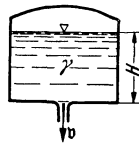


Abb. 33.

Auf das Fahrzeug wirken gemäß Abb. 32 die Antriebskraft $\mathfrak{U} = -Bt$, das Gewicht $\mathfrak{G} = tG \sin \alpha + nG \cos \alpha$ und der Widerstand $\mathfrak{W} = -t\mu G \cos \alpha - nG \cos \alpha$. Mit $dt = t ds$ folgt

$$\mathfrak{U} dt = -B ds; \quad \mathfrak{G} dt = G \sin \alpha ds; \quad \mathfrak{W} dt = -\mu G \cos \alpha ds.$$

Werden diese Ausdrücke in (10) eingeführt und $v_2 = 0, v_1 = v, m = G/g$ gesetzt, so ergibt sich

$$-\frac{G}{2g} v^2 = \int_0^s (-B + G \sin \alpha - \mu G \cos \alpha) ds = -(B + \mu G \cos \alpha - G \sin \alpha) s.$$

Die Auflösung nach s liefert

$$s = \frac{v^2/2g}{\frac{B}{G} + \mu \cos \alpha - \sin \alpha}.$$

Weiterhin sei ein Behälter betrachtet, der bis zu einer Höhe H mit Flüssigkeit gefüllt ist Mit welcher Geschwindigkeit wird die Flüssigkeit bei Öffnen des Bodenaustrittes (Abb. 33)?

Entsprechend dem Absinken des Flüssigkeitsspiegels muß jedes austretende Masseteilchen m unter der Wirkung seines Gewichtes mg sich von der Oberfläche zur Austrittsöffnung bewegen. Wird der praktisch bedeutungslose Flüssigkeitswiderstand vernachlässigt, so folgt, da außer der Schwere keine Antriebskraft wirkt und die Geschwindigkeit v zu Beginn der Bewegung null ist,

$$\frac{m}{2} v_2^2 = \int_{r_1}^{r_2} m g \, dr = mgH \quad \text{oder} \quad v_2 = \sqrt{2gH}$$

Schließlich möge noch die sog. BERNOULLISCHE Energiegleichung der reibungslosen Flüssigkeit aufgestellt werden. Hierzu sei gemäß Abb. 34 ein sich auf einer Stromlinie bewegendes Flüssigkeitsteilchen von der Masse $\frac{\gamma}{g} \Delta V$ betrachtet,

wobei ΔV ein kleines Raumelement sei. Bei Vernachlässigung des praktisch bedeutungslosen Flüssigkeitswiderstandes verbleiben lediglich Druckgefälle und Schwere als antreibende Kräfte. Von ersterem leistet nur die in die Strombahn fallende Teilkraft Arbeit, und zwar negative, da dp/ds der Bewegungsrichtung entgegenwirkt (Abb. 34). Man erhält

$$\begin{aligned} \int_{r_1}^{r_2} \mathfrak{A} \, dr &= - \int_{s_1}^{s_2} F \left(\frac{dp}{ds} \Delta s \right) ds = \\ &= - \Delta V \int_{s_1}^{s_2} \frac{dp}{ds} ds = \Delta V (p_1 - p_2). \end{aligned}$$

Ferner folgt für die Arbeit der Schwere, wenn z die geometrische Höhenlage bezeichnet,

$$\int_{r_1}^{r_2} \mathfrak{G} \, dr = - \int_{z_1}^{z_2} \gamma \Delta V \, dz = + \gamma \Delta V (z_1 - z_2).$$

Damit lautet die Energiegleichung

$$\frac{\gamma}{2g} \Delta V (v_2^2 - v_1^2) = \Delta V (p_1 - p_2) + \gamma \Delta V (z_1 - z_2).$$

Bei geeignetem Ordnen und Division durch $\gamma \Delta V$ folgt hieraus

$$\frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 \quad (\text{BERNOULLISCHE Energiegleichung}).$$

3. Bewegungsgröße, Impuls und Impulssatz.

Die mit der Masse multiplizierte Geschwindigkeit wird als Bewegungsgröße bezeichnet,

$$(12) \quad \mathfrak{B} = m\mathbf{v} \quad (\text{Bewegungsgröße}).$$

Die Differentiation von \mathfrak{B} ergibt bei Berücksichtigung von (1)

$$(13) \quad \frac{d\mathfrak{B}}{dt} = \mathfrak{P},$$

woraus durch Integration der sog. Impulssatz

$$(14) \quad \mathfrak{B}_2 - \mathfrak{B}_1 = \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{P} \, dt \quad (\text{Impulssatz})$$

folgt. Der Name rührt von der rechten Seite von (14) her, die man als Impuls bezeichnet.

Bei stationären Bewegungserscheinungen, wie bei Strömungen von Flüssigkeiten und Gasen, wird der Impuls gleich $\mathfrak{P} (t_2 - t_1)$ und man erhält mit

$$(15) \quad \mathfrak{B}_s = m_s \mathbf{v} \quad (\text{sekundliche Bewegungsgröße})$$

den Impulssatz für stationäre Bewegungen

$$(16) \quad \mathfrak{B}_{2s} - \mathfrak{B}_{1s} = \mathfrak{P} \quad (\text{Impulssatz für stationäre Bewegungen}).$$

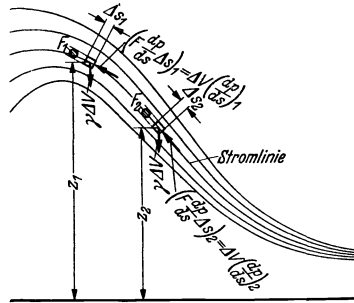


Abb. 34.

Um die Anwendung an einigen Beispielen zu erläutern, sei zunächst die Sprunghöhe des sog. Wechselsprunges bestimmt, durch den das Wasser eines Flußlaufes von der schießenden in die strömende Gleichgewichtslage übergeführt wird. Gemäß Abb. 35 liege ein trogartiges Flußbett von der Breite b vor, durch das die Wassermenge Q und dementsprechend die sekundliche Masse $m_s = \frac{\gamma}{g} Q$ hindurchzuleiten ist. Bezeichnen H_1 und H_2 die Wassertiefen vor und hinter dem Wechselsprung, so folgt aus Kontinuität der Strömung und Impulssatz

$$Q = v_1 b H_1 = v_2 b H_2; \quad v_1 = Q/b H_1; \quad v_2 = Q/b H_2.$$

$$P = \frac{\gamma}{g} Q (v_2 - v_1); \quad P = \frac{\gamma Q^2}{g b} \left(\frac{1}{H_2} - \frac{1}{H_1} \right).$$



Abb. 35.

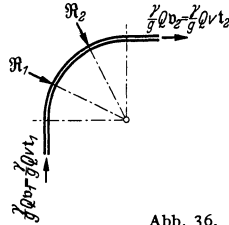


Abb. 36.

Andererseits ergibt die Differenz der statischen Wasserdrucke unterhalb und oberhalb des Wechselsprunges

$$P = \frac{\gamma}{2} b H_1^2 - \frac{\gamma}{2} b H_2^2.$$

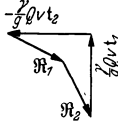


Abb. 37.

Werden beide P -Werte gleichgesetzt, erhält man

$$H_2 = -\frac{H_1}{2} + \sqrt{\frac{H_1^2}{4} + \frac{2 Q^2}{g b^2 H_1}}.$$

Weiterhin sei ein Rohrkrümmer von 90° Öffnungswinkel betrachtet, der gemäß Abb. 36 in zwei symmetrisch gelegenen Punkten gehalten ist. Bildet man nach (16) den resultierenden Vektor $\frac{\gamma}{g} Q (v_2 - v_1)$, so stellt dieser die auf die Stützpunkte entfallende Last dar. Diese kann dann weiter auf die Auflager verteilt werden. Abb. 37 zeigt das geschlossene Kräfteck der Impulse und Auflagerkräfte.

4. Der elastische Stoß.

Ein weiteres Anwendungsgebiet von Energie- und Impulssatz ist der elastische Stoß, den man durch eine mit der Geschwindigkeit v_0 auf eine Feder aufprallende Masse $m = G/g$ idealisieren kann (Abb. 38). Die Federkonstante, d. h. diejenige Last, die die Feder im ruhenden Zustande um 1 cm zusammendrückt, sei c .

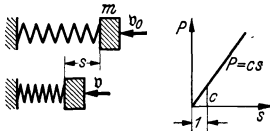


Abb. 38.

Wird der Impulssatz auf die hier vorliegende geradlinige Bewegung angewendet, so folgt

$$m (v_0 - v) = \int_0^t P dt.$$

Ist s die Zusammendrückung der Feder, kann für v und P

$$v = ds/dt; \quad P = cs$$

eingeführt werden, so daß man erhält

$$(17) \quad m \left(v_0 - \frac{ds}{dt} \right) = \int_0^t cs dt.$$

Dies ist eine Integralgleichung für s . Ihre Auflösung liefert bei Beachtung der vorgegebenen Randbedingungen

$$(18) \quad s = v_0 \sqrt{\frac{m}{c}} \sin t \sqrt{\frac{c}{m}}.$$

Die größte Zusammendrückung ist erreicht, wenn $t = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{m}{c}}$ wird. Hierfür

ergibt sich

$$(19) \quad \max s = v_0 \sqrt{\frac{m}{c}}; \quad \max P = v_0 \sqrt{mc} \quad \left(t = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{m}{c}} \right).$$

Für $t = \pi \sqrt{\frac{m}{c}}$ ist s wieder null und die Masse verläßt die Feder, vorausgesetzt, daß sie nicht durch sekundäre Wirkungen, z. B. Eigengewicht bei lotrechter Federlage, daran gehindert wird.

Die Geschwindigkeit folgt zu

$$(20) \quad v = v_0 \cos t \sqrt{\frac{c}{m}};$$

sie hat in dem Augenblick, wo die Masse die Feder wieder verläßt, ihren Anfangswert zurückgewonnen, nur das Vorzeichen ist umgekehrt worden. Die zugeführte kinetische Energie von $\frac{m}{2} v_0^2$ wird daher auch restlos wieder abgeführt. Zwischendurch findet eine Energieumsetzung in Formänderungsarbeit statt, die im Augenblicke der größten Zusammendrückung eine vollkommene ist (Abb. 39).

Um auch hier einige Beispiele anzuschließen, sei zunächst eine Laufkatze vom Gewichte G betrachtet, die mit einer Geschwindigkeit v_0 gegen die Pufferfedern einer Verladebrücke prallt (Abb. 40). Die Tragfähigkeit der Federn sei P , der zugehörige größte Federweg h m/Feder. Wieviel Federn sind notwendig, um den Stoß vollständig aufzufangen?

Mit $m = G/g$, $c = P/nh$, $\max P = P$ folgt aus (19)

$$n = \frac{v_0^2}{g h} \frac{G}{P}.$$

Ist beispielsweise $G = 160$ t, $v_0 = 60$ m/min = 1 m/sec, $P = 10$ t und $h = 0,15$ m, so errechnet sich $n = 10,7$. Es sind daher für jeden Brückenträger 5,35, d. h. sechs Federn notwendig.

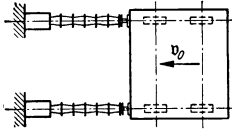


Abb. 40.

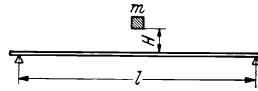


Abb. 41.

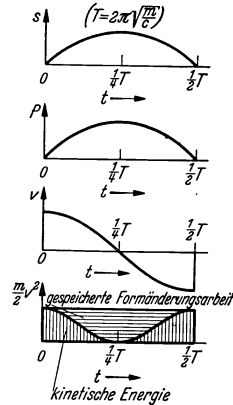


Abb. 39.

Weiterhin sei nach der Stoßkraft $\max P$ gefragt, die ein frei gelagerter Balken von der Länge l erfährt, wenn eine Last G aus der Höhe H mittig auf den Balken aufprallt (Abb. 41). Aus der Durchbiegung f einer Einzellast P in Balkenmitte,

$$f = P l^3 / 48 E I,$$

folgt zunächst die Federkonstante zu

$$c = P/f = 48 E I/l^3.$$

Die Aufprallgeschwindigkeit v_0 ergibt sich aus der Energiegleichung. Aus

$$G H = \frac{G}{g} \frac{v_0^2}{2}$$

folgt $v_0 = \sqrt{2 g H}$.

Man erhält daher nach (19) für die Stoßkraft $\max P$

$$\max P = \sqrt{2 g H} \sqrt{\frac{G}{g} \frac{48 E I}{l^3}} = \sqrt{96 G H E I}.$$

Ist beispielsweise $G = 1000$ kg = 1,0 t, $H = 1,0$ m, $l = 10$ m und handelt es sich um einen I 55 mit $E = 2150000$ kg/cm² = 21500000 t/m² und $I = 99184$ cm⁴ = 0,00099184 m⁴, so folgt

$$\max P = \sqrt{\frac{96 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 21500000 \cdot 0,00099184}{1000}} = 45,2 \text{ t.}$$

Die Stoßbelastung ist also im vorliegenden Falle das 45fache der statischen Last.

5. Die plötzliche oder schwingende Belastung.

Ein wichtiger Sonderfall des elastischen Stoßes ist die plötzliche Belastung. Der Stoß entsteht hierbei dadurch, daß die Last nicht allmählich in ihre statische Gleichgewichtslage übergeführt wird, sondern in diese gewissermaßen hineinfällt (Abb. 42). Bezeichnet man die elastische Federung aus der Ruhelage mit s und bis zur statischen Gleichgewichtslage mit s_0 , so ist

$$m = G/g; \quad c = G/s_0.$$

Ist P die zu einer Zwischenlage s gehörige Federkraft, so liefert die Energiegleichung, da P immer der Bewegung entgegenwirkt,

$$\frac{m}{2} (v^2 - v_0^2) = Gs - \int_0^s P ds.$$

Wird hierin $v_0 = 0$, $v = \frac{ds}{dt}$ und $P = cs = \frac{G}{s_0}s$ eingesetzt, folgt

$$v = \frac{ds}{dt} = \sqrt{2gs \left(1 - \frac{1}{2} \frac{s}{s_0}\right)}.$$

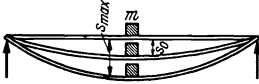


Abb. 42.

Die Integration unter Berücksichtigung der Randbedingungen liefert

$$(21) \quad s = s_0 \left(1 - \cos t \sqrt{\frac{g}{s_0}}\right),$$

d. h. eine harmonische Schwingung mit der Amplitude s_0 und der Kreisfrequenz $\omega = \sqrt{g/s_0}$. Hieraus erhält man die Federkraft

$$(22) \quad P = cs = G \left(1 - \cos t \sqrt{\frac{g}{s_0}}\right),$$

und damit die Stoßbelastung

$$(23) \quad \max P = 2G.$$

Sonach kann ein Tragwerk durch plötzliche Belastung bis zu 100% überlastet werden. Wieweit man sich in Wirklichkeit diesem Grenzwert nähert, hängt einerseits von der Spannweite, andererseits von der Fahrzeuggeschwindigkeit ab. Bei Brücken wird der dynamischen Zusatzbeanspruchung durch die sog. Stoßziffer φ Rechnung getragen, die zwischen 1,2 und 1,8 schwankt.

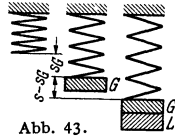


Abb. 43.

Für manche Anwendungsfälle sind auch noch Schwingungsdauer und Frequenz der durch die plötzliche Belastung hervorgerufenen Schwingung von Bedeutung. Hierfür erhält man aus (21)

$$(24) \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{s_0}{g}}; \quad n = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{s_0}}.$$

Oft stellt die plötzlich aufgebrachte Belastung nur einen Teil der schwingenden Last dar. Ist die erstere L , die letztere $G + L$, so lautet die Energiegleichung (Abb. 43)

$$\frac{G+L}{2g} v^2 = (G+L)(s - s_g) - \int_{s_g}^s P ds.$$

Mit

$$c = \frac{G}{s_g} = \frac{L}{s_l} = \frac{G+L}{s_g + s_l} \quad \text{und} \quad P = cs$$

erhält man

$$v = \frac{ds}{dt} = \sqrt{2g(s - s_g) \left(1 - \frac{1}{2} \frac{s + s_g}{s_g + s_l}\right)}.$$

Die Integration unter Berücksichtigung der Randbedingungen liefert

$$(25) \quad s = s_g + s_l \left(1 - \cos t \sqrt{\frac{g}{s_g + s_l}}\right).$$

Hieraus folgt die Federkraft

$$(26) \quad \left\{ \begin{aligned} P = cs &= (G + L) \left[\frac{s_g}{s_g + s_l} + \frac{s_l}{s_g + s_l} \left(1 - \cos t \sqrt{\frac{g}{s_g + s_l}} \right) \right] = \\ &= G + L \left(1 - \cos t \sqrt{\frac{g}{s_g + s_l}} \right), \end{aligned} \right.$$

und damit die Stoßkraft

$$(27) \quad \max P = G + 2L.$$

Ferner ergibt sich für Schwingungsdauer und Frequenz

$$(28) \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{s_g + s_l}{g}}; \quad n = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{s_g + s_l}}.$$

Im umgekehrten Falle einer plötzlich vorgenommenen Entlastung erhält man folgende Formeln:

$$(29) \quad s = s_g + s_l \cos t \sqrt{\frac{g}{s_g}};$$

$$(30) \quad P = G + L \cos t \sqrt{\frac{g}{s_g}}; \quad \min P = G - L;$$

$$(31) \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{s_g}{g}}; \quad n = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{s_g}}.$$

Um ein Beispiel anzuschließen, möge noch die plötzliche Entleerung einer Betonkübelkatze untersucht werden, die auf dem Tragsseil einer Kabelkrananlage verfahren wird. Ist gemäß

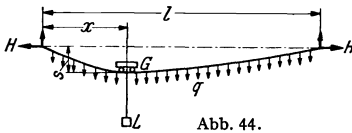


Abb. 44.

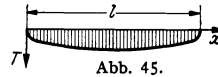


Abb. 45.

Abb. 44 l die Kabellänge, H der Seilzug, x der Abstand der Katze vom linken Kabelturm, und wird für die Schwingung das halbe Seilgewicht $\frac{1}{2}ql$ zur Masse der Katze geschlagen, so folgt bei gleichzeitiger Berücksichtigung des Seilgewichtdurchhanges s_e

$$s = s_e + s_g + s_l \cos t \sqrt{\frac{g}{s_g + s_e}}; \quad s_e = \frac{1}{2}ql \frac{x(l-x)}{lH}; \quad s_g = G \frac{x(l-x)}{lH}; \quad s_l = L \frac{x(l-x)}{lH}.$$

Nach Einsetzung der s -Werte und geeigneter Zusammenfassung ergibt sich

$$s = \frac{4x(l-x)}{l} \left[\frac{G + \frac{1}{2}ql}{4H} + \frac{L}{4H} \cos t \sqrt{\frac{glH}{(G + \frac{1}{2}ql)x(l-x)}} \right];$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(G + \frac{1}{2}ql)x(l-x)}{glH}}; \quad n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{glH}{(G + \frac{1}{2}ql)x(l-x)}}.$$

Ist $l = 150$ m, $G = 10$ t, $L = 10$ t, $H = 120$ t, $q = 0,05$ t/m, $\frac{1}{2}ql = 3,75$ t, so folgt insbesondere

$$s = \frac{4x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right) \left[4,29 + 3,12 \cos t \sqrt{\frac{2,28}{\frac{4x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right)}} \right];$$

$$\min s = 1,17 \cdot \frac{4x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right); \quad s_0 = 4,29 \cdot \frac{4x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right); \quad \max s = 7,41 \cdot \frac{4x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right).$$

In Seilmitte ($x = l/2$) ergeben sich demgemäß Durchgangsschwankungen von $\pm 3,12$ m, wenn der Kübel plötzlich entleert werden würde. Die Schwingungsdauer folgt zu

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\frac{4x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right)}{2,28}} = 4,16 \sqrt{\frac{4x}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right)} \text{ sec.}$$

Trägt man T als Funktion von x auf, so ergibt sich der in Abb. 45 wiedergegebene Verlauf. Je mehr man sich den Kabeltürmen naht, um so stärker beginnt das Seil zu zittern. Dies kann sich zuweilen recht nachteilig auf den Betonierbetrieb auswirken.

6. Drall- und Momentbegriff. Impulsmomentensatz.

Das vektorielle Produkt $\mathbf{r} \times m \mathbf{v} = \mathbf{r} \times \mathfrak{B}$ eines Massenpunktes (Abb. 46) wird als Drall oder Drehimpuls, dasjenige $\mathbf{r} \times m \mathbf{p} = \mathbf{r} \times \mathfrak{M}$ als Drehmoment oder Moment bezeichnet. Hierfür seien die Abkürzungen

$$(32) \quad \mathfrak{D} = \mathbf{r} \times m \mathbf{v} = \mathbf{r} \times \mathfrak{B} \quad (\text{Drall, Drehimpuls, Impulsmoment}),$$

$$(33) \quad \mathfrak{M} = \mathbf{r} \times m \mathbf{p} = \mathbf{r} \times \mathfrak{F} \quad (\text{Moment, Drehmoment})$$

gewählt. Differenziert man den Drall nach der Zeit, so folgt

$$\frac{d\mathfrak{D}}{dt} = \frac{d\mathbf{r}}{dt} \times m \mathbf{v} + \mathbf{r} \times m \frac{d\mathbf{v}}{dt} = \mathbf{v} \times m \mathbf{v} + \mathbf{r} \times m \mathbf{p} = \mathbf{r} \times m \mathbf{p},$$

und bei Einführung des Momentbegriffes nach (33)

$$(34) \quad d\mathfrak{D}/dt = \mathfrak{M}.$$

Hieraus ergibt sich durch Integration der sog. Impulsmomentensatz

$$(35) \quad \mathfrak{D}_2 - \mathfrak{D}_1 = \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{M} dt \quad (\text{Impulsmomentensatz}).$$

Die Gleichungen (34) und (35) stimmen mit (13) und (14) in der Form völlig überein. Man kann diese vier Gleichungen als die Grundlage der vektoriellen Mechanik bezeichnen.

Bei stationären Bewegungserscheinungen, wie bei Strömungen von Flüssigkeiten und Gasen, wird das Impulsmoment gleich $\mathfrak{M}(t_2 - t_1)$ und man erhält mit

$$(36) \quad \mathfrak{D}_s = \mathbf{r} \times m_s \mathbf{v} \quad (\text{sekundlicher Drall})$$

den Impulsmomentensatz für stationäre Bewegungen

$$(37) \quad \mathfrak{D}_{2s} - \mathfrak{D}_{1s} = \mathfrak{M}$$

(Impulsmomentensatz für stationäre Bewegungen).

Als Anwendungsbeispiel sei hier die Strömung durch eine FRANCIS-Radialturbine betrachtet. Ein den Leitapparat verlassendes Wasserteilchen fließe dem Schaufelrade mit der Eintrittsgeschwindigkeit \mathbf{v}_e zu. Nach Abzug der Umfangsgeschwindigkeit \mathbf{v}_f der Turbine verbleibt die Relativgeschwindigkeit $\mathbf{v}_e - \mathbf{v}_f$, mit der das Wasserteilchen auf die Schaufel auftrifft (Abb. 47). Hierbei ist es sehr wesentlich, daß $\mathbf{v}_e - \mathbf{v}_f$ möglichst gut mit der Tangentenrichtung

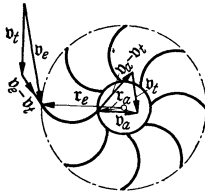


Abb. 47.

der Schaufel übereinstimmt, da sonst Stoßverluste in Erscheinung treten. Beim Durchströmen des Schaufelrades wird die Relativgeschwindigkeit zufolge der Krümmung der Schaufeln beständig abgelenkt. Die damit verbundenen Impulswirkungen ermöglichen die Abgabe der Drehenergie an die Turbine. An der Austrittsstelle überlagert sich die relative Austrittsgeschwindigkeit $\mathbf{v}_a - \mathbf{v}_f$ mit der Umfangsgeschwindigkeit \mathbf{v}_f der Turbine zu der absoluten Austrittsgeschwindigkeit \mathbf{v}_a (Abb. 47).

Wird nun (37) auf den betrachteten Stromfaden angewendet, so folgt für das an die Turbinenwelle abgegebene Drehmoment

$$\mathbf{r}_e \times m_s \mathbf{v}_e - \mathbf{r}_a \times m_s \mathbf{v}_a = \mathfrak{M}.$$

Da $\mathbf{r}_a \times \mathbf{v}_a$ und $\mathbf{r}_e \times \mathbf{v}_e$ für alle der Turbine zuströmenden Wasserteilchen gleich groß und gleichgerichtet sind, kann für m_s die gesamte zuströmende Wassermasse $\frac{\gamma}{g} Q$ eingeführt werden, und man erhält

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma Q}{g} (\mathbf{r}_e \times \mathbf{v}_e - \mathbf{r}_a \times \mathbf{v}_a).$$

Tritt das Wasser radial aus dem Schaufelrade aus, was $\mathbf{r}_a \times \mathbf{v}_a = 0$ entspricht, so ist die gesamte der Turbine zugeführte Drallenergie im Schaufelrade umgesetzt.

Durch Multiplikation von \mathfrak{M} mit der Winkelgeschwindigkeit ω ergibt sich die an der Turbinenwelle abziehbare Leistung

$$\mathfrak{P} = \mathfrak{M} \omega = \frac{\gamma Q \omega}{g} (\mathbf{r}_e \times \mathbf{v}_e - \mathbf{r}_a \times \mathbf{v}_a).$$

B. Dynamik der Punkthaufenbewegung.

1. Dynamische Grundgleichungen.

Faßt man eine bestimmte Anzahl von Massenpunkten, die sich im allgemeinen unabhängig voneinander bewegen können, zu einem geschlossenen System zusammen, so entsteht ein Massenpunkthaufen (Abb. 48). Ein Beispiel hierfür sind die Sonnensysteme mit ihren Planeten und Monden.

An einem Punkthaufen unterscheidet man äußere Kräfte \mathfrak{R}_a und gegenseitige oder innere Kräfte \mathfrak{R}_i . Betrachtet man beispielsweise die Schwingungsbewegung eines Fachwerkträgers, der gemäß Abb. 49 als Punkthaufen aufgefaßt werden kann, so sind die gegenseitigen oder inneren Kräfte die Stabkräfte. An jedem Massenpunkt sei \mathfrak{P}_a die Resultierende der äußeren, \mathfrak{P}_i die der gegenseitigen Kräfte.

Durch Überlagerung der an jedem Massenpunkt vorhandenen Einzelwirkungen ergeben sich die dynamischen Grundgleichungen des Punkthaufens. Hierbei

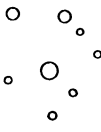


Abb. 48.

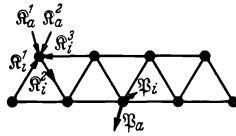


Abb. 49.

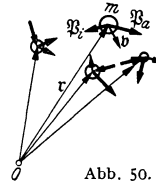


Abb. 50.

treten die inneren Kräfte nicht in Erscheinung, da sie sich gegenseitig auslöschen. Man erhält zunächst die Gleichungsketten (Abb. 50)

$$(38) \quad \sum (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) = \sum \mathfrak{P}_a = \sum m \mathfrak{p} = \sum m \frac{d\mathfrak{v}}{dt} = \frac{d \sum m \mathfrak{v}}{dt} = \frac{d \Sigma \mathfrak{B}}{dt};$$

$$(39) \quad \sum \mathfrak{r} \times (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) = \sum \mathfrak{r} \times \mathfrak{P}_a = \sum \mathfrak{M}_a = \sum \mathfrak{r} \times m \mathfrak{p} = \frac{d \Sigma \mathfrak{r} \times m \mathfrak{v}}{dt} = \frac{d \Sigma \mathfrak{D}}{dt},$$

und hieraus insbesondere

$$(40) \quad \sum \mathfrak{P} = \sum \mathfrak{P}_a = \frac{d \Sigma \mathfrak{B}}{dt}; \quad \sum \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{P}_a dt = \Sigma (\mathfrak{B}_2 - \mathfrak{B}_1) \quad (\text{Impulssatz des Punkthaufens});$$

$$(41) \quad \sum \mathfrak{M} = \sum \mathfrak{M}_a = \frac{d \Sigma \mathfrak{D}}{dt}; \quad \sum \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{M}_a dt = \Sigma (\mathfrak{D}_2 - \mathfrak{D}_1) \quad (\text{Impulsmomentensatz des Punkthaufens}).$$

In der Energiegleichung fallen die inneren Kräfte naturgemäß nicht heraus und es folgt

$$(42) \quad \sum \int_{\mathfrak{r}_1}^{\mathfrak{r}_2} (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) d\mathfrak{r} = \sum \frac{m}{2} (v_2^2 - v_1^2) \quad (\text{Energiegleichung des Punkthaufens}).$$

2. Prinzip der virtuellen Verrückungen; Arbeitsgleichungen.

Ein Massenpunkthaufen befinde sich im Zustande völliger Ruhe; dann müssen sich an jedem Massenpunkte \mathfrak{P}_a und \mathfrak{P}_i das Gleichgewicht halten, d. h. $\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i$ null sein. Betrachtet man nun einen zweiten derartigen Gleichgewichtszustand $\overline{\mathfrak{P}}_a + \overline{\mathfrak{P}}_i$, unter dessen Wirkung alle Massenpunkte eine im Verhältnis zu ihren Abständen sehr kleine Verrückung $\Delta \mathfrak{r}$ erfahren — z. B. eine solche durch elastische Verformungen —, so leistet der Ausgangsgleichgewichtszustand bei der Verrückung $\Delta \mathfrak{r}$ Arbeit. Erfolgt die Verrückung durch den zweiten Gleichgewichtszustand so, daß nach Erreichen von $\Delta \mathfrak{r}$ der Massenpunkthaufen sich wieder im Zustande

der Ruhe befindet — im Falle elastischer Verformungen bedingt dies ein allmähliches Aufbringen der Last —, so geht (42) mit $\dot{r}_2 - \dot{r}_1 = \Delta \bar{r}$ und wegen $v_2 = v_1 = 0$ über in

$$(43) \quad \Sigma (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) \Delta \bar{r} = 0.$$

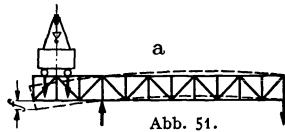
Da der zweite Gleichgewichtszustand und die zugehörige Verrückung meist nur ein gedachter, d. h. lediglich in der Vorstellung bestehender Zustand ist, nennt man $\Delta \bar{r}$ eine „scheinbare“ oder „virtuelle“ Verrückung. Demgemäß wird die Gedankenfolge, die zu (43) geführt hat, als „Prinzip der virtuellen Verrückungen“ bezeichnet.

Die Gl. (43) heißt die „Arbeitsgleichung“ und wird gewöhnlich in der Form

$$(44) \quad \Sigma \mathfrak{P}_a \Delta \bar{r} = - \Sigma \mathfrak{P}_i \Delta \bar{r} \quad (\text{Arbeitsgleichung bei virtueller Verrückung})$$

geschrieben. Sie besagt, daß die Arbeit der äußeren Kräfte bei einer virtuellen Verrückung gleich der negativen Arbeit der gegenseitigen (inneren) Kräfte ist.

Zu dem grundsätzlich gleichen Ergebnis gelangt man, wenn der Ausgangszustand als „gedacht“ oder „virtuell“ betrachtet wird, und die Verrückung, d. h. der zweite Gleichgewichtszustand eine Wirklichkeitsgröße darstellt. Man spricht dann vom „Prinzip der virtuellen Belastung“. In diesem Falle lautet die Arbeitsgleichung



$$(45) \quad \Sigma \bar{\mathfrak{P}}_a \Delta r = - \Sigma \bar{\mathfrak{P}}_i \Delta r \quad (\text{Arbeitsgleichung bei virtueller Belastung}).$$

Um ein Anwendungsbeispiel anzuschließen, sei nach der Durchsenkung f des Auslegerendes einer Drehkranverladebrücke gefragt, wenn der Drehkran in ungünstigster Endstellung auf dem Ausleger steht (Abb. 51). Man wird in diesem Falle das Prinzip der virtuellen Belastung anwenden und letztere gemäß Abb. 52 wählen.

Da die Stützkkräfte keine Verschiebungen Δr erfahren, ist die gesamte in (45) eingehende äußere Arbeit

$$\Sigma \bar{\mathfrak{P}}_a \Delta r = 1 \cdot f = f.$$

Die innere Arbeit besteht hier in der Arbeit der Stabkräfte. Werden diese immer paarweise zusammengefaßt, so folgt, da die Stabkraft S stets der Stabverformung Δs entgegenwirkt,

$$- \Sigma \bar{\mathfrak{P}}_i \Delta r = + \Sigma \bar{S} \Delta s.$$

Ferner liefert das Hookesche Gesetz

$$\Delta s = S s / E F \quad (s \text{ Stablänge, } F \text{ Stabquerschnitt, } E \text{ Elastizitätsmodul}).$$

Damit ergibt sich

$$f = \Sigma \frac{\bar{S} S s}{E F}.$$

Die Summation ist über sämtliche Stäbe zu erstrecken, wobei für \bar{S} die Stabkräfte des virtuellen für S die des tatsächlichen Belastungszustandes einzusetzen sind.

3. Einführung des Massenmittelpunktes (Schwerpunktes).

Wird mit $M = \Sigma m$ die Gesamtmasse des Systems bezeichnet, so nennt man denjenigen Punkt r_M des Raumes (Abb. 53), welcher der Gleichung

$$(46) \quad M r_M = \Sigma m r \quad (\text{Massenmittelpunkt, Schwerpunkt})$$

oder den Komponentengleichungen

$$(47) \quad M r_{1M} = \Sigma m r_{1s}, \quad M r_{2M} = \Sigma m r_{2s}, \quad M r_{3M} = \Sigma m r_{3s} \quad (\text{Massenmittelpunkt, Schwerpunkt})$$

genügt, den Massenmittelpunkt oder Schwerpunkt. Aus (46) folgt

$$(48) \quad \left\{ \begin{array}{l} M \frac{d r_M}{d t} = M v_M = \Sigma m v = \Sigma \mathfrak{B}; \\ M \frac{d v_M}{d t} = M \mathfrak{P}_M = \Sigma m \frac{d v}{d t} = \frac{d \Sigma \mathfrak{B}}{d t} \end{array} \right\} \quad (\text{Massenmittelpunkt, Schwerpunkt}).$$

Wird (40) in (48) berücksichtigt, ergibt sich

$$(49) \quad \Sigma \mathfrak{P} = \Sigma \mathfrak{P}_a = M v_M \quad (\text{Massenmittelpunkt, Schwerpunkt}).$$

Nach (49) bewegt sich der Schwerpunkt eines Punkthaufens so, als wären alle Kräfte und die gesamte Masse in ihm vereinigt.

Ist $\Sigma \mathfrak{P} = 0$, d. h. heben sich die Kraftwirkungen innerhalb eines Punkthaufens auf, so bewegt sich der Massenmittelpunkt stets mit gleichbleibender Geschwindigkeit, wie auch die Bewegungen der Massenpunkte im einzelnen sein mögen.

Ist $\Sigma \mathfrak{P} = 0$ und verharrt der Massenmittelpunkt in einem bestimmten Augenblick in Ruhe, so verbleibt er dauernd in Ruhe.

Wird z. B. in dem Fachwertträger von Abb. 49 zu einem gewissen Zeitpunkt t_0 eine Schwingung ohne äußere Kräfte \mathfrak{P}_a , d. h. lediglich durch Stabkräfte \mathfrak{P}_i ausgelöst, so verbleibt der Massenmittelpunkt in Ruhe, da $\Sigma \mathfrak{P}_a = 0$ und $v_M = 0$ für $t = t_0$ ist. Der Massenmittelpunkt des schwingenden Systems bleibt also immer der gleiche, in welcher Schwingungsphase man sich auch befinden möge.

Bezeichnet \bar{r} den Ortsvektor in bezug auf den Schwerpunkt, so ergibt sich (Abb. 53)

$$(50) \quad r = r_M + \bar{r}.$$

Demgemäß spaltet sich ein Moment in

$$\mathfrak{M} = r \times \mathfrak{P} = r_M \times \mathfrak{P} + \bar{r} \times \mathfrak{P},$$

und man erhält bei Berücksichtigung von (49)

$$\Sigma \mathfrak{M} = r_M \times \Sigma \mathfrak{P} + \Sigma \bar{r} \times \mathfrak{P} = r_M \times M v_M + \Sigma \bar{r} \times \mathfrak{P} = \mathfrak{M}_M + \Sigma \bar{\mathfrak{M}}.$$

In entsprechender Weise folgt für das Impulsmoment bei Berücksichtigung von (48)

$$\Sigma \mathfrak{D} = r_M \times \Sigma m v + \Sigma \bar{r} \times m v = r_M \times M v_M + \Sigma \bar{r} \times m v = \mathfrak{D}_M + \Sigma \bar{\mathfrak{D}}.$$

Führt man die Aufspaltungen in (41) ein, ergibt sich

$$(51) \quad \mathfrak{M}_M + \Sigma \bar{\mathfrak{M}} = \frac{d \mathfrak{D}_M}{dt} + \frac{d \Sigma \bar{\mathfrak{D}}}{dt}.$$

Da für die im Massenmittelpunkte vereinigt gedachte Gesamtmasse der Impulsmomentensatz der Punktbewegung gilt, spaltet sich (51) in

$$(52) \quad \mathfrak{M}_M = \frac{d \mathfrak{D}_M}{dt}; \quad \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{M}_M dt = \mathfrak{D}_2 M - \mathfrak{D}_1 M \quad (\text{Impulsmomentensatz der im Schwerpunkt vereinigten Gesamtmasse}).$$

$$(53) \quad \Sigma \bar{\mathfrak{M}} = \frac{d \Sigma \bar{\mathfrak{D}}}{dt}; \quad \int_{t_1}^{t_2} \Sigma \bar{\mathfrak{M}} dt = \Sigma (\bar{\mathfrak{D}}_2 - \bar{\mathfrak{D}}_1) \quad (\text{Impulsmomentensatz in bezug auf den sich bewegenden Schwerpunkt})$$

Weiterhin folgt aus (50) durch Differentiation

$$(54) \quad v = v_M + \bar{v}; \quad m v = m v_M + m \bar{v},$$

und durch Summierung über alle Impulse

$$(55) \quad \Sigma m v = M v_M + \Sigma m \bar{v}.$$

Andererseits ist nach der ersten der Gl. (48)

$$\Sigma m v = M v_M,$$

so daß sich ergibt

$$(56) \quad \Sigma m \bar{v} = \Sigma \bar{\mathfrak{P}} = 0 \quad (\text{Impulssatz in bezug auf den sich bewegenden Schwerpunkt}).$$

Unter Beachtung von (54) und (56) läßt sich die rechte Seite von (42) in der Form

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{m}{2} (v_2^2 - v_1^2) &= \Sigma \frac{m}{2} (v_2^2 M - v_1^2 M) + \Sigma \frac{m}{2} (\bar{v}_2^2 - \bar{v}_1^2) = \\ &= \frac{M}{2} (v_2^2 M - v_1^2 M) + \Sigma \frac{m}{2} (\bar{v}_2^2 - \bar{v}_1^2) \end{aligned}$$

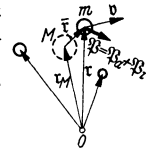


Abb. 53.

schreiben, während die linke Seite mit (50) in

$$\begin{aligned} \sum_{\tau_1}^{\tau_2} \int (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) d\tau &= \sum_{\tau_{1M}}^{\tau_{2M}} \int (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) d\tau_M + \sum_{\bar{\tau}_1}^{\bar{\tau}_2} \int (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) d\bar{\tau} = \\ &= \int_{\tau_{1M}}^{\tau_{2M}} \left(\sum \mathfrak{P}_a \right) d\tau_M + \sum_{\bar{\tau}_1}^{\bar{\tau}_2} \int (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) d\bar{\tau} \end{aligned}$$

übergeht. Man erhält daher

$$(57) \quad \begin{cases} \int_{\tau_{1M}}^{\tau_{2M}} \left(\sum \mathfrak{P}_a \right) d\tau_M + \sum_{\bar{\tau}_1}^{\bar{\tau}_2} \int (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) d\bar{\tau} = \\ = \frac{M}{2} (v_{2M}^2 - v_{1M}^2) + \sum \frac{m}{2} (\bar{v}_2^2 - \bar{v}_1^2). \end{cases}$$

Da für die im Schwerpunkt vereinigt gedachte Gesamtmasse die Energiegleichung der Punktbewegung gilt, spaltet sich (57) auf in

$$(58) \quad \int_{\tau_{1M}}^{\tau_{2M}} \left(\sum \mathfrak{P}_a \right) d\tau_M = \frac{M}{2} (v_{2M}^2 - v_{1M}^2) \quad (\text{Energiesatz für den Schwerpunkt}).$$

$$(59) \quad \sum_{\bar{\tau}_1}^{\bar{\tau}_2} \int (\mathfrak{P}_a + \mathfrak{P}_i) d\bar{\tau} = \sum \frac{m}{2} (\bar{v}_2^2 - \bar{v}_1^2) \quad (\text{Energiesatz für die Relativbewegung um den sich bewegenden Schwerpunkt}).$$

4. Der verlustfreie Zusammenstoß.

In dem Sonderfalle, wo $\sum \mathfrak{P} = 0$ und $\sum \mathfrak{M} = 0$ sind, sprechen die Gleichungen (40) und (41) die Sätze von der Erhaltung des System-Impulses und des

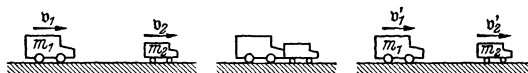


Abb. 54.

System-Dralles aus. Diese bilden zusammen mit dem Satze von der Erhaltung der Energie eine wichtige Grundlage für die Lösung zahlreicher dynamischer Aufgaben.

Handelt es sich z. B. um den verlustfreien Zusammenstoß zweier Fahrzeuge auf gerader Bahn (Abb. 54), so bestehen zwischen den Geschwindigkeiten v_1 und v_2 bzw. v_1' und v_2' vor bzw. nach dem Zusammenstoß die folgenden Beziehungen

$$m_1 v_1 + m_2 v_2 = m_1 v_1' + m_2 v_2' \quad (\text{Erhaltung der Impulse});$$

$$\frac{m_1}{2} v_1^2 + \frac{m_2}{2} v_2^2 = \frac{m_1}{2} v_1'^2 + \frac{m_2}{2} v_2'^2 \quad (\text{Erhaltung der Energie}).$$

Die Auflösung liefert

$$(60) \quad v_1' = \frac{m_1 - m_2}{m_1 + m_2} v_1 + \frac{2 m_2}{m_1 + m_2} v_2; \quad v_2' = \frac{m_2 - m_1}{m_2 + m_1} v_2 + \frac{2 m_1}{m_2 + m_1} v_1.$$

5. Übergang zum kontinuierlichen Punkthaufen.

Handelt es sich um einen kontinuierlichen Punkthaufen, wie im Falle einer strömenden Flüssigkeit oder eines schwingenden Körpers, so gehen die Summen in Integrale über. Werden auf die Raumeinheit bezogene Vektoren durch Sterne gekennzeichnet, ergibt sich:

$$(61) \quad \int^{(V)} \mathfrak{P}_a^* dV = \frac{d}{dt} \int^{(V)} \mathfrak{B}^* dV; \quad \int_{t_1}^{(V) t_2} \mathfrak{P}_a^* dt dV = \int^{(V)} (\mathfrak{B}_2^* - \mathfrak{B}_1^*) dV \quad (\text{Impulssatz});$$

$$(62) \quad \int^{(V)} \mathfrak{M}_a^* dV = \frac{d}{dt} \int^{(V)} \mathfrak{D}^* dV; \quad \int_{t_1}^{(V) t_2} \mathfrak{M}_a^* dt dV = \int^{(V)} (\mathfrak{D}_2^* - \mathfrak{D}_1^*) dV \quad (\text{Impulsmomentensatz});$$

$$(63) \quad \int_{r_1}^{(V) r_2} (\mathfrak{P}_a^* + \mathfrak{P}_i^*) d r dV = \int^{(V)} \frac{\gamma}{2g} (v_2^2 - v_1^2) dV \quad (\text{Energiesatz}).$$

$$(64) \quad \int^{(V)} \mathfrak{P}_a^* \Delta \bar{r} dV = - \int^{(V)} \mathfrak{P}_i^* \Delta \bar{r} dV \quad (\text{Arbeitsgleichung bei virtueller Verrückung});$$

$$(65) \quad \int^{(V)} \mathfrak{P}_a^* \Delta r dV = - \int^{(V)} \mathfrak{P}_i^* \Delta r dV \quad (\text{Arbeitsgleichung bei virtueller Belastung}).$$

$$(66) \quad M = \int^{(V)} \frac{\gamma}{g} dV; \quad \mathfrak{P}_M = \int^{(V)} \mathfrak{P}^* dV; \quad \mathfrak{M}_M = r_M \times \mathfrak{P}_M; \quad \mathfrak{D}_M = r_M \times \mathfrak{B}_M.$$

$$(67) \quad M r_M = \int^{(V)} \frac{\gamma}{g} r dV; \quad M v_M = \mathfrak{B}_M = \int^{(V)} \frac{\gamma}{g} v dV; \quad M p_M = \mathfrak{P}_M = \int^{(V)} \frac{\gamma}{g} p dV.$$

$$(68) \quad \mathfrak{P}_M = M p_M = \frac{d \mathfrak{B}_M}{dt}; \quad \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{P}_M dt = \mathfrak{B}_{2M} - \mathfrak{B}_{1M} \quad (\text{Impulssatz des Schwerpunktes});$$

$$(69) \quad \mathfrak{M}_M = M r_M \times p_M = \frac{d \mathfrak{D}_M}{dt}; \quad \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{M}_M dt = \mathfrak{D}_{2M} - \mathfrak{D}_{1M} \quad (\text{Impulsmomentensatz des Schwerpunktes}).$$

$$(70) \quad \int^{(V)} \mathfrak{B}^* dV = 0 \quad (\text{Impulssatz in bezug auf den sich bewegenden Schwerpunkt}).$$

$$(71) \quad \mathfrak{M}_D = \int^{(V)} \bar{r} \times \mathfrak{P}^* dV = \int^{(V)} \mathfrak{M}^* dV \quad (\text{Abkürzung}).$$

$$(72) \quad \mathfrak{M}_D = \frac{d}{dt} \int^{(V)} \mathfrak{D}^* dV; \quad \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{M}_D dt = \int^{(V)} (\mathfrak{D}_2^* - \mathfrak{D}_1^*) dV \quad (\text{Impulsmomentensatz in bezug auf den sich bewegenden Schwerpunkt}).$$

$$(73) \quad \int_{r_{1M}}^{r_{2M}} \mathfrak{P}_M d r_M = \frac{M}{2} (v_{2M}^2 - v_{1M}^2) \quad (\text{Energiesatz des Schwerpunktes});$$

$$(74) \quad \int_{r_1}^{(V) \bar{r}_2} (\mathfrak{P}_a^* + \mathfrak{P}_i^*) d \bar{r} dV = \int^{(V)} \frac{\gamma}{2g} (\bar{v}_2^2 - \bar{v}_1^2) dV \quad (\text{Energiesatz der Relativbewegung um den sich bewegenden Schwerpunkt}).$$

C. Dynamik des starren Körpers.

1. Dynamische Grundgleichungen.

Der starre Körper stellt den einfachsten Sonderfall des kontinuierlichen Punkthaufens dar. Die Gl. (61) bis (74) bilden daher auch den Ausgangspunkt der Dynamik des starren Körpers. Die Grundgleichungen (68) und (69) der Schwerpunktsbewegung können unmittelbar übernommen werden. Sie lauten etwas ausführlicher geschrieben:

$$(75) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{P}_M = M v_M = \frac{d M v_M}{dt} = \frac{d \mathfrak{B}_M}{dt}; \\ \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{P}_M dt = M (v_{2M} - v_{1M}) = \mathfrak{B}_{2M} - \mathfrak{B}_{1M} \quad (\text{Schwerpunkt-Bewegung}). \end{array} \right.$$

$$(76) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{M}_M = \tau_M \times \mathfrak{P}_M = \frac{d (\tau_M \times M v_M)}{dt} = \frac{d \mathfrak{D}_M}{dt}; \\ \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{M}_M dt = M (\tau_{2M} \times v_{2M} - \tau_{1M} \times v_{1M}) = \mathfrak{D}_{2M} - \mathfrak{D}_{1M}. \end{array} \right.$$

Die Gl. (70), nach welcher die Resultierende der Impulse der Relativbewegung um eine Schwerachse verschwindet, gilt selbstverständlich auch hier.

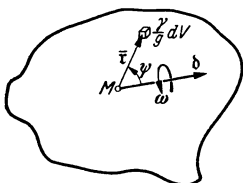


Abb. 55.

$$(77) \quad \int \mathfrak{B}^* dV = 0.$$

Um den Drall der Drehbewegung um eine Schwerachse \mathfrak{D} ausdrücken zu können, muß Gl. I, 73 berücksichtigt werden, nach der

$$(78) \quad \bar{v} = d \bar{r} / dt = \omega \mathfrak{b} \times \bar{r}$$

ist. Wird der resultierende Drall um \mathfrak{b} gemäß

$$(79) \quad \mathfrak{D}_D = \int \mathfrak{D}^* dV$$

abgekürzt, so folgt mit (78), wenn ψ den Winkel zwischen \bar{r} und \mathfrak{b} bezeichnet (Abb. 55),

$$(80) \quad \mathfrak{D}_D = \int \frac{\gamma}{g} \bar{r} \times (\omega \mathfrak{b} \times \bar{r}) dV = \omega \mathfrak{b} \int \frac{\gamma}{g} r^2 \sin^2 \psi dV + \omega \int \frac{\gamma}{g} n r^2 \sin \psi \cos \psi dV.$$

In dem zweiten Integral von (80) stellt n den Normalenvektor des durch \bar{r} bestimmten Drehkreises senkrecht zur \mathfrak{b} -Achse dar (Abb. 55 a). Da dieses Integral im allgemeinen nicht verschwindet, weichen Drallrichtung und Drehrichtung gewöhnlich voneinander ab. Man bezeichnet:

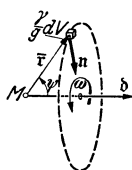


Abb. 55 a.

$$(81) \quad \mathfrak{b} \int \frac{\gamma}{g} r^2 \sin^2 \psi dV = \mathfrak{S}_b = \mathfrak{b} I_b \quad (\text{Trägheitsmomentenvektor}),$$

$$(82) \quad \int \frac{\gamma}{g} n r^2 \sin \psi \cos \psi dV = \mathfrak{C}_b \quad (\text{Deviationsmomenten- oder Zentrifugalmomentenvektor}).$$

Mit (81) und (82) schreibt sich (80) in der Form

$$(83) \quad \mathfrak{D}_D = \omega (\mathfrak{S}_b + \mathfrak{C}_b) = \omega (\mathfrak{b} I_b + \mathfrak{C}_b).$$

Das Deviationsmoment $|\mathfrak{C}_b|$ verschwindet bei jedem starren Körper für drei aufeinander senkrecht stehende Drehachsen, die als Hauptachsen bezeichnet werden. Verfügt der Körper über Symmetrieebenen, so stehen die Hauptachsenrichtungen auf diesen senkrecht. Die zu den Hauptachsen gehörigen Trägheitsmomente heißen Hauptträgheitsmomente.

$$(84) \quad \mathfrak{D}_D = \omega \mathfrak{S} = \omega \mathfrak{b} I \quad (\text{für Hauptträgheits- oder Hauptachsen}).$$

Sind die Hauptachsen eines Körpers bekannt, so läßt sich die Berechnung der Deviationsmomente umgehen, indem alle Vektoren nach den Hauptachsen aufgespalten werden.

$$(85) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{D}_D = \mathfrak{D}_{D_1} + \mathfrak{D}_{D_2} + \mathfrak{D}_{D_3} = \omega \mathfrak{S} = \omega_1 \mathfrak{S}_1 + \omega_2 \mathfrak{S}_2 + \omega_3 \mathfrak{S}_3 = \\ = \omega \mathfrak{b} I = \omega_1 \mathfrak{b}_1 I_1 + \omega_2 \mathfrak{b}_2 I_2 + \omega_3 \mathfrak{b}_3 I_3; \end{array} \right.$$

$$(86) \quad \mathfrak{D}_{D_1} = \omega_1 \mathfrak{S}_1 = \omega_1 \mathfrak{b}_1 I_1; \quad \mathfrak{D}_{D_2} = \omega_2 \mathfrak{S}_2 = \omega_2 \mathfrak{b}_2 I_2; \quad \mathfrak{D}_{D_3} = \omega_3 \mathfrak{S}_3 = \omega_3 \mathfrak{b}_3 I_3.$$

Mit (79) lautet die den Impulsmomentensatz der Drehbewegung aussprechende Gl. (72)

$$(87) \quad \mathfrak{M}_D = \frac{d \mathfrak{D}_D}{dt}; \quad \int_{t_1}^{t_2} \mathfrak{M}_D dt = \mathfrak{D}_{2D} - \mathfrak{D}_{1D}.$$

Es verbleibt nun noch die Umschreibung der Energiesätze. Der Energiesatz (73) der Schwerpunktbeziehung kann unmittelbar übernommen werden.

$$(88) \quad \int_{r_1M}^{r_2M} \mathfrak{P}_M d r_M = \frac{M}{2} (v_{2M}^2 - v_{1M}^2).$$

Für die Drehwucht oder kinetische Drehenergie — rechte Seite von (74) — ergibt sich nach Einführen von (78) und bei Berücksichtigung von (81)

$$(89) \quad \left\{ \begin{aligned} \int \frac{(V)}{2g} (\bar{v}_2^2 - \bar{v}_1^2) dV &= \frac{1}{2} (\omega_2^2 - \omega_1^2) \int \frac{(V)}{g} (b \times \bar{r})^2 dV = \\ &= \frac{1}{2} (\omega_2^2 - \omega_1^2) \int \frac{(V)}{g} r^2 \sin^2 \psi dV = \frac{1}{2} I_D (\omega_2^2 - \omega_1^2). \end{aligned} \right.$$

Damit folgt für den Energiesatz der Drehbewegung

$$(90) \quad \left\{ \begin{aligned} \int_{\bar{r}_1}^{(\bar{r}_2)} (\mathfrak{P}_a^* + \mathfrak{P}_a^*) d \bar{r} dV &= \mathfrak{D}_D + \Delta \mathfrak{D}_D \\ \text{aufgewandte Dreharbeit} &= \\ \frac{1}{2} I_D (\omega_2^2 - \omega_1^2). \end{aligned} \right.$$

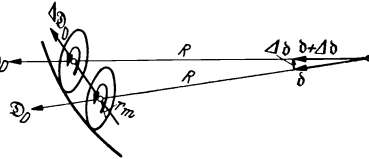


Abb. 56.

Um ein Anwendungsbeispiel für den Drallsatz (87) anzuschließen, sei das unter I, B, 3 behandelte Beispiel nochmals aufgegriffen und nach dem Drehmoment gefragt, das der Drall eines Laufrades in einem eine Kurve durchfahrenden Fahrzeuge hervorruft (vgl. hierzu Abb. 56).

Da die Drehachse des Laufrades eine Hauptachse ist, folgt zunächst aus (84)

$$\mathfrak{D}_D = \omega b I_b,$$

und mit $\omega = v_M/R_a$

$$\mathfrak{D}_D = b \frac{v_M I_b}{R_a}.$$

Hieraus ergibt sich nach (87), wenn ω_F die Winkelgeschwindigkeit des Fahrzeuges bezeichnet,

$$\mathfrak{M}_D = \frac{db}{dt} \frac{v_M I_b}{r_a} = t \omega_F \frac{v_M I_b}{r_a} = t \frac{v_M}{R} \frac{v_M I_b}{r_a} = t \frac{v_M^2 I_b}{R r_a}.$$

Wird I_b auf den Laufradkranz beschränkt, erhält man

$$I_b = \frac{\gamma}{g} V r_m^2 \quad (V = \text{Laufkranzvolumen})$$

und damit

$$\mathfrak{M}_D = t \frac{\gamma}{g} V \frac{v_M^2 r_m^2}{R r_a}.$$

In Anwendung auf das oben gewählte Zahlenbeispiel mit $v_M = 27,7 \text{ msec}^{-1}$, $R = 500 \text{ m}$, $r_m = 0,9 r_a$ folgt

$$\mathfrak{M}_D = t \frac{\gamma}{g} V r_a \cdot 1,25 = 0,127 G r_a t.$$

Wollte man wie früher von der Coriolisbeschleunigung ausgehen, so ergäbe sich (Abb. 19)

$$\mathfrak{M}_D = t \frac{\gamma}{g} \frac{V}{2\pi} \int_0^{2\pi} |\mathfrak{P}_c| r_m \sin \varphi d\varphi = t \frac{\gamma}{g} \frac{V}{2} \cdot 2,77 r_m = 0,127 G r_a t,$$

d. h. derselbe Wert.

Weiterhin sei eine Drehlaufkatze betrachtet (Abb. 57), die sich mit der Winkelgeschwindigkeit ω_e um ihre symmetrisch gelegene Achse dreht und mit voller Wucht gegen die Puffer fährt. Um zunächst das Trägheitsmoment zu berechnen, denkt man sich das Brückengewicht gleichmäßig über die Länge $L = 2R$ verteilt. Wird die meist geringe Seitenausdehnung des Trägers unberücksichtigt gelassen, so folgt

$$I = \frac{G}{2Rg} \int_{-R}^{+R} x^2 dx = \frac{GR^3}{3g}.$$

Sind die Federn um das Maß $s = R(\varphi - \varphi_e)$ eingedrückt, so lautet die Energiegleichung (90)

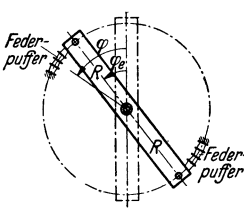


Abb. 57.

$$2 \int_0^s P ds = \frac{I}{2} (\omega_e^2 - \omega^2).$$

Nun ist $P = cs = cR(\varphi - \varphi_e)$; $ds = R d\varphi$, so daß sich ergibt

$$2 \int_0^s cR^2 (\varphi - \varphi_e) d\varphi = \frac{I}{2} (\omega_e^2 - \left(\frac{d\varphi}{dt}\right)^2) = \frac{GR^3}{6g} \left(\omega_e^2 - \left(\frac{d\varphi}{dt}\right)^2\right).$$

Die Integration unter Berücksichtigung der Randbedingungen liefert

$$\varphi = \varphi_e + \omega_e \sqrt{\frac{G}{6gc}} \sin t \sqrt{\frac{6gc}{G}},$$

und damit

$$\max \varphi = \varphi_e + \omega_e \sqrt{\frac{G}{6gc}}, \quad \max P = cR(\max \varphi - \varphi_e) = R \omega_e \sqrt{\frac{Gc}{6g}}.$$

2. Das Gleichgewicht.

Man bezeichnet einen starren Körper als „im Gleichgewicht befindlich“, wenn die Summe aller Kräfte und Momente für einen beliebigen Bezugspunkt verschwindet. Die entsprechenden Bedingungsbedingungen lauten, unter Einschaltung des Schwerpunktes,

$$(91) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sum \mathfrak{P} = \mathfrak{P}_M = 0 \\ \sum r \times \mathfrak{P} = r \times \mathfrak{P}_M + \mathfrak{M}_D = 0 \end{array} \right\} \text{ Gleichgewichtsbedingungen.}$$

$$(92) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{P}_M = 0 \\ \mathfrak{M}_D = 0 \end{array} \right\} \text{ Gleichgewichtsbedingungen.}$$

Wird ein Vektorkreuz i_1, i_2, i_3 als Bezugssystem eingeführt und werden \mathfrak{P} und r in diesem gemäß

$$(93) \quad \left. \begin{array}{l} \mathfrak{P} = i_1 P_x + i_2 P_y + i_3 P_z \\ r = i_1 x + i_2 y + i_3 z \end{array} \right\} (i_1 i_2 = i_2 i_3 = i_3 i_1 = 0)$$

ausgedrückt (Abb. 58), so zerfällt (91) in die 6 Koordinatengleichungen

$$(94) \quad \left. \begin{array}{l} \sum P_x = 0 \\ \sum P_y = 0 \\ \sum P_z = 0 \end{array} \right\} \text{ (Kräftegleichgewicht);}$$

$$(95) \quad \left. \begin{array}{l} \sum (y P_z - z P_y) = 0 \\ \sum (z P_x - x P_z) = 0 \\ \sum (x P_y - y P_x) = 0 \end{array} \right\} \text{ (Momentengleichgewicht).}$$

Der den Gleichgewichtsbedingungen entsprechende Bewegungszustand des starren Körpers heißt Gleichgewichtszustand. Aus (92) folgt in Verbindung mit (75) und (87) zunächst

$$(96) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{P}_M(t) = \mathfrak{P}_M(t_0) \\ \mathfrak{M}_D(t) = \mathfrak{M}_D(t_0) \end{array} \right\} \text{ (Gleichgewicht-Zustandsgleichungen),}$$

d. h. die Sätze von der Erhaltung des Massenmittelpunktimpulses und des auf die Drehung um den Schwerpunkt bezogenen Drallimpulses. Der erstere bedingt eine

gleichbleibende Geschwindigkeit des Schwerpunktes, der letztere eine Drehung mit gleichbleibender Winkelgeschwindigkeit um eine der drei *Hauptachsen*, denn der Drallvektor würde bei der Drehung des Körpers um eine beliebige Schwerpunktsachse zwar seine Größe, aber nicht die Richtung beibehalten, da seine Bahn ein Kegel wäre. Demgemäß läßt sich (96) auch in der Form schreiben

$$(97) \quad \begin{cases} v_M(t) = v_M(t_0); \\ \omega_D(t) = \omega_D(t_0) \quad (\text{D Hauptachse}) \end{cases}$$

(Gleichgewichts-Zustandsgleichungen)

Nach I, B, 1 ist die gleichzeitige Verschiebung und Drehung eines Körpers einer Schraubung gleichwertig. Der Gleichgewichtszustand stellt daher im allgemeinsten Falle eine Schraubung mit gleichbleibender Geschwindigkeit um eine den drei Hauptachsen parallele Achse dar.

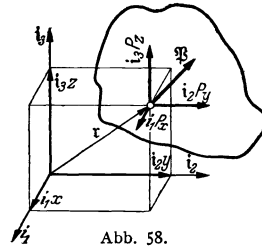


Abb. 58.

Sonderfälle des Gleichgewichts sind eine Verschiebung mit gleichbleibender Geschwindigkeit oder eine Drehung mit gleichbleibender Winkelgeschwindigkeit um eine den Hauptachsen parallele Achse. Eine Ausartung von beiden ist der Zustand der Ruhe.

3. Die Trägheits-Gegenwirkungen.

Für die Bewegung eines starren Körpers auf geradliniger Bahn ist nach (75) eine Kraft $\mathfrak{P} = M p$ erforderlich. Man kann diesen Tatbestand auch so ausdrücken, daß, um M mit der Beschleunigung p zu bewegen, ein Widerstand in Höhe von $\mathfrak{I} = -m p$ überwunden werden muß, der zwar äußerlich nicht sichtbar ist, aber in dem allgemeinen, schon von NEWTON ausgesprochenen Erfahrungsgesetz

$$\text{actio} = \text{reactio}$$

begründet liegt. Im vorliegenden Falle wird die Gegenwirkung als Trägheitskraft bezeichnet.

$$(98) \quad \mathfrak{I} = -m p \quad (\text{Trägheitskraft}).$$

Bewegt sich der Körper auf gekrümmter Bahn, so tritt zu der in die Bahnrichtung fallenden Beschleunigung p_t noch die Krümmung erzwingende Normal- oder Zentripetalbeschleunigung p_n hinzu. Durch Multiplikation mit der Masse ergeben sich hieraus die Bahnkraft $\mathfrak{P}_t = M p_t$ und die Zentripetalkraft $\mathfrak{P}_n = M p_n$. Die zugehörigen Trägheitsgegenwirkungen werden als Bahn-Trägheitskraft und Zentrifugalkraft

$$(99) \quad \mathfrak{I}_t = -M p_t; \quad \mathfrak{I}_n = -M p_n$$

bezeichnet.

Handelt es sich schließlich um eine Relativbewegung, so setzt sich die Beschleunigung nach I (78) aus Führungs-, Coriolis- und Relativbeschleunigung zusammen, woraus durch Multiplikation mit der Masse die entsprechenden Kräfte folgen. Die Trägheitsgegenkräfte sind

$$(100) \quad \mathfrak{I}_F = -M p_F; \quad \mathfrak{I}_C = -M p_C; \quad \mathfrak{I}_R = -M p_R.$$

In ähnlicher Weise kann man bei der Drehbewegung von Trägheits-Gegenmomenten usw. sprechen, worauf weiter einzugehen sich erübrigt.

4. Das dynamische Gleichgewicht. D'ALEMBERT'sches Prinzip.

Durch Heranziehung der Trägheitsgegenwirkungen lassen sich die dynamischen Grundgleichungen auch in der Form von Gleichgewichtsbedingungen schreiben

$$(101) \quad \left\{ \begin{array}{l} \Sigma \mathfrak{P} - \frac{d\mathfrak{B}_M}{dt} = 0 \\ \Sigma \mathfrak{M} - \frac{d(\mathfrak{D}_M + \mathfrak{D}_D)}{dt} = 0 \end{array} \right\} \text{ bzw. } \begin{array}{l} \mathfrak{P}_M - \frac{d\mathfrak{B}_M}{dt} = 0 \\ \mathfrak{M}_M + \mathfrak{M}_D - \frac{d\mathfrak{D}_M}{dt} - \frac{d\mathfrak{D}_D}{dt} = 0. \end{array}$$

Die Gl. (101) gestatten, dynamische Problemstellungen auf statische zurückzuführen, wodurch die Lösung vieler Aufgaben, wie Bestimmung von Reaktionskräften, Gelenkdrucken u. dgl. ungemein erleichtert wird. Die statische Behandlung dynamischer Probleme wird als

„D'ALEMBERTSches Prinzip“ bezeichnet.

Um ein Beispiel anzuschließen, sei ein einziehbarer Kranausleger (Abb. 59) betrachtet, der während des Einziehens durch Reißens der Einziehschleife in seine Ausgangsgleichgewichtslage zurückschnellt. Ist h_0 die Fallhöhe im Augenblicke des Reißens, h die Fallhöhe in irgendeiner Zwischenlage, a der Schwerpunktsabstand zum Drehpunkt und ω die Winkelgeschwindigkeit, so liefert zunächst die Energiegleichung

$$G(h_0 - h) = \frac{1}{2} M a^2 \omega^2 + \frac{1}{2} I \omega^2 = \frac{1}{2} (M a^2 + I) \omega^2.$$

Hieraus folgt

$$\omega = \sqrt{\frac{2G(h_0 - h)}{M a^2 + I}}.$$

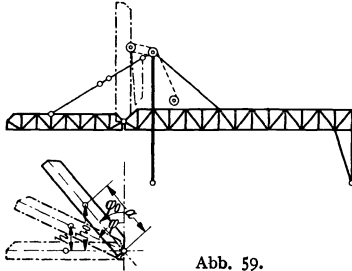


Abb. 59.

Weiterhin ergibt sich durch Differentiation der Energiegleichung

$$-G \frac{dh}{dt} = (M a^2 + I) \omega \dot{\omega}.$$

Nun ist nach Abb. 59

$$h_0 - h = a (\cos \varphi_0 - \cos \varphi); \quad \frac{dh}{dt} = -a \sin \varphi \frac{d\varphi}{dt} = -a \omega \sin \varphi.$$

Man erhält daher

$$\dot{\omega} = \frac{G a \sin \varphi}{M a^2 + I}.$$

Damit sind Winkelgeschwindigkeit und Winkelbeschleunigung der Drehbewegung bekannt.

Da Geschwindigkeit und Beschleunigung vom Auslegerdrehpunkt aus linear zunehmen, liegt bei Annahme gleichmäßiger

Massenverteilung der Angriffspunkt der resultierenden Trägheitskraft im vorderen Drittelpunkt der Auslegerschwerlinie (Abb. 60). Die Bahnkomponente ist

$$\mathfrak{I}_t = -t \frac{G}{g} \dot{\omega} a,$$

die Zentrifugalkomponente

$$\mathfrak{I}_n = -n \frac{G}{g} \omega^2 a.$$

Ihre Resultierende \mathfrak{I} läßt sich mit dem Eigengewicht \mathfrak{G} zu einer Gesamtergebnierenden vereinigen die gemäß Abb. 61 von Hängestange und Drehpunkt aufgenommen wird. Das zugehörige geschlossene Kräfteck des dynamischen Gleichgewichtszustandes ist aus Abb. 62 ersichtlich.

Da es sich im vorliegenden Falle um eine plötzlich in Erscheinung tretende Belastung von Hängestange und Brückenhauptträger handelt, sind gemäß II, a, 5 die aus dem dynamischen Gleichgewichtszustande sich ergebenden Stabkräfte zwecks Erfassung der Größtbeanspruchung zu verdoppeln.



Abb. 60.

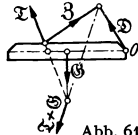


Abb. 61.



Abb. 62.

Mechanik flüssiger Körper.

Von
 Dr.-Ing. R. WINKEL,
 o. Professor, Braunschweig.

I. Der hydrostatische Wasserdruck.

Auf den Boden eines wassergefüllten Gefäßes wirkt ein Wasserdruck, dessen Größe durch das Gewicht der auf den Boden auflastenden Wassersäule bedingt wird, deren Höhe gleich der Wassertiefe z (in m) ist. Demnach ist bei dem Einheitsraumgewicht des Wassers γ (in t/m^3) der Druck auf eine Bodenfläche F (in m^2)

$$(1) \quad P = \gamma z F \text{ (in t)}$$

oder auf die Flächeneinheit m^2 bezogen, die Druckspannung

$$(2) \quad p = \gamma z \text{ (in } t/m^2 \text{)}.$$

Vielfach wird die Druckspannung in kg/cm^2 angegeben, dann wird diese durch Einsetzen von 1000 kg statt 1 t und von 10000 cm^2 statt 1 m^2 erhalten: 1 $t/m^2 = 0,1 kg/cm^2$, bzw. auch 1 $t/m^2 = rd. 0,1 \text{ at}$ (Atmosphärendruck).

Beispiel: $z = 8 \text{ m}$; $p = 0,1 (1 t/m^3 \cdot 8 \text{ m}) = 0,8 kg/cm^2$.

Der Druck auf eine schräge oder lotrechte Wand eines Wasserbehälters ist ebenfalls von der Tiefenlage der jeweils betrachteten Stelle unter der Wasser-

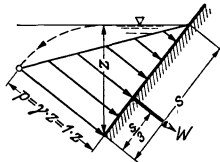


Abb. 1.

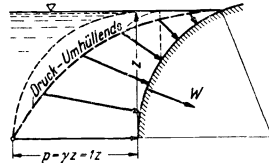


Abb. 2.

oberfläche abhängig. In der Tiefe z unter der Oberfläche mögen an einer unendlich kleinen Wasserkugel die Druckspannungen p_r in beliebigen radialen Richtungen vorausgesetzt werden. Wenn Gleichgewicht vorhanden sein soll, d. h. wenn die Kugelform bestehen bleiben soll, dann müssen alle Spannungen p_r , die vom Kugelmittelpunkt aus nach allen Richtungen hin wirken, gleich groß sein; es ist daher ganz allgemein auch $p_r = \gamma z$ entsprechend der Gl. (2). Der Druck auf eine schräge oder lotrechte Wand wird demnach unabhängig von der Größe der Wandneigung durch Gl. (2) angegeben; er ist an der Wasseroberfläche gleich Null und nimmt mit der Tiefe linear zu, da $p = \gamma z$ geometrisch die Gleichung einer Geraden ist. Trägt man in verschiedenen Tiefen den jeweils zugehörigen Wasserdruck — etwa für 1 m Wandlänge — auf, so erhält man die Belastungsfläche, deren Gesamtkraft W durch den Schwerpunkt dieser Fläche geht und dementsprechend die Wandlinie s im unteren Drittelpunkt ($s/3$) schneidet (Abb. 1).

Für eine Wandbreite b ist nun

$$(3) \quad W = 0,5 \gamma z s b$$

und für den Sonderfall einer lotrechten Wand, für die $s = z$ ist,

$$(4) \quad W = 0,5 \gamma z^2 b.$$

Beispiel: $z = 18 \text{ m}$; $s = 20 \text{ m}$; $b = 4 \text{ m}$; $W = 0,5 \cdot 1 t/m^3 \cdot 18 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} = 720 \text{ t}$.

A. Wasserauftrieb.

Taucht ein Körper in Wasser ein, so erfährt er eine Gewichtsverminderung. Ist das Einheitsraumgewicht des eintauchenden Körpers γ' , so ist bei vollständig eintauchenden Körper mit dem Rauminhalt Vol (= Volumen) die Gewichtsverminderung so groß wie das Gewicht des verdrängten Wasserraumes beträgt, man bezeichnet diese als Auftrieb, der hier also $A = \gamma \cdot \text{Vol}$ ist. Somit beträgt das Gewicht eines ganz eintauchenden Körpers $-\gamma = 1$ (t/m^3) gesetzt —

(5)
$$G_w = (\gamma' - 1) \text{ Vol.}$$

Beispiel: Der Rauminhalt eines Steines ist $\text{Vol} = 0,01 \text{ m}^3$; $\gamma' = 2,3 \text{ t/m}^3$; Gewicht in der Luft $G = 2,3 \cdot 0,01 = 0,023 \text{ t}$ Gewicht im Wasser $G_w = (2,3 - 1) \cdot 0,01 = 0,013 \text{ t}$ und der Auftrieb $A = 1 \cdot 0,01 = 0,01 \text{ t}$.

Der Unterschied $G - G_w = A$ wird Auftrieb genannt, weil diese Kraft der Schwerkraft entgegen gerichtet nach aufwärts wirkt. Es ist das Gewicht im Wasser $G_w = G - A$ dann negativ, wenn $G < A$ oder $\gamma' < \gamma$ ist; in einem solchen Falle schwimmt der zunächst gewaltsam ganz untergetauchte Körper wieder zur Oberfläche empor; dabei bleibt aber ein Teil seines Raumes = $\frac{1}{m}$ Vol eingetaucht.

Der Körper schwimmt dann in Ruhelage, wenn das Körpergewicht und der Auftrieb gleich groß geworden sind, so daß Gleichgewicht besteht. Mithin

(6)
$$\gamma' \cdot \text{Vol} = \gamma \frac{\text{Vol}}{m} \text{ oder } m = \frac{\gamma'}{\gamma} \text{ und } A = \gamma \left(\frac{\gamma'}{\gamma} \right) \text{ Vol.}$$

Beispiel: 1. $\gamma' > \gamma$. Eine Betonmauer von 2 m Stärke, 5 m Höhe und 100 m Länge steht 3 m tief im Wasser; $\gamma' = 2,2 \text{ t/m}^3$. $G = 2 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 100 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ t/m}^3 = 2200 \text{ t}$; $A = 2 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 100 \text{ m} \cdot 1 \text{ t/m}^3 = 600 \text{ t}$. Probe: [Gl. (5)] $G_w = G - A = 1600 \text{ t}$, ferner — über Wasser $2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 100 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ t/m}^3 = 880 \text{ t}$ — und unter Wasser $2 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 100 \text{ m} \cdot (2,2 - 1) \text{ t/m}^3 = 720 \text{ t}$; $880 + 720 = 1600 \text{ t} = G_w$.

2. $\gamma' < \gamma$. Ein Balken hat $\gamma' = 0,7 \text{ t/m}^3$, Höhe und Breite je 0,4 m, Länge = 10 m; wie tief taucht dieser Balken in Wasser ein? [Gl. (6)] $m = 1 : 0,7 = 1,43$, demnach Eintauchtiefe $h/m = 0,4 \text{ m} \cdot 0,7 = 0,28 \text{ m}$. Probe: $G = 0,7 \text{ t/m}^3 \cdot 10 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} = 1,12 \text{ t}$. $A = 1 \text{ t/m}^3 \cdot 10 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,28 \text{ m} = 1,12 \text{ t}$.

3. Ein schwimmend einzufahrender Senkkasten hat innen $9 \text{ m} \cdot 6 \text{ m}$ und außen $10 \text{ m} \cdot 7 \text{ m}$ Grundfläche, Sohle 0,5 m stark, und 5 m Höhe, $\gamma' = 2,2 \text{ t/m}^3$. — $\text{Vol} = 2(0,5 \cdot 9 \cdot 5) + 2(0,5 \cdot 7 \cdot 5) + (0,5 \cdot 6 \cdot 9) = 107 \text{ m}^3$. $G = 2,2 \text{ t/m}^3 \cdot 107 \text{ m}^3 = 235,4 \text{ t}$. Die Eintauchtiefe sei x , also $10 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot x \cdot 1 \text{ t/m}^3 = 235,4 \text{ t}$ oder $x = 235,4 : 70 = 3,36 \text{ m}$. Demnach behält der schwimmende Senkkasten $5 \text{ m} - 3,36 \text{ m} = 1,64 \text{ m}$ Freibordhöhe, so daß ein Hineinschlagen von Wasser im Wellengang nicht zu befürchten ist.

B. Bedingung für die Erhaltung der Schwimmlage (Metazentrum).

Der Schwimmkörper mit dem Querschnitt $1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 6$ (Abb. 3) taucht in der Ruhelage bis zur Linie $3 \cdot 4$ ein, die die *Schwimmebene* genannt wird.

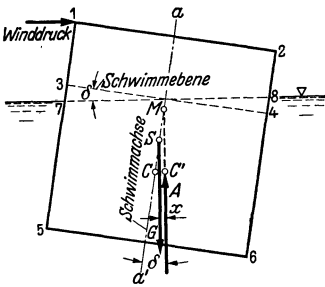


Abb. 3.

Senkrecht zu ihr geht durch den Querschnittsschwerpunkt S die *Schwimmachse* $a \cdot a'$.

Der Auftrieb A greift im Schwerpunkt C des eintauchenden Querschnitts $3 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 6$ an; die Verbindungslinie $A \cdot C$ stimmt mit der Schwimmachse überein.

Wird nun durch eine äußere Kraft, etwa durch im Punkte 1 angreifenden Winddruck, der Schwimmkörper aus seiner Ruhelage heraus um den φ gedreht, so taucht jetzt der Querschnitt $7 \cdot 8 \cdot 5 \cdot 6$ ein, der zwar mit $3 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 6$ gleich große Fläche hat, dessen Schwerpunkt C' aber um x seitlich

gegen S verschoben ist (Bestimmung des Schwerpunktes am einfachsten in bekannter Weise zeichnerisch). Eine Lotrechte durch C' trifft nun die um den φ aus der Lotrechten herausgedrehten Schwimmachse $a \cdot a'$ im Punkte M , der

Metazentrum genannt wird und der Abstand $\overline{M \cdot S}$ wird die metazentrische Höhe genannt.

Die Lage von C' ist nach Abb. 3 mit dem φ δ veränderlich und damit also auch die Lage von M sowie die Länge der metazentrischen Höhe $\overline{M \cdot S}$.

Soll die Schwimmachse $a \cdot a'$ nach Aufhören der äußeren Kraft in 1 wieder in die lotrechte Lage zurückkehren, d. h. soll die ursprüngliche Schwimmebene 3 \cdot 4 wieder in die Ebene der Wasseroberfläche gelangen, so muß stets die Bedingung erfüllt bleiben, daß das Metazentrum M stets oberhalb des Querschnittschwerpunktes S liegt. — Diese Untersuchung wird am einfachsten etwa so, wie es Abb. 3 zeigt, zeichnerisch durchgeführt; das Moment des Kräftepaars $G \cdot x = A \cdot x$ muß so wirken, daß φ δ wieder Null wird, d. h. es muß aufrichtend wirken.

C. Der Innendruck in Rohrleitungen.

Bei hohem Druckgefälle H ist in einer Druckrohrleitung ein erheblicher Innendruck p vorhanden. Die Abb. 4 zeigt einen halben Rohrquerschnitt; die in der Rohrlängswand herrschende Zugkraft Z wird durch p und durch den Rohrdurchmesser d in ihrer Größe bedingt. Um Z zu bestimmen, gehen wir von der Belastung eines Bogenstückes ds aus; wir zerlegen in dem betrachteten Punkte den radial gerichteten Druck p nach p_y und nach p_x und ebenso ds nach dy und dx (Abb. 4). Der φ δ zwischen p_y und p wird auch zwischen dx und ds eingeschlossen, da die Schenkel beider Winkel aufeinander senkrecht stehen. Es ist demnach $\cos \delta \equiv p_y/p = dx/ds$, für eine Rohrlänge = 1 ist daher $p_y \cdot ds = p dx$; wenn man in den angeschriebenen Grenzen summiert

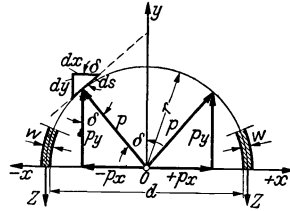


Abb 4.

$$p_y \int_{ds=0}^{ds=\pi} ds = p \int_{dx=-r}^{dx=+r} dx$$
 folgt

$$p_y \int_{ds=0}^{ds=\pi} ds = p \int_{dx=-r}^{dx=+r} dx \text{ folgt}$$

$$(7) \quad p_y (r \cdot \pi) = p \cdot 2r = p d.$$

Hierin ist p_y für jeden Punkt in der Größe bestimmbar; p_x braucht nicht berücksichtigt zu werden, da jedem $-p_x$ ein gleich großes $+p_x$ entgegen gerichtet ist. Aber auch die p_y Werte brauchen nicht ermittelt zu werden, denn aus der Gl. (7) geht hervor, daß für die Rohrlänge 1 auch $2Z = p \cdot d \cdot 1$ ist, oder

$$(8) \quad Z = 0,5 \cdot p \cdot d \cdot 1.$$

Beispiel: Bei einem Wasserkraftwerk ist $H = 280$ m und $\max H = \text{rd. } 300$ m; Rohrdurchmesser $d = 0,5$ m; die zulässige Rohrbeanspruchung $\sigma = 1000$ kg/cm². — Nach Gl. (2) ist $p = 1 \text{ t/m}^2 \cdot 300 \text{ m} = 300 \text{ t/m}^2 = 30 \text{ kg/cm}^2$. Für eine Rohrlänge von 1 cm ist $Z = 0,5 (30 \text{ kg/cm}^2 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}) = 750 \text{ kg}$. Die erforderliche Mindestwandstärke ist demnach, da $\sigma \cdot w \cdot 1 = Z$ ist, $w = 750 \text{ kg} : (1000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1 \text{ cm}) = 0,75 \text{ cm}$.

II. Bandströmung = laminare Bewegung.

Wir kennen zwei Strömungsarten: die laminare oder Bandströmung und die turbulente oder Flechtströmung. Bei der laminaren (lamina-Schicht) oder Bandströmung bewegt sich das Wasser nur sehr langsam in zur Fließrichtung parallel gerichteten Bändern. Die Widerstände, die bei der Bandströmung auftreten, werden durch die Zähigkeit des Wassers bedingt: Gleiten zwei Wasserschichten mit je v bzw. $(v + dv)$ Geschwindigkeit aneinander vorbei, so entsteht infolge der Zähigkeit des Wassers eine Schubspannung

$$(8) \quad \tau = \kappa \frac{dv}{dz}.$$

Hierin ist dv der Geschwindigkeitsunterschied beider Wasserschichten und dz deren Schichtdicke.

Nach den Untersuchungen des deutschen Altmeisters des Wasserbaues, Dr. GORTHLIF HAGEN (1797—1884), denen später die Arbeiten von POISEUILLE und REYNOLDS folgten, wird die Zähigkeit und das „kinematische Zähigkeitsmaß“

$\nu = \kappa \frac{\xi}{\gamma}$ für die Bestimmung der Widerstände benutzt. Da aber dieses, im cm-gr-Sek-System angegebene Maß sich in technische Berechnungen nur nach Umrechnungen einführen läßt, schlug H. D. KREY (1866—1928)¹ statt dessen den erweiterten Kehrwert $\varrho = 1,2/10^6 \nu$ vor, der dementsprechend im m-t-Sek-System ausgedrückt ist und sich ohne Umwertung in technische Berechnungen einpaßt; das Zähigkeitsmaß hängt in seiner Größe von der Wasserwärme ab, so ergibt sich für Wasserwärme von

0° Celsius der Wert	$\varrho = 0,62$	Sek/m ²
+ 5°	„	„ $\varrho = 0,79$ „
+10°	„	„ $\varrho = 0,92$ „
+13,2°	„	„ $\varrho = 1,00$ „
+15°	„	„ $\varrho = 1,05$ „
+20°	„	„ $\varrho = 1,32$ „
+30°	„	„ $\varrho = 1,46$ „

Da für die Flüsse Deutschlands ungefähr 13° Celsius als durchschnittliche Wasserwärme angenommen werden kann, ergibt sich noch der Vorteil, daß vielfach $\varrho = \text{rd. } 1$ in die Rechnungen eingeführt werden kann, z. B. in die HAGEN-REYNOLDSsche Kennzahl für Fließwiderstände $\nu l \varrho$, die für ν in m/Sek und für l in m eine reine Zahl (dimensionslos) ist. Die Forschungen ergaben, daß stets Bandströmung vorhanden ist, wenn die Kennzahlen $\nu s \varrho < 0,002$ sind (m/Sek und $s =$ Weite des Durchflußraumes in m).

Das Fließgefälle J steht mit dem Fließwiderstande im ursächlichen Zusammenhange: Die antreibende Kraft P ist die Seitenkraft des Gewichtes eines unter J geneigten Wasserraumes mit dem Querschnitte F und der Länge L also $P = (\nu F \cdot L) \cdot J$ ($J = \text{tg } \alpha = \sin \alpha$, da α klein, den die Wasserspiegellinie mit der Waagerechten einschließt, kleiner als 5° ist), der Widerstand P' ist gleich der Gleitspannung am benetzten Umfange U auf der Länge L , mithin $P' = \tau U L = \kappa \frac{dv}{dx} U L$. Bei gleichförmiger und gleichbleibender Bewegung ist $P = P'$.

Aus diesen Ansätzen folgt

$$(9) \quad J = a_1 \frac{v}{r^2},$$

worin $r = F : U$ ist, als allgemeines Fließgesetz und Widerstandsgesetz für die laminare Bandströmung (vgl. hierzu R. WINKEL: Hydromechanik der Druckrohrleitungen, München 1919, S. 6—8).

Die Grundwasserbewegung.

Im Erdreich kann das Grundwasser sich nur laminar bewegen, daher ist die für die Bandströmung geltende Gl. (9) anzuwenden. Wenn a_1 und r für die gegebene Bodenart als angenähert unveränderliche Werte angenommen werden können, läßt sich Gl. (9) auch umformen in

$$(10) \quad v = k J = k \frac{dz}{dx}.$$

Die Abb. 5 zeigt einen Grundwasserstrom in einem Flußufer; hierbei handelt es sich um die *einfache, ebene* Grundwasserbewegung. Für den Durchfluß ist das Verhältnis a der Hohlräume im Boden (Porenvolumen) zum Gesamttraum maßgebend. Ist $F = z b$ der Gesamtquerschnitt, so gelangt (Abb. 5) $q = (a z b) k \frac{dz}{dx}$ zum Abfluß; die unveränderlichen Größen sollen in K zusammengefaßt werden, dann ist $q = K b z \frac{dz}{dx}$. Die Integration liefert mit der Grenzbedingung, daß für

¹ Prof. Dr.-Ing. e. h. HANS DETLEF KREY leitete die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin; seine Forschungen brachten zahlreiche grundlegende Erkenntnisse.

$x = 0$ die Ordinate $z = z_1$ ist, $q x = K b (x^2/2) + \text{Const}$ und mit $x = 0$ auch $\text{Const} = -K b z_1^2/2$, mithin $q x = 0,5 K b (x^2 - z_1^2)$ daraus folgt

$$(11) \quad z = \sqrt{\frac{2 q x}{K b} + z_1^2}.$$

Die Kurve dieser Gleichung ist eine quadratische Parabel, die indessen etwas umgebildet wird, weil K sich mit $J = dz/dx$ gleichsinnig ändert und außerdem von der HAGEN-REYNOLDSSchen Zahl $v s e$ abhängt ($s =$ Weite der Hohlräume), daher nimmt K mit zunehmender Wasserwärme zu. Ferner ist noch zu beachten, daß nicht immer die Grundwasserlinie am Flußufer gerade mit der Wasserspiegelhöhe des Flusses übereinstimmen braucht. Es ist insbesondere nach starken Niederschlägen durchaus möglich, daß die Grundwasserlinie die Uferböschung oberhalb des Flußwasserspiegels trifft, wobei das Grundwasser zum Teil an der Uferböschung herabsickert. In einem solchen Fall trifft die oben gemachte Grenzbedingung, daß für $x = 0$ die Ordinate $= z_1$ ist, offenbar nicht mehr zu. In dieser Hinsicht sind alle Grundwasserberechnungen letzten Endes doch nur als Näherungslösungen anzusehen.

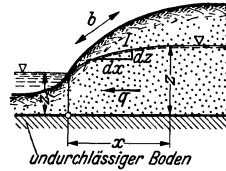


Abb. 5.

Bei einer Grundwassersenkung durch ein Brunnenrohr (Abb. 6) erfolgt eine räumliche Grundwasserbewegung; auch diese ist für die Baupraxis von großer Bedeutung. Die oben angestellten Überlegungen bleiben auch hier bestehen, nur ist statt der durchströmten Fläche $F = a z b$ hier die Mantelfläche eines Zylinders $F = a (2 \pi x) z$ einzusetzen. Daher lautet

der Ansatz $q = a (2 \pi x) z k \frac{dz}{dx}$. Die Integration liefert $q \ln x = K' z^2 + \text{Const}$. Die Grenzbedingung $z = z_1$ für $x = r$ liefert den Wert $\text{Const} = q \ln r - K' z_1^2$, daher ist

$$(12) \quad z = \sqrt{\frac{q \ln(x/r)}{K'} + z_1^2}.$$

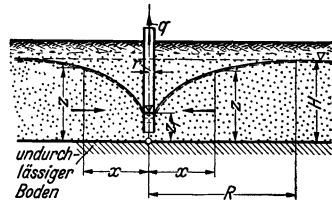


Abb. 6.

Die räumliche Grundwasserbewegung bildet demnach einen Umdrehungskörper aus, dessen Erzeugende eine Logarithmus-naturalis-Kurve ist. Aber auch hier gilt die bei der einfachen, ebenen Grundwasserbewegung gemachte Einschränkung hinsichtlich des K' Wertes und hinsichtlich der Grenzbedingung $z = z_1$ für $x = r$, da zuweilen im Brunnenrohre, der Wasserstand tiefer liegen kann als der Grundwasserstand an der äußeren Brunnenwandung.

In der Baupraxis spielt bei einer Grundwassersenkung noch die sog. Reichweite R eine Rolle, das ist die Entfernung $x = R$, in der noch die ursprüngliche Spiegelhöhe des ungestörten Grundwassers vorhanden ist, die um H über der undurchlässigen Schicht liegt (Abb. 6). Setzen wir in die Gl. (12) die Werte $z = H$ für $x = R$ ein, so folgt

$$(13) \quad H = \sqrt{\frac{q \ln(R/r)}{K'} + z_1^2}.$$

Aus dieser Beziehung kann andererseits auch die Reichweite einer Grundwassersenkung angenähert bestimmt werden.

III. Flechtströmung = turbulente Bewegung.

Bei der turbulenten Strömung (turbo- = durchmischen) befindet sich das Wasser im Gegensatz zu der Bandströmung in recht lebhafter Bewegung, wobei die fließenden Wasserteilchen nicht mehr die Hauptfließrichtung dauernd innehalten, sondern bald nach den Seiten, bald nach oben oder unten etwas ausweichen

und so eine starke Durchmischung des Wassers bewirken. Die einzelnen Bahnen der verschiedenen Wasserteilchen verflechten sich gleichsam bei diesem Vorgange, deshalb ist die von KREY vorgeschlagene Bezeichnung „Flechtströmung“ überaus kennzeichnend. Die Größe der Seitenauslenkung, d. h. der Seitengeschwindigkeit w , die senkrecht auf der normalen Fließrichtung steht, von v , hat KREY zu

$$(14) \quad w = 0,17 (v T)^{0,46}$$

ermittelt; hierin bedeutet T die Wassertiefe in m (v und w in m/Sek).

Die Flechtströmung hat Kennzahlen, die stets $v R \varrho$ oder mit R als durchschnittlicher Tiefe $v R \varrho > 0,007$ groß sind. In dem Bereich der beiden Grenzen $0,002 > v R \varrho < 0,007$ besteht noch ein Übergangsgebiet zwischen Band- und Flechtströmung. In offenen Wasserläufen und in nicht zu engen Rohrleitungen ist $v R \varrho$ fast ausnahmslos größer als 0,007, daher besteht dort stets Flechtströmung (z. B. $v = 0,1$ m/Sek und $T = R = 0,12$ m und $\varrho = 1$ Sek/m² liefert schon $0,012 > 0,007$).

Das Fließwiderstandsgesetz der Flechtströmung ist von dem der Bandströmung grundsätzlich verschieden. Die antreibende Kraft P ist die Seitenkraft des Gewichtes eines unter J geneigten Wasserraumes mit dem Querschnitt F und von der Länge L , also $P = (\gamma F L) J$. Der Widerstand P' ist nach den Forschungsergebnissen einem Potenzwerte der Geschwindigkeit v^n , und angenähert v^2 , verhältnismäßig; er möge einer Funktion ($a v^n$) genügen, damit wird $P' = (a v^n) U L$, sofern U der benetzte Umfang ist.

Für eine gleichförmige und gleichbleibende Fließbewegung ist das Gleichgewicht zwischen Antriebskraft P und Widerstand P' Bedingung, mithin $P = P'$ oder $F J = (a \cdot v^n) U$ und

$$(15) \quad v = \sqrt[n]{\frac{1}{a} \sqrt[n]{\frac{F}{U} \cdot J}} \text{ sowie } J = \frac{a v^n}{R} \text{ mit } \frac{F}{U} = R$$

als allgemeines Fließ- und Widerstandsgesetz der Flechtströmung. Zum Vergleich sei darauf hingewiesen, daß bei der Bandströmung nach Gl. (9) das Widerstandsgesetz $J = a_1 \frac{v}{r^3}$ war; die Vertauschung der Potenzen einmal im Zähler und im anderen Falle im Nenner bedeutet den kennzeichnenden Unterschied der Gesetze für die beiden voneinander grundsätzlich verschiedenen Fließarten.

A. Das Fließen in offenen Wasserläufen.

Schleppkraft; Fließgeschwindigkeit. In Flüssen und Strömen ist das Fließgefälle so klein, daß der Winkel α , den die Wasserspiegellinie mit der Waagerechten einschließt, kleiner als 5° ist; da nun aber bis 5° 40' die Werte $\operatorname{tg} \alpha$ und $\sin \alpha$ praktisch als gleich groß anzusehen sind, kann $J = \frac{h}{L} = \operatorname{tg} \alpha = \sin \alpha$ gesetzt werden. Demnach ist die antreibende Kraft P die zum Wasserspiegel parallele Seitenkraft vom Gewicht eines unter J geneigten Wasserraumes von der Länge L und dem Querschnitt F , da das Gewicht $G = 1$ (t/m³) F (m²) L (m) und $P = G J$ ist,

$$(16) \quad P = 1 F L J.$$

P ist die Kraft, die das Wasser im Fließzustande erhält. Sie wirkt auch auf die Flußsohle und ist imstande, Sand, Kies und sogar Steine und Geröll flußabwärts fortzubewegen. Betrachten wir nur eine auf ein m² der Flußsohle wirkende Kraft, so lastet auf dieser Fläche eine Wassersäule, deren Höhe gleich der Wassertiefe T ist; so ist $G = 1000$ (kg/m³) 1 (m²) T (m) und die in der Fließrichtung parallel zum Wasserspiegel auf der Flußsohle wirkende Seitenkraft ist dann die Stoß- oder Schleppkraft

$$(17) \quad S = 1000 T J \dots \text{ (in kg/m}^2; T \text{ in m).}$$

Beispiel: $J = 0,001$; $T = 2$ m ... $S = 2$ kg/m².

Die hemmenden Gegenkräfte, die P und S entgegengerichtet sind, lassen sich nicht so eindeutig wie diese angreifenden Kräfte erfassen. Infolge der Flecht-

strömung erfolgt ein Austausch der dicht über der Sohle und im freien Flußlaufe fließenden Wasserteile; daher teilen sich die von der Sohle ausgehenden Widerstandseinflüsse auf die ganze bewegte Wassermasse im Flusse mit und beeinflussen deren Geschwindigkeiten.

Angenähert kann der Gesamtwiderstand so angenommen werden, daß er einer Funktion von (a^m) genügt; in dem Werte a ist dann auch der Umrechnungswert rd. 1,05 bis 1,1 enthalten, der sich dadurch ergibt, daß die Summe der Wirkungen der Einzelgeschwindigkeiten, die an den verschiedenen Punkten des Flußquerschnitts vorhanden sind, durch die Wirkung der gemittelten Fließgeschwindigkeit $v = Q/F$ ersetzt wird. Ist U der benetzte Umfang des Querschnitts, so ist für eine Flußstrecke von der Länge L der Widerstand

$$(18) \quad P' = U L (a^m).$$

Wenn die Fließbewegung im Flusse gleichförmig und gleichbleibend ist, muß die Antriebskraft P und der Widerstand P' im Gleichgewicht sein, mithin $F L J = U L (a^m)$ oder, wenn noch $\sqrt[n]{1/a} = k_n$ gesetzt wird,

$$(19) \quad v = k_n \sqrt[n]{\frac{F h}{U L}}$$

als allgemeine Gleichung für die gemittelte Fließgeschwindigkeit. Setzt man noch $F : U = R$ (Profilradius) und angenähert $n = 2$, so ergibt sich

$$(20) \quad v = k \sqrt{R J}$$

als Abflußformel, die zuerst im Jahre 1753 von dem deutschen Wasserbau-Ingenieur BRAHMS mitgeteilt worden ist; erst zwei Jahre später stellte auch CHÉZY eine ähnliche Beziehung auf. Der Beiwert k erwies sich bei Vergleichen mit gemessenen Geschwindigkeiten v als sehr veränderlich. Man versuchte, Beziehungen zur Erfassung des k Wertes zu gewinnen, die aber nie frei von näherungsweise einzuschätzenden Beiwerten waren. Aus diesem Grunde untersuchte R. WINKEL¹ eine Abhängigkeit des k Wertes von der HAGENSCHE Kennzahl $(v R \varrho)$ und auch eine Funktion $k = f(J)$; er fand so eine Beziehung, die frei von allen willkürlich zu wählenden oder näherungsweise einzuschätzenden Beiwerten ist, in der Form

$$(21) \quad v = R^{5/7} (185 J^{1/7} - 210 J^{4,5/7}) = R^{5/7} f(J).$$

Um diese Gleichung ohne umständliche Rechnung sofort anwenden zu können, ist hier eine Rechentafel (Nomogramm) in Abb. 7 beigefügt worden; sind zwei Werte gegeben, so liefert die gerade Verbindungslinie dieser beiden Punkte auf der dritten Leiterlinie ohne Rechnung sofort den gesuchten dritten Wert.

Beispiel: 1. $J = 0,00006$ und $R = 2,24$ m liefert auf der v -Linie den zugehörigen Wert $v = 0,55$ m/Sek. (Memel).

2. $J = 0,00055$ und $R = 4,05$ m liefert $v = 2,3$ m/Sek. (Donau bei Wien). Beiden Beispielen liegen ausgeführte Messungen zugrunde; die obigen v -Werte stimmen mit den gemessenen recht gut überein.

Die Staukurve. Bei einem Anstau des Flusses bildet sich flußaufwärts eine Staukurve aus. Die angenäherte Grenze für die Mindeststauweite, die aber nur bei sehr kleiner Wasserführung erreicht wird, wird nur wenig flußaufwärts vom Punkte A Abb. 8 entfernt liegen. Der Punkt A ist der Schnittpunkt der Waagerechten, die über die Wasserfläche am Wehr führt, mit der ursprünglichen, ungestauten Spiegellinie, so daß der Punkt A um $h : J$ vom Wehre entfernt liegt. Bei zunehmender Wasserführung des Flusses wandert aber diese Staugrenze immer weiter von A fort flußaufwärts, wobei dann die Wasserspiegellinie des Staubereiches im Längsschnitte eine flachgestreckte Kurve bildet; es ist unzweckmäßig, für diese Staukurve eine analytische Gleichung finden zu wollen, wie es mehrfach versucht worden ist, weil der Flußquerschnitt an den verschiedenen Orten des Flußlaufes nie einheitlich ist. Nur eine schrittweise Berechnung der Staukurve kann der jeweiligen Querschnittsform und -größe, die aus den Peil-

¹ Vgl. Schrifttumverzeichnis in WINKEL: Die Grundlagen der Flußregelung, Berlin 1934.

aufnahmen an dem betrachteten Orte bekannt sind, und dem jeweiligen benetzten Umfange Rechnung tragen.

Die Stauweite L (Abb. 8) kann in ganz roher Näherung zu $L = 2h : J$ angenommen werden, weil die ursprüngliche, ungestaute Spiegellinie eine Tangente an die hierbei als Parabel angenommene Staukurve bildet.

Das schrittweise Berechnungsverfahren ist aus der Abb. 9 zu ersehen. Die Teilstrecken Δx können gleich groß, etwa je 100 m gewählt werden; für die Streckenmitte wird F' nach der Peilaufnahme und ebenfalls der benetzte Umfang U' ermittelt. Ferner ist $F' : U' = R'$ und $v' = Q : F'$, aus diesen beiden

Werten läßt sich nach Gl. (20) das auf der betrachteten Strecke vorhandene Gefälle J' bestimmen, wobei sich auch $\Delta z' = \Delta x \cdot J'$ ergibt; dieser Wert wird im höhenverzerrten Längsschnitt so aufgetragen, wie es die Abb. 9 zeigt. Das gleiche Verfahren wird nun für die flußaufwärts anschließende Teilstrecke mit F'' und U'' sowie $v'' = Q : F''$ fortgesetzt und so weiter. Zur Bestimmung der Werte J' usw. läßt sich auch die Rechentafel Abb. 7 benutzen.

Nach Gl. (20) kann auch folgender Rechnungsgang gewählt werden

$$v' = k' \sqrt{R' \frac{\Delta z'}{\Delta x}} = Q : F' \text{ und daher}$$

$$(22) \Delta z' = \frac{Q^2}{F' \cdot k'^2 R'} \Delta x + \left(\frac{v_0'^2 - v_u'^2}{2g} \right).$$

In der Klammer ist nach dem BERNOULLI-Satze noch der Unterschied der Geschwindigkeitshöhen von v_0' am oberen Ende und v_u' am unteren Ende der betrachteten Teilstrecke hinzugefügt worden; wenn die Teilstrecke nicht größer als etwa 100 m gewählt wurde, ist der Klammerwert der Gl. (22) aber so gering, daß er gegenüber dem ersten Summanden der Gl. (22) vernachlässigt werden darf.

Der Pfeiler- oder Brückenstau.

Von großer Bedeutung ist die Ermittlung der Stauwirkung, die durch Querschnittseinengungen des Fluß-

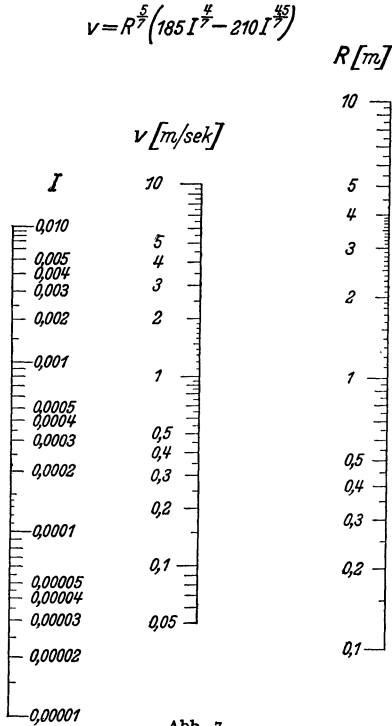


Abb. 7.

bettes, etwa durch Brücken- oder Wehrpfeiler, verursacht wird. Es ist oft versucht worden, allgemein verwertbare Berechnungsformeln für die Berechnung der Stauhöhe zu gewinnen, die durch Pfeilereinbauten entsteht. Am einwandfreiesten in wissenschaftlicher Hinsicht und auch am überzeugendsten ist wohl die Berechnungsweise, die H. D. KREY in seiner Untersuchung „Berechnung des Staues infolge von Querschnittseinengungen“ [Zbl. d. Bauverw. 39 (1919) S. 472] mitteilte.

Als Stauhöhe ist das Höhenmaß z (Abb. 10) zu bezeichnen, um das der Wasserspiegel im oberhalb der Einbauten gelegenen Flußgebiete gegen Zustand vor der Errichtung der einengenden Bauten bei derselben Wasserführung gehoben wurde. Da nun im Flußgebiete unterhalb der Einengungsstelle diese ursprüngliche Spiegelhöhe erhalten bleibt, läßt sie sich als Vergleichsmaßstab für die Höhenänderung z in der Weise benutzen, wie es die Abb. 10 erkennen läßt; die Wasserspiefelflächen vor und hinter den Einbauten nimmt man verlängert an, dann ist ihr Abstand z die gesuchte Stauhöhe.

Die mittlere Fließgeschwindigkeit ist $v_e = Q : F$; oberhalb der Einbauten ist der Querschnitt um $(B \cdot z)$ größer und demnach $v_0 = \frac{Q}{F + Bz} < v_e$. Neben den einengenden Pfeilern wird der Querschnitt um f vermindert, wobei f die gesamte quer zur Stromrichtung liegende Verbaungsfläche der Stropfweiler unterhalb der Wasserlinie ist. Daher ist in der Durchflußöffnung am oberen Pfeilerende $v_1 = \frac{Q}{F - f} > v_e > v_0$. Dort muß also die Geschwindigkeit von v_0 auf v_1 beschleunigt

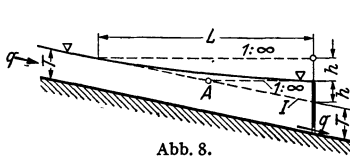


Abb. 8.

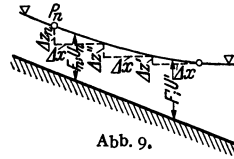


Abb. 9.

werden, dabei senkt sich nach dem BERNOULLI-Satze die Druckhöhe, also der Wasserstand um

$$(23a) \quad s_1 = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g}.$$

Der Querschnittsverminderung entspricht auch eine Änderung des Profilradius $R_1 < R_e$ während $v_1 > v_e$ war. Die Rechentafel Abb. 7 zeigt, daß damit eine Gefällserhöhung $J_1 > J$ verbunden ist. Daher senkt sich der Wasserspiegel in der Öffnung neben dem Pfeiler auf der Länge l des Pfeilers noch weiter um den Unterschied der beiden Höhenwerte

$$(23b) \quad (J_1 l - J l)$$

damit tritt am Pfeilerende noch weiter eine Querschnittsverminderung der Durchflußfläche ein und v_1 nimmt dementsprechend auf v_2 zu; wie vorhin beträgt die zusätzliche Senkung des Wassers

$$(23c) \quad s_2 = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

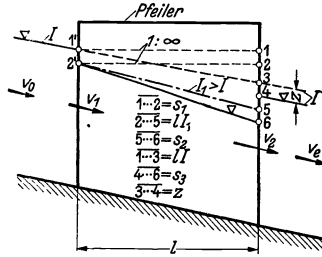


Abb. 10.

Hinter den Einbauten muß beim Übergang von der großen Geschwindigkeit v^2 auf die geringere v_e der Wasserstand nach dem BERNOULLI-Satze wieder ansteigen; am Pfeilerende sind nun aber Druckhöhenverluste nicht ganz zu vermeiden, weil das Pfeilerende praktisch nicht so langgestreckt ausgebildet werden kann, daß Energie entziehende Ablösungen vermieden werden könnten, denn das wäre nur dann der Fall, wenn die seitliche Querschnittserweiterung einseitig unter einem Winkel $\alpha \leq 6^\circ$ erfolgen würde. Diese Druckhöhenverluste bedingen die Hinzunahme eines Beiwertes η von 0,6 (bis vielleicht 0,9). Demnach ist der Anstieg des Wasserstandes hinter den Pfeilereinbauten

$$(23d) \quad s_3 = \eta \left(\frac{v_2^2 - v_e^2}{2g} \right).$$

Die Abb. 10 zeigt das Zusammenwirken dieser in Gl. (23) aufgeführten Höhenänderungen *vor*, *neben* und *hinter* einem Pfeilereinbau; $s_1 = 1' \div 2' = 1 \div 2$; ferner ist $l \cdot J_1 = 2 \div 5$; $s_2 = 5 \div 6$; $l \cdot J = 1 \div 3$ und $s_3 = 4 \div 6$; alsdann ist die gesuchte Stauhöhe z gleich der Reststrecke $3 \div 4$. Somit ist

$$(24) \quad z = s_1 + (l J_1 - l J) + s_3 - s_3.$$

Dieser Stau z befindet sich nicht nur, wie manchmal irrtümlich angenommen wird, vor den Pfeilern allein, sondern er erstreckt sich gleichmäßig über die *ganze* Flußbreite.

Beispiel: $Q = 360 \text{ m}^3/\text{Sek.}; F = 120 \text{ m}^2; B = 60 \text{ m};$ 2 Pfeiler von je 10 m Länge und je 3 m Stärke verengen die Durchflußbreite auf 54 m. — $R = 120:60 = 2 \text{ m}; v_g = 360:120 = 3 \text{ m/Sek.}$ $v_g^2/2g = 0,46 \text{ m};$ dazu gehörendes $J = 0,004$ nach der Rechentafel Abb. 7; $lJ = 0,04 \text{ m.}$ Zunächst sei z auf 0,15 m eingeschätzt, dann ist $v_s = \text{rd. } 360:(120 + 60 \cdot 0,15) = \text{rd. } 2,8 \text{ m/Sek.}$ $v_s^2/2g = 0,40 \text{ m.}$ $v_1 = \text{rd. } 360/2 \cdot 54 = \text{rd. } 3,3 \text{ m/Sek.}$ und $v_1^2/2g = 0,56 \text{ m,}$ demnach wird nach Gl. (23a) $s_1 = 0,56 - 0,40 = 0,16 \text{ m.}$

In der Mitte der Öffnungen wird v_m etwas größer als v_1 , etwa zu 3,4 m/Sek. angenommen. R_m ist ungefähr 1,9 m mithin $J_1 = 0,0065$ nach Abb. 10. $lJ_1 = \text{rd. } 0,07 \text{ m,}$ also [nach Gl. (23b)] $(l \cdot J_1 - l \cdot J) = 0,07 - 0,04 = 0,03 \text{ m.}$

Ferner $v_2 = v_m + (v_m - v_1) = \text{rd. } 3,5 \text{ m/Sek.}$ und $v_2^2/2g = 0,62 \text{ m.}$ Nach Gl. (23c) ist $s_2 = (0,62 - 0,56) = 0,06 \text{ m;}$ und nach Gl. (23d) ist $s_2 = 0,6 (0,62 - 0,46) = \text{rd. } 0,10 \text{ m}$ [oder bei günstiger Pfeilerform $s_2 = 0,9 (0,16) = \text{rd. } 0,13 \text{ m}].$

Damit wird die Stauhöhe $z = 0,16 + 0,03 + 0,06 - 0,10 = 0,15 \text{ m}$ und bei sehr günstiger Pfeilerform $z = 0,16 + 0,03 + 0,06 - 0,13 = 0,12 \text{ m.}$

Soll die Stauhöhe möglichst klein werden, so ist das nach KREY „nur zu erreichen durch eine ganz allmähliche Abnahme der Stärke der Einbauten stromabwärts, nötigenfalls unter Verlängerung der Pfeiler“. Nur dadurch können Energie entziehende Ablösungen vermieden werden, daß am Pfeilerende die beiderseitigen Wandungen je mit der Hauptfließrichtung nirgends einen größeren Winkel als $\alpha = 6^\circ$ einschließen. Das ist aber praktisch kaum erreichbar, da erst für eine Länge des Pfeilerendes von $D:2 \text{ tg } \alpha = \text{rd. } 5D$ der Winkel $\alpha = \text{rd. } 6^\circ$ bleibt, D ist die Stärke eines Pfeilers (in obigem Beispiele müßte das Pfeilerende allein $5 \cdot 3 = \text{rd. } 15 \text{ m}$ lang werden).

B. Das Fließen in geschlossenen Leitungen.

In geschlossenen Leitungen, z. B. in Rohrleitungen fließt das Wasser fast ausnahmslos im Bereiche der Flechtströmung, da auch hier $vR \rho \cong vR_1 > 0,007$ zu sein pflegt. Demnach ist für geschlossene Leitungen die Gl. (15) ebenfalls anwendbar; mit $J = h/L$ ist daher $\frac{h}{L} = \frac{a v^2}{F} U$, oder, wenn $(a \text{ } 2g) = \zeta$ gesetzt wird,

$$(25) \quad h = \zeta \frac{v^2 U}{2gF} L$$

als allgemeine Beziehung für den Druckhöhenverlust h (in m) in einer L (in m) langen Leitung mit dem Durchflußquerschnitt F (in m^2) und dem benetzten Umfange U (in m), sofern das Wasser mit der Geschwindigkeit v (in m/Sek) in der Leitung fließt. Diese Bedingung gilt sowohl für teilweise gefüllte Stollen, Kanäle oder Rohre wie für ganz gefüllte Leitungen. Vielfach wendet man für diese auch die Gl. (20) an

$$v = k \sqrt{\frac{F h}{U L}}, \text{ oder } h = \left[\left(\frac{1}{k^2} \right) 2g \right] \frac{v^2 U}{2gF} L;$$

setzt man hier $1/k^2 = a$, so stimmt sie ebenfalls mit der Gl. (25) überein.

In teilweise gefüllten Leitungen entspricht J dem Gefälle des Wasserspiegels, das bei gleichförmiger und gleichbleibender Bewegung auch dem Rohrgefälle J_r entspricht, also von der Neigung der Rohrleitung oder des Wasserstollens abhängt. In dieser Hinsicht unterscheiden sich die *Freispiegelleitungen* grundsätzlich von den stets vollständig mit Wasser gefüllten *Druckrohrleitungen*, bei denen das Rohrgefälle J_r nicht mehr mit dem Wasserdruckgefälle J , der „hydraulischen Drucklinie“ übereinzustimmen braucht.

Da nun bei den Druckrohrleitungen der Querschnitt stets ganz mit Wasser gefüllt bleibt, nimmt der Bruch U/F in der Gl. (25) einen festen Wert an. Da Druckrohre aus statischen Gründen kreisrund gemacht werden, ist bei diesen Kreisrohren $U/F = \frac{d \pi}{d^2 \pi/4} = 4/d$; der Profilradius des Kreises ist demnach $R = d/4 = r/2$. Diese Beziehung läßt sich auch aus der Summe sehr kleiner Sektoren mit je $ds = du$ als Bogenlänge herleiten, dann ist die Fläche $df = 0,5 ds r$ und $R = \int \frac{df}{du} = 0,5 r$. Setzt man $4 \zeta = \lambda$, so folgt aus Gl. (25) für kreisförmige Druckrohrleitungen

$$(26) \quad h = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}.$$

Für noch nicht lange im Gebrauch befindliche Eisenrohre ist bei $v \geq 2$ m/Sek der Wert λ etwa 0,02 bis 0,025 und bei kleinerem v ungefähr 0,025 bis 0,04, da allgemein der Wert $\lambda = f \left(J; \frac{1}{v \cdot d \cdot \rho} \right)$ anzusetzen ist, was durch neue Forschungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule in Danzig nachgewiesen werden konnte¹. Bei lange Zeit im Betrieb gewesenen Rohren kann der λ -Wert um vielleicht 10 bis 25 % größer werden, als vorhin angegeben war. λ läßt sich auch mit dem k -Wert der Gl. (20) in Beziehung setzen, indem man Gl. (26) nach v auflöst $v = \sqrt{\frac{2g}{\lambda} 4 R \frac{h}{L}}$ oder $v = \sqrt{\frac{8g}{\lambda} \sqrt{R J}} = k \sqrt{R J}$; mithin ist $\lambda = 8 g : k^2$.

Die Abb. 11 zeigt die Drucklinie J_z in einer Rohrleitung von L (m) Länge und d (m) inneren Durchmesser bei teilweiser Öffnung des Absperrschiebers; ist dieser geschlossen, so bildet die waagerechte Linie 1' ÷ 1 die hydrostatische Drucklinie der Ruhe. Wird der Absperrschieber soweit geöffnet, wie es die Abb. 11 voraussetzt, so sinkt die Drucklinie von 1' ÷ 1 auf 3' ÷ 4 herab; diese Linie 3' ÷ 4 stellt alsdann die „hydraulische Drucklinie“ J_z bei der Durchflußgeschwindigkeit v_z dar. Beim Übergang aus der Ruhelage 1' ÷ 1 in die Fließbewegung wird nach dem BERNOULLI-Satze zunächst die Druckhöhe um $v_z^2/2g$ vermindert, das ist die Höhe 1' ÷ 2' = 1 ÷ 2. Am Rohranfange sind selbst bei gut abgerundeter Einlauföffnung kleine Ablösungen nicht ganz zu vermeiden; die dadurch bedingten Energieumwand-

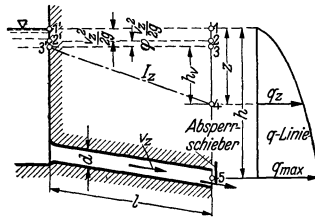


Abb. 11.

lungen verursachen einen Druckhöhenverlust 2' ÷ 3', der $\varphi \frac{v_z^2}{2g}$ ist. Bei scharfkantigen Rohransatz des Einlaufes ist $\varphi \cong 0,4$ und bei gut abgerundeter Einlauföffnung ist $\varphi \cong 0,1$.

Am Ende der Rohrleitung ist der Druck bis zum Punkt 4 herabgesunken, die Linie 3' ÷ 4 ist die hydraulische Drucklinie mit dem Gefälle J_z und die Höhe 3 ÷ 4 = h_v die Druckverlusthöhe, die zur Überwindung der Widerstände in der L (m) langen Rohrleitung erforderlich wurde. Nach Gl. (26) ist $J_z = h_v : L = \lambda \frac{1}{d} \frac{v_z^2}{2g}$. Ist nun 1 ÷ 4 = z die ganze Gefällhöhe zwischen Entnahmebehälter und Rohrleitungsende, so ist demnach $z = (1 \div 2) + (2 \div 3) + (3 \div 4)$ oder

$$(27) \quad z = \frac{v_z^2}{2g} \left(1 + \varphi + \lambda \frac{L}{d} \right)$$

$$(28) \quad \text{und } v_z = \sqrt{\frac{2gz}{(1 + \varphi) + \lambda \frac{L}{d}}} \text{ sowie } q_z = v_z \left(\frac{d^2 \pi}{4} \right).$$

Bei sehr langen Rohrleitungen kann gegebenenfalls der Klammerwert im Nenner der Gl. (28) gegen $\lambda \cdot (L/d)$ vernachlässigt werden, dann ergibt sich mit $z = h$ aus Gl. (28) die Bemessungsformel

$$(29) \quad d \cong n \sqrt[5]{\frac{q^2 L}{h}}.$$

Hierin ist für $\lambda = 0,02; 0,025; 0,03$ der Wert $n = 0,28; 0,29; 0,30$.

Wird durch den Absperrschieber die ganze Rohröffnung freigegeben, so wird $z = h$ und die Fließgeschwindigkeit = v , die den Größtabfluß $max q$ bringt. In der Abb. 11 sind die zu jedem möglichen $z =$ Werte zugehörigen $q_z =$ Werte von einer Lotrechten aus nach rechts aufgetragen; ihre Begrenzung bildet dann gemäß

¹ WINKEL, H.: Beitrag zur beiwertfreien Berechnung von Druckrohrleitungen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 33 (1938) S. 153/158.

Gl. (28) mit $v_x = rd \cdot A \sqrt{z}$ eine Parabel, die q -Linie. Diese q -Linie ist für zeichnerische Berechnungen, insbesondere von zusammengesetzten Rohranlagen, z. B. Rohrgabelung oder Rohrvereinigung, von großem Wert, wie es R. WINKEL in „Hydromechanik der Druckrohrleitungen“, München 1919, S. 77 bis 84 eingehend dargestellt hat.

Einen Sonderfall eines Druckrohres bildet eine Druckrohrleitung, bei der die oberste innere Mantellinie im Rohrscheitel gerade mit der „hydraulischen Drucklinie“ J zusammenfällt; dann stimmt das Rohrgefälle J_r mit J überein. Es gelten für die noch ganz mit Wasser gefüllte Rohrleitung die Gl. (26), (27) (28) noch ohne jede Einschränkung. Läßt man nun die Druckgefällinie J noch ein wenig tiefer rücken, so ist der Rohrquerschnitt nicht mehr ganz gefüllt; es entsteht ein *Freispiegelstollen*, bei dem die freie Wasseroberfläche und die hydraulische Gefällinie J zusammenfallen. Unter der Voraussetzung gleichförmiger und gleichbleibender Wasserbewegung ist außerdem J_r und J gleich groß. Die Berechnung kann ebenfalls noch nach Gl. (25), aber auch nach Gl. (20), erfolgen; es ist aber nicht zu erwarten, daß bei diesem soeben geschilderten Übergang vom Druckrohr zum Freispiegelrohr die Wassermenge größer werden soll als bei dem vollaufenden Rohre. Man findet aber oft im Schrifttum die Ansicht vertreten, daß bei einer Füllhöhe von ungefähr 0,95 d in einem Freispiegelrohr der größte Abfluß erfolgen würde; diese widerspruchsvolle Ansicht stützt sich nur auf rein rechnerische Ergebnisse nicht aber auf irgendwelche Messungen. Nach solchen Darstellungen müßte bei einer Füllung von 0,95 d bis auf 1,0 d die Wassermenge wieder abnehmen, um dann beim Höhergehen der Drucklinie erneut wieder zuzunehmen; das würde aber einen Knickpunkt in der Abflußlinie bedingen, die in der Natur sicherlich nicht un stetig verläuft.

Dieser Widerspruch erklärt sich daraus, daß beim Kreisquerschnitt ungefähr bei einer Füllhöhe 0,82 d der Wert $R = F : U$ am größten ist und daß damit nach Gl. (20) auch v einen Größtwert erhalten würde. Hier liegt anscheinend eine Unzulänglichkeit der Berechnungsweisen¹ vor, denn es ist undenkbar, daß das vollaufende Freispiegelrohr nur ebenso viel Wasser abführen soll wie bei einer Füllung von ungefähr nur 0,8 d , da sonst ein Freispiegelrohr niemals mit ganzer Füllung (1,0 d) Wasser fördern könnte.

Solange noch keine einwandfreien Forschungsmessungen ausgeführt worden sind, die diese Verhältnisse allein sicher klären können, wird etwa eine Annahme, daß in einem Freispiegelrohre für Füllhöhen zwischen rd. 0,8 d und 1,0 d die Wassergeschwindigkeit nicht abnimmt sondern annähernd denselben Wert wie bei 0,8 d beibehält, der Wirklichkeit näherkommende Ergebnisse liefern als es nach der bisher üblichen „Formelrechnung“ der Fall sein würde. Insbesondere ist formelmäßig überhaupt nicht zu berücksichtigen, daß kurz vor erreichter Füllung zeitweilig eine Luftansammlung im Rohrscheitel entstehen kann.

IV. Wellen und Schwingungen.

A. Oberflächenwellen.

In einem Kanale vom Querschnitte F , der Spiegelbreite B und der Tiefe T fließt das Wasser mit der Geschwindigkeit v von links (Abb. 12) nach rechts. Eine Tauchwand vom gleichen Querschnitte F bewegt sich zunächst mit gleicher Geschwindigkeit v in der Fließrichtung; alsdann wird sich an der Wasseroberfläche noch keine Störung zeigen. Wird nun aber die Tauchwand innerhalb einer Sekunde etwas schneller mit $(v + \Delta v)$ fortbewegt, so entsteht hinter der Tauchwand eine Senkung s und vor der Tauchwand eine Hebung z . Dieser Schwall z erhält in einer Sekunde die Länge c , die demnach auch die Fortpflanzungsschnelligkeit c (m/Sek) darstellt (celeritas = Schnelligkeit im Gegensatz zur Fließgeschwindigkeit v velocitas = Geschwindigkeit). Bei der Wellenbewegung findet ein Aufwallen des Wassers (Schwall) statt, oder ein Schwinden bei der Senkungswelle, und diese

¹ RICHTER, H.: Rohrhydraulik, Berlin 1934, S. 215.

Erscheinung eilt mit der Schnelligkeit c weiter; die Wasserteile werden dagegen nur mit der Fließgeschwindigkeit v weiter bewegt, wobei v stets kleiner als c bleibt, solange der Zustand des „Fließens“ erhalten bleibt.

Die Schwallhöhe z bedingt in der lotrechten Fläche 1 ÷ 3 (Abb. 12) eine Störung des Gleichgewichtes. Auf die Fläche 1 ÷ 3 wirkt von links nach rechts das Druckdreieck 1 ÷ 2 ÷ 3 und von rechts nach links der Druck 1' ÷ 3 ÷ 4 entgegen, daher bleibt als angreifende Kraft, von links nach rechts gerichtet, $P = Fz + 0,5z^2B + 0,5z^2\Delta B$; da nun die Verbreiterung infolge z schon an sich gegenüber B klein zu sein pflegt, kann der letzte Wert gegen die beiden anderen vernachlässigt werden.

Infolge der gleichgerichteten Fließgeschwindigkeit v ist der Wellenfortschritt $c' = c - v$; in diesem Bereiche wird nun durch P das Wasser von v auf $v + \Delta v$ beschleunigt. Diese Wassermasse ist daher (mit $\gamma = 1$ für Wasser) $Fc' : g$. Die Bewegungsgleichung Kraft = Masse mal Beschleunigung ist $Fz + 0,5z^2B = Fc' [(v + \Delta v) - v] : g$ und daraus

$$(30) \quad c' = \frac{(Fz + 0,5z^2B)g}{F \cdot \Delta v}.$$

Der Inhalt der Schwallwelle ist gleich $\Delta q = (F + Bz) \Delta v$ also

$$(31) \quad c' \cdot z \cdot B = (F + Bz) \Delta v.$$

Daraus

$$(31a) \quad \Delta v = \frac{c' B z}{F + Bz}.$$

Setzt man diesen Wert in Gl. (30) ein, so ist

$$c'^2 = g (Fz + 0,5z^2B) (F + Bz) : (FBz)$$

und

$$(32) \quad c' = \sqrt{g \left(\frac{F}{B} + 1,5z + \frac{z^2B}{2F} \right)};$$

der letzte Ausdruck der Klammer kann als sehr klein gegen die beiden anderen vernachlässigt werden.

Die wirkliche Wellenschnelligkeit einer *Schwallwelle* ist, da $c' = c - v$ ist,

$$(33) \quad c = \sqrt{g \left(\frac{F}{B} + 1,5z \right)} \pm v.$$

Wenn c und v in gleicher Richtung laufen, dann ist in Gl. (33) der Wert $+v$ einzusetzen, und $-v$ bei entgegengesetztem Laufe.

Bei einer *Senkungswelle* gilt entsprechend

$$(34) \quad c = \sqrt{g \left(\frac{F}{B} - 1,5z \right)} \pm v.$$

Ist z nur klein gegen F/B , so ist

$$(35) \quad c = \sqrt{g F/B} \pm v.$$

Für $v = 0$ ist ferner

$$(36) \quad c = \sqrt{g F/B}.$$

Im rechteckigen Kanale (z. B. in einer Schleusenammer) ist, da dort $F/B = T$ ist,

$$(37) \quad c = \sqrt{g (T \pm 1,5z)}.$$

Für nicht zu flache und nicht zu tiefe Seen gilt

$$(37a) \quad c = \sqrt{g T}.$$

Wird in Gl. (31) der Flächenwert Bz als klein gegen F vernachlässigt, so ist

$$(38) \quad z = F \Delta v / c' B = \Delta q / c' B.$$

Wenn $v = 0$ ist, auch

$$(38a) \quad z = q / c B.$$

Wird in Gl. (30) der kleine Wert $0,5z^2B$ gegen Fz vernachlässigt, so ist

$$(39) \quad z = c' \Delta v / g \text{ und insbesondere für } v = 0 \text{ auch } z = c v / g.$$

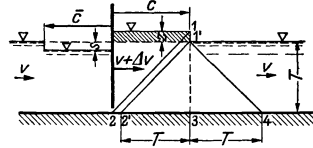


Abb. 12.

Eine interessante Anwendung dieser Gleichungen bietet das Problem der Sturzwelle oder Bore [vgl. die Abhandlung über die Sturzwelle in Flußmündungen, Bautechnik 14 (1936) S. 253—255].

B. Der Wassersprung.

Wird v in einer Beschleunigungsstrecke ständig größer, wobei die Wassertiefe T entsprechend der Raumgleichung $T = Q : v B$ abnimmt, so kann $v' = k \sqrt{RJ}$ [Gl. (20)] gegebenenfalls bis an den Wert $c = \sqrt{gT}$ herankommen. Setzt man $R = aT$, so ist auch $v' = k \sqrt{aTJ}$. Wenn $v' = c$ geworden ist, gilt $k \sqrt{aTJ} = \sqrt{gT}$. Daraus ergibt sich als Grenzgefälle für den Übergang von fließender zu schießender Bewegung $J' = \frac{g}{ak^2}$ und als Grenztiefe $T' = \frac{k^2 RJ}{g} = \frac{v'^2}{g}$. Ist q die auf 1 m Breite entfallende Wassermenge, so gilt mit $v' = q/1 T'$ auch

$$(40) \quad T' = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad 1.$$

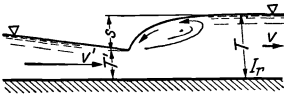


Abb. 13.

Beispiel: Ist auf 1 m Breite $q = 1 \text{ m}^3/\text{Sek.}$, so ist $T' = 0,47 \text{ m}$; für $q = 2 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ ist $T' = 0,74 \text{ m}$ und für $q = 3 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ ist $T' = 0,96 \text{ m}$.

Sobald aber diese Grenztiefe T' erreicht wird, entsteht ein *Wassersprung* (Abb. 13), hinter dem sich wieder der Wasserspiegel bis zur ursprünglichen Höhe unter den gegebenen äußeren Verhältnissen einstellt. Ist z. B. die Neigung der Flußsohle hinter der Stelle des Wassersprungs J_r , so gilt für die ursprüngliche Fließbewegung, die sich dort wieder einstellt, $v = k \sqrt{RJ_r} = k \sqrt{aTJ_r}$; hieraus ergibt sich die normale Wassertiefe

$$(41) \quad T = v^2 : k^2 a J_r.$$

Die Höhe des Wassersprungs ist somit nach R. WINKEL

$$(42) \quad s = (v^2 : k^2 a J_r) - T'.$$

C. Druckänderungen in Rohrleitungen.

In den Hochdruckwasserkraftanlagen stehen die Rohrleitungen im Krafthaus unter sehr hohem Drucke, ist z. B. die Gefällhöhe $H = 515 \text{ m}$, so ist in den Turbinenzuleitungen während einer Betriebspause der statische Druck $515 \text{ m} : 10,3 \text{ m/at} = 50 \text{ at} = 50 \text{ kg/cm}^2$. Während des Betriebes sinkt dieser Druck zwar beträchtlich herab, er kann aber bei plötzlich einsetzenden Betriebsstörungen noch weit über den statischen Druck als sog. *Wasserschlag* emporschnellen. Diese Drucksteigerung verursacht in der Turbinenzuleitung eine Verdichtungswelle, die mit sehr großer Schnelligkeit c die ganze Rohrleitung durchheilt. Durch diese Drucksteigerung von γz_0 auf γz wird einmal der Rohrumfang U elastisch um dU gedehnt, zweitens wird die Wassersäule, soweit sie von der Druckwelle erreicht worden ist, ein wenig zusammengedrückt; da aber die Elastizitätszahl des Wassers sehr groß ist, $2,07 \cdot 10^8 \text{ kg/cm}^2 = E_w$, so ist die Verkürzung Δs_1 einer Wassersäule von der Länge s nur sehr klein. Nach dem Dehnungsgesetze ist ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ für Wasser)

$$(43) \quad \Delta s_1 = \frac{1(z - z_0)}{E_w} s.$$

Wenn w die Wandstärke und D der Rohrdurchmesser ist, so ist nach Gl. (7) und (8) sinngemäß

$$2 w s \sigma = (z - z_0) D s$$

oder $\sigma = (z - z_0) D : 2 w$ und, wenn E die Elastizitätszahl der Rohrwandung ist, nach dem Dehnungsgesetze $dU : U = \sigma : E$ und

$$dU = (z - z_0) D \cdot D \pi : 2 w E = 2 \pi d r,$$

¹ Der Wert T' ist nach Beobachtungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig nicht zuverlässig meßbar, da sich die Wasserwalze darüber legt.

mithin $d\tau = (z - z_0) D^3 : 4 w E$. Damit ist der Anteil an der Vergrößerung des wasserführenden Raumes $d\tau (D\pi) s = \frac{(z - z_0)}{4 w E} D^3 \cdot D\pi s$; diese Raumvergrößerung durch Umfangsdehnung kann auch durch eine gleichwertige Verlängerung Δs_2 der Wassersäule von der Länge s ersetzt gedacht werden, dann ist $\frac{D^3 \pi}{4} \Delta s_2 = d\tau (D\pi) s$ und

$$(44) \quad \Delta s_2 = \frac{(z - z_0)}{w E} \cdot D \cdot s.$$

Die Gesamtänderung der Länge s der Wassersäule ist nun

$$(45) \quad \Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2, \text{ also } \Delta s = (z - z_0) s \left(\frac{1}{E w} + \frac{D}{w E} \right).$$

Mit der Druckänderung $(z - z_0)$ steht eine Änderung der Fließgeschwindigkeit von v_0 auf v im Zusammenhange; die fließende Wassermenge ändert sich ebenfalls $\Delta q = F (v_0 - v)$. Die Raumänderung ist auf eine Sekunde umzuwerten, in der sich der Vorgang im Bereiche der Wellenerstreckung c abspielt, daher $F \left(\frac{\Delta s}{s} \right) c = \Delta q$. Setzen wir in diese Beziehung die oben gefundenen Werte ein, so ist $(v_0 - v) = 1 (z - z_0) \left(\frac{1}{E w} + \frac{D}{w E} \right) c$. Nach der Gl. (39) erhalten wir ferner noch eine weitere Beziehung $(z - z_0) = c (v_0 - v) / g$; führen wir diesen Wert in die vorstehende Gleichung ein, so hebt sich $(v_0 - v)$ heraus. Wir erhalten die Schnelligkeit c mit der die Druckänderung durch die Rohrleitung eilt, indem wir noch 1 t/m als γ Wert einsetzen,

$$(46) \quad c = \sqrt{\frac{g/1}{\frac{1}{E w} + \frac{D}{w E}}}.$$

Wenn im Nenner der zweite Wert = 0 wird, wie es im freien Wasser der Fall ist, so ergibt sich $c = 1425 \text{ m/Sek.}$, das ist aber die Schallgeschwindigkeit im Wasser. In eisernen Rohrleitungen ist c ungefähr rd. 1000 m/Sek.

D. Schwingungsdämpfung im Wasserschloß.

Dort, wo das Ende einer Druckrohrleitung eines Hochdruckwasserkraftwerkes in einen Gebirgsstollen einmündet, muß ein Raum zur Aufnahme des aus dem

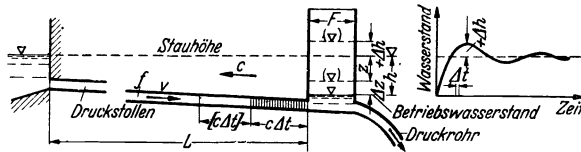


Abb. 14.

Stollen zuströmenden Wassers beim Abschlusse der Turbinenzuleitung, ein Wasserschloß, mit dem Stollen in Verbindung gebracht werden. Die schlagartig auftretenden Druckwellen, die den hydrostatischen Druck der Ruhelage noch weit übertreffen, würden sonst bei häufiger Wiederholung die Lagerung des hangenden Gebirges in der Nähe des Stollens so sehr stören, daß das Gebirge klüftig und wasserdurchlässig werden könnte.

Die Abb. 14 stellt einen Druckstollen mit Wasserschloß dar; der Stollenquerschnitt sei $f \text{ (m}^2\text{)}$, derjenige des Wasserschlosses $F \text{ (m}^2\text{)}$. Eine Druckwelle eilt mit $c \text{ (m/Sek.)}$ durch den Stollen, in der Zeit $\Delta t < 1 \text{ Sekunde}$ also $c \cdot \Delta t$ weit (aber nicht in Δt durch die ganze Stollenlänge L , wenn $L > c \cdot \Delta t$ ist)¹.

¹ WINKEL, R.: Zur Berechnung des Wasserschlosses. Bautechnik 15 (1937) S. 556 und 16 (1938) S. 210/212.

Die hydraulische Drucklinie im Stollen $J = h/L$ läßt sich nach der Gl. (25) ermitteln, die nach Zusammenfassung der festen Werte sich auch in der Form schreiben läßt,

$$(47) \quad h = \varepsilon v^2;$$

diese Gleichung entspricht der q -Linie in der Abb. 11.

Die Druckwelle verzögert im Stollen die Wassergeschwindigkeit in der Zeit Δt um Δv , wobei der Wasserstand im Wasserschloße um Δz ansteigt, so daß sich dort h auf z vermindert. Demnach ist (mit $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$) die Energiegleichung $\Delta v : \Delta t = \text{Kraft} : \text{Masse}$, mithin $\Delta v / \Delta t = f(h - z) = \frac{1}{g} f(c \Delta t)$ oder, in Übereinstimmung mit der Gl. (39), auch

$$(48) \quad (h - z) = \Delta z = c \Delta v / g \text{ sowie } \Delta v = g(h - z) / c = a \Delta z.$$

Ferner ist noch die Raumbedingung in die Berechnung einzuführen; wenn die Wassermenge q sich in der Zeit Δt um $-\Delta q$ auf q_e ändert und der Wasserstand im Wasserschloße um Δz steigt, so ist $F \Delta z = \Delta q \Delta t$ oder $F(\Delta z : \Delta t) = f v - q_e$ und

$$(49) \quad \Delta z = \frac{f v}{F} \Delta t - \frac{q_e \Delta t}{F}.$$

Bei voller Drosselung der Turbinenzuleitung wird $q_e = 0$ und es ist

$$(50) \quad \Delta z = \left(\frac{f}{F} \Delta t \right) v = \beta v.$$

Die letzten drei Gl. (48) bis (50) stellen geometrisch je eine Gerade dar, die zur zeichnerischen Ermittlung der Wasserstandsänderungen oder Schwingungen in einem Wasserschloße zusammen mit der Gl. (47) benutzt werden können; aber auch zur rein rechnerischen Ermittlung sind diese vereinfachten Werte mit Vorteil zu verwenden. In der Abb. 14 ist rechts die so gewonnene Schwingungslinie dargestellt. Ein sehr schneller Abschluß der Turbinenzuleitung läßt den Wasserstand im Wasserschloße schnell ansteigen, der Wasserspiegel schwingt dabei meistens noch um die Höhe $+\Delta h$ über die Stauhöhe empor. Wenn kein Wasserschloß vorhanden wäre, würde dieser Wert Δh bedeutend größer werden. Für Gebirgsstollen kann $c = \text{rd. } 1000\text{--}1300 \text{ m/Sek.}$ angenommen werden, daher würde für $\Delta v > 1 \text{ m/Sek.}$ nach der Gl. (39) die Wasserdruckhöhe um $c \Delta v / g$, mithin um mehr als 100 m anwachsen. Durch ein geräumiges Wasserschloß, bei dem $F : f$ groß ist, kann dagegen Δh bis auf wenige Meter vermindert werden; eine Druckübersteigerung von nur etlichen Metern Wassersäulenhöhe kann ein Stollen im allgemeinen aber aushalten, denn selbst 10,3 m Wasserhöhe ergeben erst einen Druck von $1 \text{ at} = 1 \text{ kg/cm}^2$, der gegenüber dem Gebirgsdrucke in den meisten Fällen unerheblich ist.

V. Die Energie-Umwandlung.

A. Der Bernoulli-Satz.

Der Arzt und Naturforscher ROBERT MAYER (1814—1878) stellte im Jahre 1842 das Gesetz von der Erhaltung der Energie auf, das sich in der Folgezeit als unbedingt richtig erwies. Es ist demnach widersinnig, von einer Energie „Vernichtung“ zu sprechen; es zeigt sich vielmehr, daß die Energie nur in andere Formen umgewandelt werden kann. Wasser hat im allgemeinen eine „gespeicherte“ Energie der Ruhe, die *Lagen- oder potentielle Energie*, sie äußert sich in Druckwirkung, wie sie die Gl. (1) bis (6) darstellen. Die Lagenenergie läßt sich in die *Bewegungs- oder kinetische Energie* überführen, wobei indessen unter Umständen zum Teil auch eine Umwandlung in andere Energieformen, z. B. in Wärmeenergie möglich ist; gerade diese letzte Umwandlung wird oft irrtümlich als Vernichtung bezeichnet.

Ein Wegbereiter für die von ROBERT MAYER ausgesprochenen Erkenntnisse war der Baseler Gelehrte DANIEL BERNOULLI (1700—1782), der den Zusammenhang zwischen Lagen- und Bewegungs-Energie aufgezeigt hat. Ausgehend von den

von GALILEI (1564—1642) aufgefundenen Fallgesetzen $v = g t$ (hierin t in Sekunden) und $\int_0^s ds = \int_0^t v dt = 0,5 g t^2$ sowie $s = g (g t^2)/2 g = v^2/2 g$ benutzte er die Fallhöhe h , die der vorigen Wegstrecke s entspricht, um aus der Lagenenergie (mg) h die lebendige Kraft $m v^2/2$ der Bewegungsenergie zu gewinnen. Die Abb. 15 stellt diesen Vorgang schematisch dar: Auf dem Boden des Gefäßes wirkt links von der mit einer Ausflußöffnung versehenen Wand der Druck (entsprechend der Gl. (2)] $p = \gamma H$, der als statischer Druck bezeichnet werden möge und H ist die statische Druckhöhe. Rechts von der Wand ist der Druck $p' = \gamma h'$, der als dynamischer oder hydraulischer Druck bezeichnet wird, h' ist entsprechend die dynamische oder hydraulische Druckhöhe. $H - h' = h$ ist dann die Fallhöhe, welche die Geschwindigkeit v erzeugt, also $h = v^2/2 g$. Nun ist $h' = H - h$ oder

$$(51) \quad h' = H - v^2/2 g.$$

Das heißt: „Die dynamische Druckhöhe ist gleich der statischen Druckhöhe, vermindert um die Geschwindigkeitshöhe.“ Dieses ist der BERNOULLI-Satz; erweitert man beide Seiten mit γ , so ist

$$(52) \quad \gamma h' = \gamma H - \gamma \frac{v^2}{2 g} \quad \text{oder} \quad p' = p - \gamma \frac{v^2}{2 g}.$$

Das heißt: „Der hydraulische Druck ist gleich dem statischen Druck, vermindert um den Druck der Geschwindigkeitshöhe.“

Nicht selten treten bei dieser Energieumwandlung dadurch Verluste auf, daß ein Teil der Lagen-Energie in andere Energieformen, z. B. in Wärme umgewandelt wird; alsdann ist in dem BERNOULLI-Satze noch eine Verlusthöhe z_v bzw. γz_v einzusetzen, also

$$(53) \quad h' = H - \frac{v^2}{2 g} - z_v \quad \text{und} \quad p' = p - \gamma \frac{v^2}{2 g} - \gamma z_v.$$

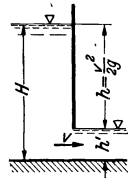


Abb. 15.

B. Die Energielinie.

Wenn das Fließen ungleichförmig erfolgt, d. h. wenn die Fließgeschwindigkeit fließabwärts sich ändert, so ist es zweckmäßig, nicht vom Wasserspiegel, sondern von der Energielinie auszugehen, die waagrecht verläuft und um $v_1^2/2 g$ über dem Wasserspiegel am Ausgangsorte der Fließbewegung liegt, an der die Anfangsgeschwindigkeit v_1 besteht. Abb. 16 möge dieses Verfahren erläutern; es ist aus Abb. 16 ohne weiteres mit $\Delta h = k_2 - k_1$ die wichtige Beziehung abzuleiten

$$(54) \quad \Delta h = (v_2^2 - v_1^2)/2 g.$$

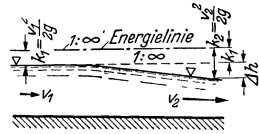


Abb. 16.

C. Dynamische Fließwirkungen.

Eine interessante Anwendung des BERNOULLI-Satzes bietet der in Abb. 17 dargestellte Vorgang: Ein zylindrischer Körper taucht mit lotrechter Drehachse in einem Flüssigkeitsstrom (Luft oder Wasser) ein, in dem eine Fließgeschwindigkeit v herrscht. Wird nun der Zylinder in der eingezeichneten Pfeilrichtung so um die Achse gedreht, daß ein Punkt des Umfanges die Geschwindigkeit u (m/Sek.) hat, so zeigt der Zylinder das Bestreben, in der Richtung der eingezeichneten Kraftresultierenden R auszuweichen. Diese Erscheinung wurde zuerst von dem Physiker HEINRICH GUSTAV MAGNUS (1820—1870) beschrieben; der „MAGNUS-Effekt“ hat unter anderem in der Ballistik, der Lehre von der Geschobbahn, eine gewisse Bedeutung.

Der dynamische Vorgang ist so zu erklären: An der Umfangstelle I summieren sich v und u zu $(v + u)$, während an der Stelle II v und u entgegengesetzt gerichtet sind, so daß dort $(v - u)$ besteht. Infolgedessen besteht zwischen I und II nach

dem BERNOULLI-Satze [sowie nach Gl. (54)] ein Druckgefälle

$$(55) \quad \Delta p = \gamma \Delta h = \gamma \frac{(v+u)^2 - (v-u)^2}{2g} \quad \text{oder} \quad \Delta p = \frac{\gamma}{g} 2uv.$$

Gl. (55) zeigt einen ähnlichen Aufbau wie die Gleichung für die Coriolis-Beschleunigung. Beide Beziehungen haben gleiche äußere Bedingungen, die sich aus dem Zusammenwirken von Umdrehung eines Körpers und Bewegung eines anderen Körpers oder Stoffes am Umfange ergeben.

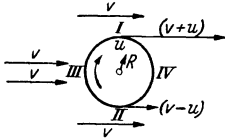


Abb. 17.

Dieses Druckgefälle Δp bewirkt eine Bewegungskraft in der Richtung von II nach I hin. — Außerdem entsteht an der Stelle III ein Staudruck, da dort $v = \text{Null}$ wird, mithin ist nach Gl. (54) $\gamma \Delta h = \gamma \frac{v^2 - 0}{2g}$,

während hinter dem Zylinder an der Stelle IV im Ablösungsgebiete der Strömung noch ein Unterdruck verstärkend hinzutritt. Die beiden in der Richtung II nach I und in der Richtung III nach IV wirkenden Kräfte setzen sich zu der in der Achse des Zylinders angreifenden Resultierenden R zusammen, die in derselben Richtung von R eine Verschiebung des Zylinders hervorbringt¹.

Da die in der Ballistik zuweilen mitgeteilten Erklärungsversuche des MAGNUS-Effektes nicht befriedigen, gab R. WINKEL die vorstehend erörterte Deutung.

D. Die Ejektorwirkung.

Beim Wasserausflusse unter einem nicht ganz bis zur Unterwasserhöhe (UW) angehobenen Wehre ist infolge der großen Austrittsgeschwindigkeit der hydrodynamische Druck, dem BERNOULLI Satze entsprechend, sehr klein; daher senkt sich der UW-Spiegel dicht am Wehre um z gegen den sonst bestehenden UW-Stand, der um t über der Flußsohle liegt. Infolgedessen ist dicht am Wehre die UW-Tiefe nur $(t - z)$ groß. Diese Erscheinung wird als Ejektorwirkung bezeichnet. Die Berechnung der Größe z unter sonst gegebenen Verhältnissen gab H. D. KREY an [Zbl. d. Bauverw. 40 (1920) S. 472].

Nach Gl. (3) ist der vom Wehre zum UW hin gerichtete Druck

$$W_1 = 0,5 \cdot 1 \cdot (t - z)^2 b$$

und der entgegengerichtete Druck vom UW zum Wehr hin

$$W_2 = 0,5 \cdot 1 \cdot t^2 b;$$

der Unterschied dieser beiden Kräfte $W_2 - W_1$ verzögert die Fließgeschwindigkeit von v_w unter dem Wehre auf v_u beim Abfluß im t (m) tiefen UW. Q ist die in 1 Sekunde abfließende Wassermenge; die in 1 Sekunde verzögerte Wassermasse ist also $\frac{1}{g} Q$. Demnach ist $W_2 - W_1 = \frac{Q}{g} (v_w - v_u)$ oder, da $W_2 - W_1 = b(tz - 0,5z^2) = b t \left(z - \frac{z^2}{2t} \right)$ und, da der zweite Wert der Klammer als sehr klein vernachlässigt werden kann, ferner da $Q : bt = v_u$ ist,

$$(56) \quad z = \frac{v_u}{g} (v_w - v_u).$$

Geht ein Teil q durch die Turbinen neben dem Wehre, dem also $Q - q$ zugewiesen bleiben, dann ist sinngemäß wie zuvor (mit v_t als Austrittsgeschwindigkeit aus den Saugrohren der Turbinen)

$$(57) \quad z = \frac{(Q - q)}{g(bt)} (v_w - v_u) + \frac{q}{g(bt)} (v_t - v_u).$$

Da nun auch $Q : bt = v_u$ sowie $q : bt = v_u \frac{q}{Q}$ ist, kann der Ausdruck (bt) aus

¹ Versuchsweise hat man so Schiffe mit nicht allzu großer Verdrängung angetrieben, auf denen schornsteinartige Zylinder schnell gedreht wurden, damit bei gegebener Windgeschwindigkeit v durch großes u ein ausreichender Seitendruck II—I erreicht wird.

Gl. (57) herausgezogen werden. Durch Multiplizieren der Klammerwerte ergibt sich dann

$$(58) \quad z = \frac{v_w}{g} \left\{ v_w \left(1 - \frac{q}{Q} \right) - v_w + \frac{q}{Q} v_t \right\}.$$

E. Die Wassermessung (Hydrometrie).

1. Stauröhren zur Messung des Druckes und der Geschwindigkeit im fließenden Wasser. Die Abb. 18 und 19 stellen zwei Stauröhren zur Messung der Wassergeschwindigkeit dar; ihre Wirkung erklärt sich nach Gl. (54) mit $v_2 = \text{Null}$, weil die Wassergeschwindigkeit vor der Rohröffnung I zum Stillstand kommt. Die Bewegungsenergie wird dort in Druck- und Lagen-Energie umgewandelt, demnach ist $h = C \frac{v^2}{2g}$; der Beiwert C ist hinzuzusetzen, weil sich Randstörungen (Ablösungswirkungen) nicht ganz vermeiden lassen. Bei gut ausgebildeten Stauröhren liegt der C Wert aber nahe bei dem Werte Eins.

Da sich dicht über dem Wasserspiegel die Höhe h nur schwer ablesen läßt, verwendet man die in Abb. 18 dargestellte Anordnung: Ein zweites Rohr II hat eine Öffnung, an der das Wasser ungehindert vorbeifließen kann, dort wird der Druck nur von der Tiefe der Rohröffnung unter dem Wasserspiegel bestimmt. Verbindet man nun die beiden lotrecht aufgehängten Glasröhren und saugt man durch den geöffneten Hahn die Luft so weit ab, daß die Wasserstände in den Glasröhren sich in Augenhöhe befinden, so kann man nach Schließen des Hahnes die Höhe h gut ablesen, indem unten an die Menisken die Tangenten einvisiert werden.

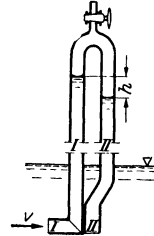
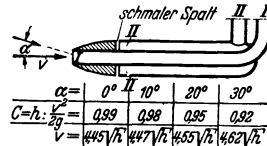


Abb. 18.

Die Eigenschaften verschieden geformter Stauröhren sind in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin planmäßig untersucht worden; die Ergebnisse sind in der Z. VDI 67 (1923) S. 570—572 mitgeteilt worden. Es zeigte sich, daß einige Stauröhren, z. B. die in der Abb. 18 dargestellte Form, bei schräg anströmendem Wasser der Flechtströmung eine große Veränderlichkeit des Beiwertes C aufweisen.



$\alpha =$	0°	10°	20°	30°
$C = h \cdot \frac{2g}{v^2} =$	0,99	0,98	0,95	0,92
$v =$	$4,45\sqrt{h}$	$4,47\sqrt{h}$	$4,55\sqrt{h}$	$4,62\sqrt{h}$

Abb. 19.

Dieser abweichende Winkel α kann bei der Flechtströmung bis zu etwa 20° betragen. Strenggenommen müßte der C Wert dem cosinus bzw. dem \cos^2 von α folgen.

Bei den Untersuchungen in der Berliner Versuchsanstalt ergaben sich für die in der Abb. 18 dargestellte Stauröhre für $\alpha = 0^\circ$; 10° ; 20° die C -Werte zu 1,24; 1,43; 1,66. Demnach sind bei Benutzung einer derartigen Röhre große Meßfehler unvermeidlich, da in fließenden Gewässern α zeitlich zwischen 0° bis zu etwa 20° pendeln kann. Aus

$$(59) \quad h = C \frac{v^2}{2g} \quad \text{folgt} \quad v = \frac{4,43}{\sqrt{C}} \sqrt{h},$$

demnach ist der mögliche Fehler bei der betrachteten Stauröhre $\sqrt{1,66 : 1,24} = 1,16$ also 16%. — Die von KREY und WINKEL vorgeschlagene Stauröhrenform der Abb. 19 mit „ogivaler“ Spitze ergab die der Abb. 19 beigegebenen C -Werte; bei einer derartigen Stauröhre ist im Bereiche $\alpha = 0^\circ$ bis 20° der mögliche Fehler bei der Bestimmung von v nur $\sqrt{0,99 : 0,95} = 1,02$, also nur 2%, diese Schwebung von 2% ist zulässig, da erfahrungsgemäß bei hydrometrischen Aufnahmen die Meßfehlergrenzen im Bereiche bis ungefähr 5% liegen.

Die Auswertung von punktwisen Messungen in einem Querschnitte des fließenden Wassers erfolgt zweckmäßig in der in Abb. 20 dargestellten Weise:

Die ermittelten Geschwindigkeiten $v_1; v_2 \dots$ werden an der Meßlotrechten in den zugehörigen Tiefen in einem geeigneten Maßstabe aufgetragen, die Endpunkte werden miteinander verbunden. So entstehen die Geschwindigkeitsflächen $f_1, f_2 \dots$, deren Abmessung ($m \cdot m/\text{Sek.}$) ist. Die Größen f werden nun auf der Spiegelbreite B in einem geeigneten Maßstabe aufgetragen und ihre Endpunkte miteinander verbunden; dann ist F mit Beachtung der gewählten Maßstäbe gleich dem Gesamtabflusse Q in $m^3/\text{Sek.}$

Bei Laboratoriumarbeiten wird zuweilen zur Messung von Wassergeschwindigkeiten die Hitzdrahtsonde benutzt, die dann dreisternförmig und kegelförmig angeordnete Meßdrähte zwecks Bestimmung des oben betrachteten α erhält. Bei diesem Instrumente wird ein elektrisch erhitzter Draht durch schnell fließendes Wasser stärker abgekühlt als durch langsamer fließendes; mit der Abkühlung ändert sich aber auch der elektrische Widerstand und damit auch die durchfließende Strommenge.

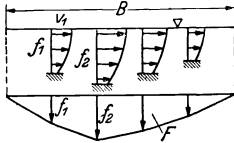


Abb. 20.

Der Zusammenhang zwischen der Angabe am Wattmeter und der am Hitzdraht vorbeifließenden Wassergeschwindigkeit wird für jedes Instrument durch Eichung bestimmt. Die Eichung selbst geschieht durch die „Raum-Zeit-Messung“: Es wird die Zeit zur Füllung eines Gefäßes von bekanntem Inhalt gemessen, Raum durch Zeit ergibt dann den sekundlichen Abfluß Q und damit auch die Fließgeschwindigkeit $v = Q:F$, wenn F der Durchfluß = Querschnitt in m^2 ist. Vgl. auch den Beitrag *Wasserbauliches Versuchswesen*.

2. Die Wassermessung durch Querschnitts-Einengungen. VENTURI-Messer. Eine allmähliche Verengung des Querschnittes in einem Rohre mit nachfolgender allmählicher Erweiterung (gemeinsamer Erweiterungswinkel nicht größer als $2 \cdot 6^\circ = 12^\circ$) gestattet durch Anwendung des BERNOULLI-Satzes die durchfließende Wassermenge q zu bestimmen. Diese Anordnung wird VENTURI-Rohr oder VENTURI-Messer genannt. In gleicher Weise lassen sich auch die Wandungen eines rechteckigen, offenen Kanals zusammenführen und allmählich wieder erweitern; Untersuchungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule in Danzig haben die Verwendbarkeit eines VENTURI-Kanals ergeben.

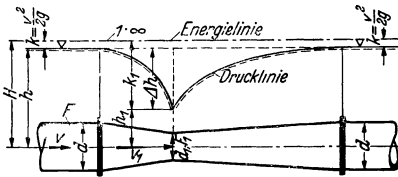


Abb. 21.

Die Abb. 21 stellt ein VENTURI-Rohr und den Drucklinienverlauf dar. Nach der Raumgleichung $q = vF = v_1F_1$ bedingt ein $F_1 < F$ ein $v_1 > v$; die Drucklinie senkt sich daher bis zur engsten Stelle um Δh herab. Von der Energielinie aus gerechnet ist, wie es aus der Abb. 21 ohne weiteres entnommen werden kann, $\Delta h = h - h_1 = \left(H - \frac{v^2}{2g}\right) - \left(H - \frac{v_1^2}{2g}\right) = \frac{v_1^2 - v^2}{2g}$ in Übereinstimmung mit der Gl. (54). Setzt man $v = q:F$ und $v_1 = q:F_1$ ein, so ist

$$(60) \quad \Delta h = \frac{q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_1^2} - \frac{1}{F^2} \right)$$

und

$$(61) \quad q = \sqrt{\frac{2g\Delta h}{\left(\frac{1}{F_1^2} - \frac{1}{F^2}\right)}}$$

Vergleichende Messungen zeigten, daß auch bei der Erweiterung hinter der Einengung um $2 \cdot 6^\circ = 12^\circ$ ein kleiner Verlust an Druckhöhe im VENTURI-Rohre eintritt, durch den der Abfluß q' ein wenig geringer als q wird, $q' = \mu q$; der Beiwert μ beträgt im allgemeinen 0,97 bis 0,99; die Fehlergrenzen der Messung mit

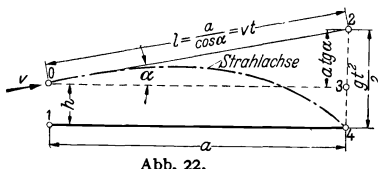
einem VENTURI-Rohre betragen demnach nur ungefähr 1 bis 3%. Unter Einbeziehung dieses Beiwertes μ und unter Zusammenfassung der festen Werte in der Gl. (61) zu einem Festwerte A ergibt sich der für die Auswertung der Angaben eines VENTURI-Rohres recht geeignete Ausdruck

$$(62) \quad q' = A \sqrt{A h}.$$

Dieser einfache Ausdruck ist besonders zweckmäßig, wenn das VENTURI-Rohr die Angaben fortlaufend auf einer Schreibtrommel aufzeichnet, was z. B. für Wasserwerke oder Wasserkraftanlagen von Bedeutung ist.

Die Forschungen über die hydrometrischen Eigenschaften eines offenen VENTURI-Kanals werden in der Danziger Versuchsanstalt noch fortgeführt, die Ergebnisse können erst später veröffentlicht werden.

3. Die ballistische Wassermessung. Ein Grundablaßrohr einer Talsperre liegt im allgemeinen so, daß bei der Inbetriebnahme des Grundablasses der Strahl frei aus dem Rohre herauspringt. In einem solchen Falle kann die ballistische Messung benutzt werden, die R. WINKEL entwickelt hat [Bautechnik 9 (1931) S. 554/555]. Die Abb. 22 zeigt allgemein einen solchen Vorgang: Die Strahlachse wird durch die strichpunktierte Linie 0 bis 4 angegeben, sie bildet eine ballistische



Kurve. Bei dem Punkt 0 verläßt der Wasserstrahl in der Höhe h über dem Boden das Rohr mit der Geschwindigkeit v . Aus der Sprungweite a kann v berechnet werden; würde die Erdbeschleunigung g nicht bestehen, so würde in Wasserteil des Strahles in t Sekunden bis nach Punkt 2 gelangen, und der Weg 0 bis 2 wäre $v t$; in der Zeit t hat nun aber das Wasser des Strahles die Fallgeschwindigkeit $v' = g t$ erlangt und die Fallstrecke in t Sekunden ist $s = \int_0^t v' dt = g t^2/2$. In der Zeit t senkt sich also der Strahl von Punkt 2 nach Punkt 4 herunter und die Strahlachse trifft in diesem Punkte 4 den Boden in der Entfernung a vom Rohrende. Nach Abb. 22 ist $h + a \operatorname{tg} \alpha = g t^2/2$ sowie $a = l \cos \alpha = v t \cos \alpha$, wird nun $t = a : v \cos \alpha$ in die erste Beziehung eingesetzt, so ergibt sich mit $\sqrt{g/2} = 2,215$ die gesuchte Größe der Geschwindigkeit

$$(63) \quad v = 2,215 \frac{a}{\cos \alpha} \sqrt{\frac{1}{h + a \operatorname{tg} \alpha}}.$$

Ist α abwärts gerichtet, dann lautet der Nenner unter der Wurzel $h - a \operatorname{tg} \alpha$.
Ist α gleich Null, so ist

$$(64) \quad v = 2,215 a \sqrt{1/h}.$$

Die Abflußmenge des Rohres mit dem Durchmesser d ist

$$(65) \quad q = 1,74 \frac{a}{\cos \alpha} d^2 \sqrt{\frac{1}{h \pm a \operatorname{tg} \alpha}}.$$

Die Meßgenauigkeit dieses Verfahrens wurde in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig zu durchschnittlich 0,5% ermittelt; es ist anwendbar, solange der Wasserstrahl noch in sich geschlossen bleibt. Beim Wasserstrahl, der sich auflöst und zerflattert, bleibt zwar nach dem D'ALEMBERT-Satze die Strahlachse als Schwerlinie erhalten, der Luftwiderstand bedingt aber dann Störungen.

F. Der Ausfluß aus Öffnungen (Boden- und Seitenöffnung; Mundstück).

Auf dem Boden eines Gefäßes, der um z unter dem Wasserspiegel liegt, lastet [Gl. (2)] ein Druck $p = \gamma z$; wird die Öffnung f im Boden freigegeben, so setzt sich die Druck- oder Lagenenergie in Bewegungsenergie um. Nach der Gl. (52)

ist $p' = p - \gamma \frac{v^2}{2g}$ oder $v = \sqrt{2g \frac{p-p'}{\gamma}}$, diese Beziehung ergibt die Ausflußgeschwindigkeit in einen Raum, in dem der Druck p' herrscht. Ist $p' = 0$, was zutrifft, wenn der Luftdruck in der Höhe des Gefäßbodens noch angenähert gleich dem Luftdruck am Wasserspiegel gesetzt werden kann, dann ist die Ausflußgeschwindigkeit $v = \sqrt{2gz}$. Demnach müßte die Ausflußmenge gleich $f \sqrt{2gz}$ sein, es zeigt sich aber im allgemeinen, daß die etwa durch Messung genau ermittelte Wassermenge $q' < q$ ist. Da die Fläche f unveränderlich ist, muß demnach v mit einem Beiwert μ versehen werden, der in diesem Falle ein echter Bruch ist. Es ist deshalb die wirklich bestehende Ausflußgeschwindigkeit $v' = \mu \sqrt{2gz}$ und $q' = \mu q = f v'$.

Der frei fallende Strahl unter einer Bodenöffnung vermindert stetig solange einen Querschnitt bei der Abwärtsbewegung, bis er seinen Zusammenhang verliert und zerflattert; diese Querschnittsabnahme hängt mit der Geschwindigkeitszunahme bei der Fallbewegung zusammen.

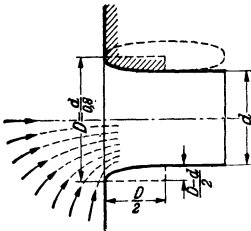


Abb. 23.

Lassen wir nun das Wasser aus einer sehr kleinen Seitenöffnung f in der Gefäßwand in der Tiefe z unter dem Wasserspiegel ausfließen, so gelten auch hier die vorhin besprochenen Beziehungen, es ist ebenfalls $v' = \mu v$.

Vor einer Ausflußöffnung, sowohl im Boden wie in einer Seitenwand, strömen die Wasserfäden nicht nur unmittelbar normal zur Fläche der Wandöffnung, sondern auch von allen Seiten her in etwas gekrümmten Bahnen in den Ausflußstrahl hinein. Durch diese von den Seiten herankommenden Strömungen wird der Strahl beim Austritt aus der Öffnung etwas eingeschnürt; sein Querschnitt ist dort nur $f_0 = \alpha f$. Der Einschnürungswert α ist ungefähr 0,64 und der Durchmesser des kreisrunden Strahles beträgt dementsprechend nur ungefähr 0,8 D , sofern D der Durchmesser der Öffnung ist. Die Wassergeschwindigkeit ist in f_0 gleich $v_0 = q : 0,64 f = \text{rund } 1,56 \frac{q}{f} = 1,56 v$. Wird μ zu etwa 0,9 angenommen, so ist ferner $v_0 = 1,56 \cdot 0,9 \cdot v = \text{rund } 1,4 v$. Zwischen f und f_0 gibt es daher einen bestimmten Querschnitt f_1 , in dem die Geschwindigkeit gerade $v = \sqrt{2gz}$ ist; für diesen Querschnitt ist also $\mu = 1$ und es ist $q = f_1 \cdot 1 \cdot \sqrt{2gz}$. Andererseits ist aber auch $q = f v' = f \mu \sqrt{2gz}$, daher ist hier $\mu = 1 \frac{f_1}{f}$, auf die Boden- oder Wandöffnung f bezogen, und es ist $f_1 = 0,9 f$.

Wählen wir nun einen anderen Querschnitt f_2 , in dem die Geschwindigkeit $v_2 = \mu_2 \sqrt{2gz}$ ist, so ist, da in allen Fällen der Wurzelwert derselbe bleibt,

$$(66) \quad \mu_2 f_2 = \mu f \quad \text{oder} \quad \mu_2 = \mu \frac{f}{f_2}.$$

Hieraus ist zu erkennen, daß ein μ -Wert erst dann Bedeutung hat, wenn er auf die zugehörige Fläche bezogen wird.

Ist f_2 gegen f sehr klein, so kann μ_2 noch größer als Eins werden; ist beispielsweise $v' = 0,9 v$, so ist der μ_n -Wert für alle Querschnitte f_n gleich oder größer als Eins, die kleiner als $0,9 f$ sind.

Erweitert man den Bruch in der Gl. (66) mit q , so folgt ferner daraus die Beziehung

$$(67) \quad \mu_2 = \mu \frac{v_2}{v}.$$

Eine gute Abrundung der Einlaufkante steigert die Abflußmenge; günstig sind kurze Ansatzstutzen, deren Innenwand, nach dem Vorschlage von R. WINKEL, Hydromechanik der Druckrohrleitungen, München 1919, S. 55, durch Drehung einer Vierteilellipse um die Achse des Stutzen erzeugt wird; ist $D = d : 0,8$ der

Durchmesser der Eintrittsöffnungen, so ist die Stutzenlänge gleich $0,5 D$ zu wählen und es ergibt sich das in Abb. 23 dargestellte Mundstück, das tangentialen Übergang sowohl in die Gefäßwand wie in den Rohransatz besitzt.

G. Überfallwehre.

Wenn eine Seitenöffnung eine größere Höhe erhält, z_u Tiefe der Öffnungsunterkante unter dem Wasserspiegel und z_o die der Oberkante, so müssen die vorstehenden Betrachtungen ergänzt werden, weil der Druck jetzt sich über die Höhe der Öffnung ändert. Für einen Streifen der Öffnung von der Höhe dz ist

$$dq = b dz \sqrt{2gz}, \text{ mithin } q = b \int_{z_u}^{z_o} \sqrt{2g} z^{0,5} dz \text{ oder}$$

$$(68) \quad q = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} (z_u^{1,5} - z_o^{1,5}).$$

Würde nun die Öffnung bis zum Wasserspiegel hochreichen, dann bleibt mit $z_o = 0$ die Gl. (68) zwar mathematisch richtig, sie würde aber trotzdem unzutreffende Ergebnisse liefern, weil am Orte der Öffnung selbst der Wasserspiegel nicht mehr in der vorausgesetzten alten Höhe bleibt, sondern sich zur Öffnung hin stark absenkt; dieser Vorgang tritt auch dann schon ein, wenn z_o einen bestimmten Grenzwert unterschreitet. Dieser Grenzwert kann angenähert aus der Zonengeschwindigkeit v_1 bestimmt werden, die auf einer Potentialfläche vor der Öffnung besteht, z. B. auf dem Mantel eines halben Zylinders mit $d = z_u - z_o$ als Durchmesser und der Öffnungsbreite b als Länge, demnach

$$(69) \quad v_1 \cdot \frac{z_u - z_o}{2} \pi \cdot b \simeq q \text{ und } z_o \geq \frac{v_1^2}{2g}.$$

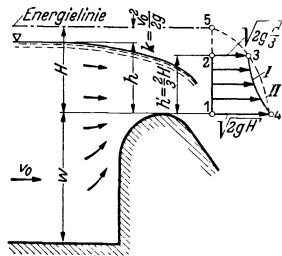


Abb. 24.

Abb. 24 zeigt, in welcher Weise sich der Wasserspiegel vor einem Überfallwehr ändert. Die Durchflußöffnung bleibt also nicht mehr $b h$, sondern wird nur $b h'$ groß; der Wert h' läßt sich aus der Beobachtung ermitteln, daß über der Wehrkrone die Geschwindigkeit an der oberen Strahlbegrenzung v_1 gleich der Wellenschnelligkeit c' über dem Wehrrücken ist. Daher $v_1 = \sqrt{2g(H - h')} = \sqrt{g h'}$ [s. Gl. (37a)], mithin ist, wie auch aus Abb. 24 und 25 zu entnehmen ist

$$(70) \quad h' = \frac{2}{3} H.$$

Aus Gl. (68) folgt die allgemeine Berechnungsformel für Überfallwehre, die mit einem Berichtigungsbeiwert μ versehen ist,

$$(70a) \quad q \simeq \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gH}.$$

Hier ist $H = h + k = h + \frac{v_0^2}{2g}$ die Tiefe der Wehrkrone unter der Energienlinie (Abb. 24 bis 26). Führt man die jeweilige Tiefe eines Strahlstreifens unter der Energienlinie als Veränderliche statt z_u (sowie H) in Gl. (68) ein, so müßte in Abb. 24 und 25 die Parabellinie 5-3-II-4 die Begrenzung der Wassergeschwindigkeiten v_z im Strahle über einer Wehrkrone liefern. Das trifft aber nicht zu; sehr sorgfältige und genaue Messungen haben den Nachweis erbracht, daß nicht die Linie II, sondern die Linie I die Begrenzung der Geschwindigkeitswerte oberhalb der Wehrkrone bildet [R. WINKEL: „Die Geschwindigkeitsverteilung im Strahle über einer Wehrkrone“, Bautechn. 7 (1929) 28, S. 438/439]. Im Falle der Abb. 25 liegt der Unterwasserstand (UW) tiefer als die Wehrkrone liegt, im Falle der Abb. 26 steht dagegen das UW um h_2 über der Wehrkronenhöhe. In beiden Fällen ist die Geschwindigkeit oben im Strahle in der Höhe h' über der Wehrkrone genau

gleich $\sqrt{2g(H-h')}$, wie es der Punkt 3 (Abb. 25 u. 26) erkennen läßt. Beim vollkommenen Überfall (Abb. 25) stimmt außerdem noch v_2 dicht über der Wehrkrone mit $\sqrt{2gH}$ überein, während beim unvollkommenen Überfall (Abb. 26) v_2 kleiner als beim vollkommenen Überfall wird, da infolge des Gegendruckes vom Unterwasser her der Punkt 4 nicht mehr mit Punkt 5 zusammenfällt. In beiden Fällen sind aber die zwischen dem v_1 und v_2 Wert liegenden v Werte ausnahmslos kleiner als sie nach der Parabel II sein sollten; das erklärt sich aus den Störungen, die beim Zusammenfließen der Wasserfäden zur Überlaufstelle in ähnlicher Weise, wie es bei dem Fall der Abb. 23 gezeigt wurde, entstehen.

Aus diesen Forschungsergebnissen stellte KEUTNER neue, beiwertfreie Berechnungsformeln für Überfallwehre auf [Bautechn., 7 (1929) S. 575]; es hatte sich weiterhin ergeben, daß auch das Verhältnis $h:w$ (Abb. 24), also der Lage der Wehrkrone zum noch nicht abgesenkten Wasserspiegel OW und zur Flußsohle,

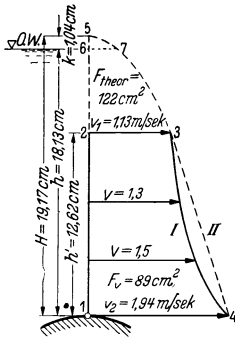


Abb. 25.

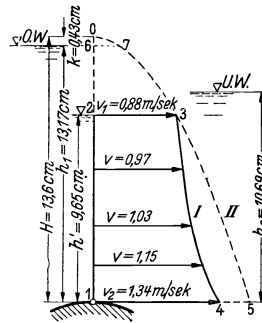


Abb. 26.

Wehrhöhe = w , für die Größe des Abflusses mitbestimmend ist. Für den vollkommenen Überfall mit gut abgerundeter Wehrkrone (Abb. 24 u. 25) wurde durch die in der Technischen Hochschule Danzig ausgeführten Arbeiten die *beiwertfreie* Überfallgleichung gewonnen

$$(71) \quad q = 4,067 b \cdot h^{\frac{5}{2}} \sqrt{h/w} \sqrt{h+k} - 0,73 h^{\frac{5}{2}} \sqrt{h/w}.$$

Als Näherungs-Gleichung für Überfälle mit gut abgerundeter Wehrkrone wurde ferner

$$(72) \quad q = 2,1 b h^{\frac{5}{2}} \sqrt{h}$$

aufgestellt¹.

Für den unvollkommenen Überfall, zu dessen Berechnung früher zwei voneinander verschiedene Beiwerte μ_1 und μ_2 in die sonst gebräuchliche Formel einzusetzen waren, deren Größen aber weder durch theoretische Berechnungen noch durch Versuche bestimmbar waren, konnten in der Danziger Versuchsanstalt gleichfalls beiwertfreie Beziehungen gefunden werden. Es ergab sich, daß einmal ein Übergangszustand zwischen dem vollkommenen und unvollkommenen Überfall möglich ist und daß ferner beim unvollkommenen Überfall zwei verschiedene Fälle zu unterscheiden sind: der Überfallstrahl kann entweder in das Unterwasser eintauchen oder ungefähr in der waagerechten Fließrichtung in schwingender Wellenform in das Unterwasser einströmen. Die für diese drei Fälle auszuwählenden Formeln sind gleichfalls in der Bautechnik 7 (1929) S. 575, ferner mit etwas geänderten Höhenbezeichnungen auf S. 192 und 193 des Buches von WEYRAUCH-STROBEL „Hydraulisches Rechnen“, Stuttgart 1930, mitgeteilt worden.

¹ WINKEL, R.: Der Wasserabfluß über Streichwehre. Baugingenieur 19 (1938) S. 478.

Für die Messung sehr kleiner Wassermengen wird bei Forschungsarbeiten oft ein Dreieck-Meßwehr benutzt, dessen Spitze nach unten gerichtet ist. Wird die Überlaufhöhe z von der Dreiecksspitze aus gerechnet, so ist die obere Breite des Strahles $b = az$. Wird dann noch die gemittelte Geschwindigkeit mit einem Beiwert $k < 1$ eingeführt $v = k \sqrt{2gz}$, so ist für das Dreieckswehr

$$q = az \cdot \frac{z}{2} \cdot k \sqrt{2gz^{1/2}}$$

oder, wenn die festen Größen a, k und g in einem Wert A zusammengefaßt werden,

$$(73) \quad q = A z^{3/2}.$$

Der Wert A kann errechnet werden oder, was mehr zu empfehlen ist, durch Eichung etwa mit der Raumzeitmessung bestimmt werden. Derartige Dreieckswehre erhalten meistens einen Winkel von 90° unten an der Spitze und außerdem fast messerscharfe Dreiecksseiten als Überlaufkanten, damit der Strahl frei springt und nicht in Schwingungen gerät.

H. Umwandlung von Bewegungsenergie in andere Energieformen (Wärme).

Der in Abb. 27 dargestellte Abflßvorgang zeigt ein Unstetigwerden der Energielinie, die um $v_x^2/2g$ über dem jeweiligen Wasserstand an einer Stelle liegt, wo die

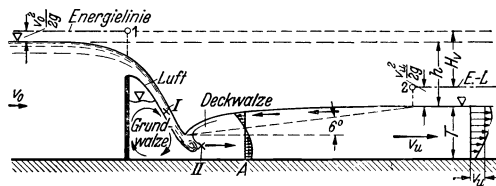


Abb. 27.

Abflßgeschwindigkeit v_x ist. Dadurch ist die Energielinie in ihrer Lage eindeutig bestimmt, z. B. auf der Oberwasserseite durch die OW Höhe und durch $v_0^2/2g$ über OW. Im Unterwasser ist dort, wo die Abflßgeschwindigkeit wieder eine ausschließlich stromab weisende Richtung erreicht hat und v_u als gemittelten Wert hat, die Energielinie vom Punkt 1 bis zum Punkt 2 um H_v herabgerückt. Es ist also ein Höhenverlust $H_v = h + v_0^2/2g - v_u^2/2g$ für den Fließvorgang eingetreten; trotzdem kann aber nach dem Gesetz von R. MAYER die dem H_v entsprechende Energie nicht verlorengegangen sein, sie hat sich vielmehr in fremde Energieformen umgewandelt. Daß dabei im wesentlichen Wärme erzeugt wird, ist daraus zu entnehmen, daß in einem Flusse eine kurze Strecke stromab eines Wehres auch bei sehr strengem Frost nicht zufriert. Beim Abflß q ($m^3/$ Sek.) wird in 1 Sekunde eine Energiemenge $1000 (kg/m^3) \cdot q (m^3/$ Sek.) $\cdot H_v (m)$ in Wärme umgewandelt; da nun der Wärmegleichwert $A = 1/427$ in WE/mkg und 1 WE die zur Erwärmung von 1 kg Wasser um 1° Celsius nötige Wärmemenge ist, läßt sich für einen gegebenen Fall die an einem Wehre in der Zeiteinheit entstehende Wärmemenge errechnen.

Wir wissen, daß die vorgeschriebene Energieumwandlung in Wasserwalzen vollzogen wird; es ist uns aber der innere Vorgang der Wärmeerzeugung bisher noch nicht bekannt, zumal es sich hierbei nur zu einem ganz kleinen Teile um eigentliche Reibungsvorgänge zu handeln scheint. Jedenfalls findet ein Wasser-austausch zwischen dem fließenden Wasser und zwischen dem in einer Wasserwalze mühlenartig bewegten, rückfließenden Wasser statt [R. WINKEL: „Hydro-mechanische Energieumwandlung“, Bautechn. 4 (1926) S. 454]. Wasserwalzen mit waagerechter Drehachse werden als Grundwalze und als Deckwalze

(Abb. 27), solche mit senkrechter Achse als Seitenwalzen (Abb. 28) bezeichnet; derartige Walzen entziehen dem fließenden Strome ständig Wasserteile, die nach Umlauf in der Walze allmählich in dem Maße, wie es die Raumbedingung erfordert, dem fließenden Strome wieder zurückgegeben werden. Dabei gelangen an den

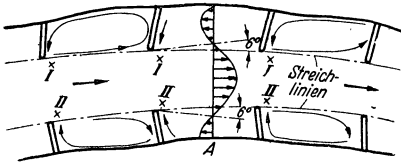


Abb. 28.

Stellen I und II Wasserteile in den Strom zurück, denen die ursprüngliche Bewegungsenergie $m v^2/2$ verlorengegangen ist, da solche Wasserteile ihre ursprüngliche Geschwindigkeit v vollständig eingebüßt haben; sie müssen daher von dem fließenden Strome in der Fließrichtung erneut wieder bis auf v beschleunigt werden, wozu ein Teil

der Strömungsenergie verbraucht werden muß. Diese Wasserteile, die aus einer Walze heraus wieder in den Strom zurückkehren (Stelle I und II), wirken mithin gleichsam bremsend auf die Strömung; R. WINKEL hat aus diesem Grunde für die Wirkung der Wasserwalzen den Ausdruck „Bremskammerwirkung“ vorgeschlagen.

Auch die in der Abb. 28 dargestellten Bühnenfelder weisen eine Bremskammerwirkung auf (vgl. R. WINKEL, „Die Grundlagen der Flußregelung...“, Berlin

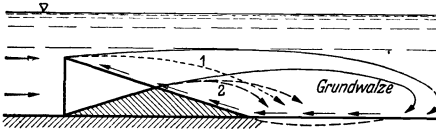


Abb. 29.

1934, S. 6 bis 11). Werden an der Stelle A (Abb. 27 u. 28) die Wassergeschwindigkeiten gemessen und nach ihrer Richtung von der Messungslinie aus aufgetragen, so zeigen sich in der Walze rückfließende Strömungen (Nehrströme); der Nullpunkt für $v = 0$ liegt stets auf

der Linie des Ablösungswinkels von rd. 6° , wie es aus den Abbildungen zu ersehen ist.

Die Abb. 27 zeigt ferner auch die Vorgänge bei der Beruhigung des Wassers: Dort, wo die Walze endet, fließt das Wasser wieder im vollen Querschnitte und in voller Tiefe T stromabwärts und die Geschwindigkeit v verteilt sich über den Querschnitt, so wie es die Abb. 27 zeigt. Am Ende der Walze tritt wieder der gewöhnliche Fließzustand ein; das zuvor noch sehr unruhig zuströmende Wasser hat sich hinter der Walze völlig beruhigt. Aus gleichem Grunde ist auch jeder Wassersprung ein wirksames Mittel zur Wasserberuhigung.

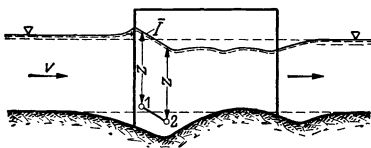


Abb. 30.

Die Strömungsenergie kann auch eine rein mechanische Arbeit verrichten, indem das bewegliche Flußbett angegriffen und in seiner Lage und Gestalt verändert wird. Im Falle der Abb. 29, die eine von TH. REHBOCK angegebene Zahnschwelle zur

Verminderung der Sohlenauskolkung im Sturzbette eines Wehres darstellt, führt eine Ablösungswalze (Grundwalze) hinter der Schwelle bei der rückkehrenden Bewegung gleichsam wie ein Eimerkettenbagger etwas Sand von der Flußsohle mit sich fort und fördert ihn auf die schrägen Flächen hinauf, bis er oben von dem Strome des Flusses erfaßt und wieder zurückgeschleudert wird. So werden etwa entstehende Sohlenvertiefungen wieder ausgefüllt; außerdem vermindert die fächerartige Verflechtung der abfließenden und der rückkehrenden Wasserströmungen den Sohlenangriff.

Am Vorkopf eines Brückenpfeilers bildet sich durch den Wasseraufprall eine örtliche Wasserhebung um $+v^2/2g$ und durch Tiefdruckgebiete in den seitlichen Wasserwalzen ein starkes Gefälle \bar{J} aus. Hier wirkt nun auf die Sohle unter Einwirkung dieses starken Gefälles eine Kraft, die in Gl. (17) bereits ermittelt wurde, $\bar{S} = 1000 T \bar{J}$, am Vorkopf eines Brückenpfeilers; die Folge ist eine starke Auskolkung der Sohle, wie es die Abb. 30 zeigt, denn \bar{J} überträgt sich auf alle Schichten in den verschiedenen Tiefen in gleicher Größe. So bilden beispielsweise die Punkte 1 und 2, die je um z unter der unter \bar{J} geneigten Wasserspiegellinie liegen, entsprechend der Gl. (2) Orte gleichen Druckes, demnach ist auch dort in der Tiefe z das Druckgefälle so groß wie an der Wasseroberfläche, also gleich \bar{J} . An einem Brückenpfeiler ist offenbar der Vorkopf am stärksten durch Kolkbildung gefährdet, und die Sohle muß dort durch weitreichende Steinschüttungen besonders gut gesichert werden; eine weitere Sicherung gegen diese Kolkbildung kann durch eine möglichst schlanke Spitze am Vorkopf des Pfeilers erreicht werden.

J. Hohlraumbildung (Kavitation).

Große Wassergeschwindigkeiten können gegebenenfalls so starke mechanische Wirkungen haben, daß der Baustoff von Rohren oder Absperrschiebern selbst dann zerstört wird, wenn er z. B. aus Stahl besteht. Lassen wir etwa in einem VENTURI-Rohre (Abb. 21), durch weitere Einengung die Geschwindigkeit v_1 so stark zunehmen, daß der Druckhöhenabfall $\Delta h = h_1 - h = \text{rd. } 10 \text{ m}$, oder genauer $10,3 \text{ m}$ wird, so ist nach Gl. (2) die Druckabnahme $\Delta p = \gamma \cdot \Delta h = 1 \text{ t/m}^3 \cdot 10 \text{ m} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ at}$. Es wird demnach an der engsten Stelle der Druck gegenüber dem atmosphärischen Luftdrucke gleich Null, d. h. es entsteht eine Luftleere (Vakuum).

In derartigen Fällen zeigen sich an bestimmten Rohrstellen, z. B. an einer Einengung und unmittelbar dahinter sowie an den Verschlubeinrichtungen starke Zerstörungswirkungen, die auf die Hohlraumbildung (Kavitation) zurückzuführen sind. An den betroffenen Stellen entsteht in sehr schnellem Wechsel bald eine Wasserverdampfung, bald eine Verdichtung (Kondensation) des Dampfes. Da nun diese Dampfverdichtung fast plötzlich, in Zeitwerten von vielleicht nur einer millionstel Sekunde erfolgt, treten ungemein heftige Wasserschläge auf, die selbst Stahlwandungen in verhältnismäßig kurzer Zeit zerstören.

Die Bedingung für das Entstehen einer Hohlraumbildung ergibt sich nach den vorstehenden Erklärungen zu $\gamma(v_1^2/2g - v^2/2g) = 10,3 \text{ m}$. Ist nun v^2 gegen v_1^2 sehr klein, so ist mit $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ auch angenähert $v_1 = \sqrt{2g \cdot 10,3} = 14,2$ bis 15 m/Sek. als kritische Geschwindigkeit für das Entstehen einer Hohlraumbildung.

Vorschläge für „kavitationsfreie Verschlüsse“ von Talsperregrundablässen hat B. KÖRNER in Wasserkraft und Wasserwirtschaft 24 (1929) S. 326 u. 339 mitgeteilt.

VI. Theorie der Schiffsschleusung.

Stoßkraft, Sogkraft, Wellenkraft, Schleusungsdauer.

Die in eine Schleusenammer einströmende Wassermenge q ($\text{m}^3/\text{Sek.}$) trifft ein geschleustes Schiff mit einer Geschwindigkeit v ($\text{m}/\text{Sek.}$); die Stoßkraft an der getroffenen Schiffsfläche f_0 bewirkt eine Schiffsbewegung zum Unterhaupt hin, ihre Größe ist der Stoßimpuls $M \cdot v$, der auf die Fläche f_0 zu beziehen ist. Mit einem Beiwert $a < 1$ ist demnach diese Kraft

$$(74) \quad K = a \frac{\gamma}{g} (q v) f_0.$$

Diese Kraft K wirkt aber nicht allein auf das geschleuste Schiff; durch die Ejektorwirkung des in die Schleuse einströmenden Wassers entsteht eine Sogkraft Z , deren Größe durch die nach Gl. (56) zu bestimmende Senkung s und durch das dort entstehende Senkungsgefälle bedingt wird. Liegt das Schiff in der Nähe des Oberhauptes und ist f_s der größte Spantquerschnitt, so ist im ungünstigsten

Fälle die auf das geschleuste Schiff in der Richtung zum Oberhaupt wirkende Sogkraft

$$(75) \quad Z = \gamma (f_s \cdot s).$$

Bis zu einem gewissen Grade können die einander entgegengesetzt wirkenden Kräfte K und Z sich mehr oder weniger stark in ihren Wirkungen aufheben. Das kann gegebenenfalls noch durch eine Schrägschwelle, die auf der Kammersole quer vor der Einströmöffnung angebracht wird, begünstigt werden; der einströmende Strahl wird durch eine solche Schrägschwelle etwas nach oben gegen das Schiff gelenkt, wodurch K verstärkt wird. Es ist nämlich meistens Z erheblich größer als K , so daß die Verstärkung von K günstig ist.

Beim Schleusen ist stets ein Hin- und Her-Pendeln des geschleusten Schiffes, bald zum Unterhaupt hin, bald zum Oberhaupt hin, zu beobachten. Solche Schiffsschwingungen können nun offenbar weder durch K noch durch Z verursacht werden, weil keine dieser beiden Kräfte die Richtung wechselt. Die Schiffsschwingungen werden vielmehr durch die in der Schleusenammer hin und her eilenden Schwallwellen bei der Kammerfüllung oder Senkungsellen bei der Kammerleerung bedingt. Gl. (37a) liefert hierfür die Wellenschnelligkeit $c = \sqrt{g T}$ und Gl. (38a) die Schwallhöhe $z = q/c B$. Bei der Schleusenfüllung entsteht zu Beginn sogleich am Oberhaupt eine Schwallwelle z , die zum Unterhaupt hin eilt, dort zurückgeworfen wird und zum Oberhaupt läuft, um dort abermals zurückgeworfen zu werden und das Spiel von neuem zu beginnen. Infolge z wirkt nun eine Wellenstoßkraft W in zeitlich wechselnder Richtung auf das geschleuste Schiff

$$W = \gamma (f_s \cdot z).$$

Diese Schwallhöhe kann während einer Schleusung niemals gleich Null sein, weil nur für $q = \text{Null}$ auch $z = q : c B$ Null werden könnte, alsdann würde aber kein Wasser in die Schleuse einströmen. Dieses wird oft übersehen, wenn nach Maßnahmen geforscht wird, durch die eine ruhige Lage des geschleusten Schiffes erreicht werden soll. Hierfür lassen sich keine „Beruhigungs-Einrichtungen“, etwa durch Rechen oder durch sonstige Einbauten anwenden. Dagegen ist es möglich, den z hohen Hang zwischen dem Wellenfuß, für den z noch gleich Null ist, und dem z hohen Wellenscheitel durch geeignete Schützvorrichtungen so lang zu strecken, daß die Hanglänge größer als die Länge der Schleusenammer wird. Als dann gelangt das geschleuste Schiff in ein nur ganz schwaches Gefälle, das sich überdies noch beim Rücklauf der am Unterhaupt zurückgeworfenen Schwallwelle in ein ungefähr gleich großes Gefälle umkehrt. Das geschleuste Schiff bleibt infolgedessen fast an der Stelle liegen; die hierzu getroffenen Maßnahmen, die sich im Schleusenbetriebe voll bewährt haben, sind eingehend auf S. 50 bis 66 des Buches von R. WINKEL: „Grundlagen der Flußregelung, einschließlich Stauregelung und Theorie der Schiffsschleusung“, Berlin 1934, behandelt worden. Dort wird auch gezeigt, daß neben dem Schiff noch $z' > z$ wird.

Bei Entwurfsbearbeitungen ist es oft erwünscht, die Schleusungsdauer zuverlässig berechnen zu können. In roher Näherung ist die Schleusungszeit T dadurch bestimmbar, daß der Füllraum in der Schleusenammer, deren Wasserfläche O sei, also $(O \cdot h)$ durch die gemittelte Zuflußwassermenge q geteilt wird; wenn F der größte beim Schützen freigegebene Umlaufquerschnitt ist, ist $q = 0,5 \mu \sqrt{2 g h} \cdot F$, mithin ist

$$(77) \quad T \simeq \frac{2 O h}{\mu \sqrt{2 g h} F}.$$

Da aber die volle Umlauföffnung erst in einer Zeit t_1 allmählich bis zur vollen Durchflußfläche F freigegeben wird, ergibt Gl. (77) zu kleine Werte. Die genauere Berechnung der Schleusungsdauer T ist im vorgenannten Buche auf S. 64 entwickelt worden.

Zum Schlusse sei darauf hingewiesen, daß bei Neubauten von großen Schiffsschleusen vorhergehende Modelluntersuchungen die zuverlässigste Art zur Feststellung aller Fragen sind, die die Kraftwirkungen auf das geschleuste Schiff und die Schleusungsdauer betreffen.

Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie.

Von

Dr.-Ing. W. FLÜGGE,

act. associate Professor, Stanford University, Cal., USA.

I. Grundlagen.

Die Aufgabe der Festigkeitslehre ist anzugeben, welche äußeren Kräfte ein fester Körper (etwa ein Bauwerk, ein Bauteil, der Baugrund) zu ertragen vermag. Der Beantwortung dieser Frage dienen zwei Kriterien: Einerseits dürfen die sogleich zu definierenden Spannungen gewisse, vom Baustoff abhängige Grenzen nicht überschreiten, andererseits muß das von den äußeren und inneren Kräften gebildete Gleichgewicht stabil sein. Dementsprechend gliedert sich die ganze Festigkeitslehre in eine „Spannungstheorie“ und eine „Stabilitätstheorie“. Der ersteren dienen die Teile I—VII, der letzteren Teil VIII dieses Kapitels.

Bei stabförmigen Körpern (Balken, Säulen) und den aus ihnen zusammengesetzten Tragwerken (Fachwerke, Rahmen) zerlegt man zweckmäßig die Spannungsermittlung in zwei Schritte, indem man zunächst aus den äußeren Kräften die Resultierende der in einem Querschnitt übertragenen Kräfte berechnet und dann aus dieser „Schnittkraft“ die Spannungen. Der erste Teil stellt eine umfangreiche Disziplin dar, die Baustatik, die ihre eigenen Methoden entwickelt hat und üblicherweise nicht mit zur Festigkeitslehre gerechnet wird, deren Aufgabe sich also für stabförmige Körper auf die Ermittlung der Spannungen aus gegebenen Schnittkräften beschränkt.

A. Die Grundbegriffe der Festigkeitslehre.

1. Schnittprinzip, Spannungen.

Zur Definition der Spannungen kommt man durch folgenden grundlegenden Gedankengang: An einem Körper möge eine Gleichgewichtsgruppe von äußeren Kräften angreifen. Denkt man sich den Körper durch einen irgendwie geführten Schnitt in zwei Teile zerlegt und den einen von ihnen samt den daran angreifenden Kräften entfernt, so muß man dessen Wirkung auf den anderen Teil, damit für diesen das Gleichgewicht und der bestehende Formänderungszustand erhalten bleiben, durch zusätzliche Kräfte ersetzen, die in der Schnittfläche anzubringen sind. Diese „inneren“ Kräfte sind stetig über die Schnittfläche verteilt, so daß jedem Flächenelement dF eine Kraft $d\mathfrak{P}$ zukommt. Bildet man den Quotienten $d\mathfrak{P}/dF$ und macht dann den Grenzübergang $dF \rightarrow 0$, so strebt dieser Quotient einem Grenzwert zu, den man als *Spannung* bezeichnet. Die Spannung in einem bestimmten Flächenelement ist ebenso wie $d\mathfrak{P}$ ein Vektor und kann in Komponenten normal und tangential zu dF zerlegt werden, die Normalspannung σ und die Schubspannung τ .

Legt man durch denselben Punkt Schnitte in verschiedenen Richtungen, so gehören dazu verschiedene Spannungen. Schneidet man insbesondere nach Abb. 1 ein Raumelement aus dem Körper heraus, so greift an jeder seiner sechs Flächen

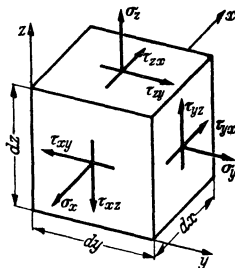


Abb. 1.

ein Spannungsvektor an, der in drei Komponenten nach den Koordinatenachsen x, y, z zerlegt werden kann. Die Spannungen auf gegenüberliegenden Flächen unterscheiden sich natürlich nur um Differentiale, so daß man $3 \cdot 3 = 9$ Spannungskomponente zu unterscheiden hat, die in folgender Weise bezeichnet werden:

Die Normalspannungen σ erhalten als Index die Achse, in deren Richtung sie liegen, und sind als Zug positiv, als Druck negativ.

Die Schubspannungen τ erhalten als ersten Index denselben, wie die an der gleichen Fläche angreifende Normalspannung, als zweiten Index die Achse, in deren Richtung sie zeigen. Zeigt der positive Richtungssinn der zugehörigen Normalspannung in Richtung einer positiven (negativen) Koordinatenachse, so gilt auch die Schubspannung als positiv, wenn sie in Richtung einer positiven (negativen) Koordinatenachse zeigt.

2. Paarweise Gleichheit der Schubspannungen.

Bildet man für die an dem Raumelement (Abb. 1) angreifenden Kräfte die Gleichgewichtsbedingung der Momente für eine mit dem Vektor σ_x zusammenfallende Achse, so erhält man

$$\tau_{yz} dx dz \cdot dy = \tau_{xy} dx dy \cdot dz,$$

und entnimmt daraus und aus zwei entsprechenden Momentengleichungen, daß die Schubspannungen mit gleichen Indizes einander gleich sind:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \quad \tau_{yz} = \tau_{zy}, \quad \tau_{zx} = \tau_{xz}. \tag{1}$$

3. Verzerrungen.

Daß den oben definierten Spannungen eine physikalische Realität zukommt, ergibt sich durch ihren Zusammenhang mit den Formänderungen, die jeder Körper unter dem Einfluß äußerer Kräfte erfährt.

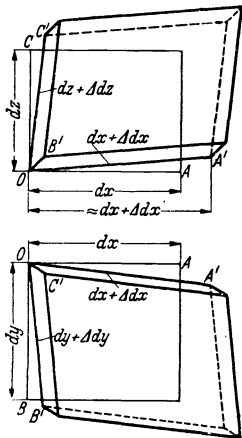


Abb. 2.

Abb. 2 zeigt ein Raumelement, das vor der Verformung rechtwinklig war und die Kantenlängen dx, dy, dz hatte. Die Kantenlängen nach der Verformung mögen $dx + \Delta dx, dy + \Delta dy, dz + \Delta dz$ genannt werden. Die Quotienten

$$\epsilon_x = \Delta dx/dx, \quad \epsilon_y = \Delta dy/dy, \quad \epsilon_z = \Delta dz/dz$$

bezeichnet man als *Dehnungen*. Sie sind dimensionslos und bei allen für den Bauingenieur in Betracht kommenden Baustoffen klein gegen 1.

Außer den Verlängerungen der Kanten kann das Raumelement $dx \cdot dy \cdot dz$ noch eine Änderung seiner ursprünglich rechten Winkel erfahren. Die beiden in der Kante OC zusammenstoßenden Ebenen mögen nach der Formänderung den Winkel $\frac{\pi}{2} - \gamma_{xy}$ bilden, und entsprechend sei die Verkleinerung des rechten Winkels in der Kante OA gleich γ_{yz} , und in der Kante OB gleich γ_{zx} . Die drei Winkeländerungen $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$ werden als *Gleitungen* oder *Schiebungen* bezeichnet und sind ebenfalls immer klein gegen 1.

Durch die sechs *Verzerrungen* ϵ und γ ist die Formänderung des Raumelements, die „Formänderung im kleinen“, vollständig bestimmt.

Die Änderung, die das Volumen $dV = dx \cdot dy \cdot dz$ erfährt, ist:

$$\Delta dV = (dx + \Delta dx) (dy + \Delta dy) (dz + \Delta dz) - dx dy dz,$$

und daraus folgt, wenn man Produkte von Dehnungen als klein von höherer Ordnung vernachlässigt, die *kubische Dehnung*

$$e = \frac{\Delta dV}{dV} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z. \tag{2}$$

4. Verschiebungen.

Die Formänderung eines festen Körpers läßt sich auch dadurch vollständig beschreiben, daß man für jeden seiner Punkte angibt, welche Verschiebung er dabei erfährt. Schließt man starre Bewegungen von endlicher Größe von der Betrachtung aus, indem man nötigenfalls das zur Rechnung benutzte Koordinatensystem an einer solchen Bewegung teilnehmen läßt, so sind auch die Verschiebungskomponenten u, v, w stets kleine Größen und ihre Ableitungen nach den Koordinaten klein gegen 1. Unter dieser Voraussetzung ist nach Abb. 3 die Länge des Linienelementes $OA = dx$ nach der Formänderung

$$O'A' = (1 + \epsilon_x) dx = dx + \left(u + \frac{\partial u}{\partial x} dx\right) - u = \left(1 + \frac{\partial u}{\partial x}\right) dx,$$

also

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}. \quad (3)$$

Entsprechend entnimmt man aus Abb. 3 für die Gleitung $\gamma_{xy} = \gamma_1 + \gamma_2$:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \\ \gamma_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

und ebenso

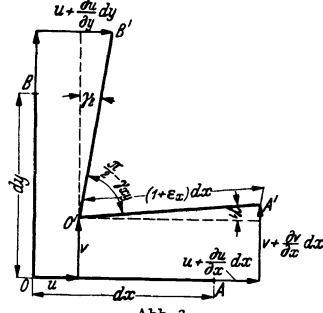


Abb. 3.

5. Verträglichkeitsbedingungen.

Da sich nach Gl. (3) und (4) alle sechs Verzerrungen durch die drei Verschiebungen ausdrücken lassen, so können die Verzerrungsgrößen nicht unabhängig voneinander sein. Die drei Gleichungen, die zwischen ihnen bestehen müssen, erhält man, wenn man aus (3) und (4) u, v, w eliminiert:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial x^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} \\ \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial y^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z} \\ \frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial z^2} &= \frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial z \partial x} \end{aligned} \right\} \quad (5a-c)$$

Diese Beziehungen heißen *Verträglichkeitsbedingungen* und sagen aus, daß sich auch die verzerrten Raumelemente wieder mosaikartig zusammensetzen lassen und den Raum dabei lückenlos ausfüllen, eine Forderung, die von beliebig deformierten Elementen nicht erfüllt werden würde.

Da die Verträglichkeitsbedingungen Differentialgleichungen sind, so sind also die Verzerrungen an einem einzelnen Raumelement sehr wohl alle sechs unabhängig voneinander, aber ihr Verlauf innerhalb eines endlich ausgedehnten Bereichs ist an die Bedingungen (5) geknüpft. Gleichbedeutend mit diesen Gleichungen ist auch die folgende samt den beiden daraus durch zyklische Vertauschung gewinnbaren:

$$\frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial z} - \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial x^2} = 2 \frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y \partial z}. \quad (6)$$

Auch diese Form der Verträglichkeitsbedingungen läßt sich aus (3) und (4) durch Elimination der Verschiebungen gewinnen.

B. Die Differentialgesetze der Elastizitätstheorie.

Zur Berechnung der Spannungen und Formänderungen in elastischen Körpern stehen folgende Gleichungen zur Verfügung:

Gleichgewichtsbedingungen am Volumelement: Die Momentengleichungen sind schon für die Formeln (1), S. 144 verbraucht. Die Kräftegleichungen geben nach Abb. 4

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (7a-c)$$

wenn man mit X, Y, Z die Komponenten der auf die Raumeinheit wirkenden Massenkkräfte (z. B. Schwere, Fliehkraft) bezeichnet.

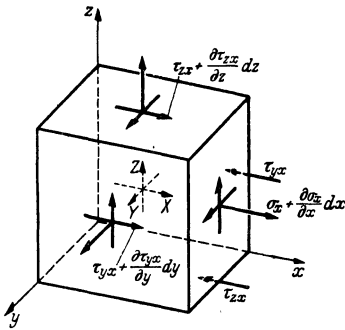


Abb. 4.

Das Elastizitätsgesetz: Es stellt den Zusammenhang zwischen Spannungen und Verzerrungen dar. Für die Elastizitätstheorie kommt in der Regel nur ein linearer Zusammenhang in Frage, der durch das Hookesche Gesetz dargestellt wird:

$$\left. \begin{aligned} E \epsilon_x &= \sigma_x - \nu \sigma_y - \nu \sigma_z \\ E \epsilon_y &= \sigma_y - \nu \sigma_x - \nu \sigma_z \end{aligned} \right\} \quad (8a-c)$$

$$\left. \begin{aligned} E \epsilon_z &= \sigma_z - \nu \sigma_x - \nu \sigma_y \\ G \gamma_{xy} &= \tau_{xy}, \quad G \gamma_{yz} = \tau_{yz}, \\ G \gamma_{zx} &= \tau_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (8d-f)$$

Löst man (8a-c) nach den Spannungen auf und führt die kubische Dehnung nach (2) ein, so erhält man z. B.

$$\sigma_x = \frac{E}{1+\nu} \left(\epsilon_x + \frac{\nu}{1-2\nu} e \right). \quad (8'a-c)$$

Diese Gleichungen sind keine exakt erfüllten Naturgesetze, sondern eine Idealisierung des wirklichen Verhaltens, das je nach dem Baustoff und der Höhe der Beanspruchung mehr oder weniger davon abweicht. Da eine mathematische Behandlung von Festigkeitsfragen mit komplizierterem, nichtlinearem Elastizitätsgesetz ganz erheblich mehr Mühe macht und nur in den allereinfachsten Fällen wirklich durchführbar ist, so ist man gezwungen, auch bei solchen Baustoffen (Beton!), von denen das Hookesche Gesetz nur sehr unvollkommen befolgt wird, die darauf aufgebauten Rechnungen als erste und meist einzige Näherung zu benutzen, die allerdings in der Regel recht brauchbar ist und mehr als einen nur qualitativen Überblick liefert.

Die im Hookeschen Gesetz vorkommenden Koeffizienten, der Elastizitätsmodul E , der Schubmodul G und die Querszahl ν , sind Materialkonstante. Zwischen ihnen besteht die Beziehung

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)},$$

die sich durch Einsetzen des Elastizitätsgesetzes in die Transformationsgleichungen (16), S. 153 gewinnen läßt. E und G haben die Dimension einer Spannung und sind bei allen Werkstoffen des Bauingenieurs groß gegenüber den von diesen zu ertragenden Spannungen σ und τ . Auf dieser Tatsache beruht die in der Elastizitätstheorie überall vorausgesetzte Kleinheit der Verzerrungen. Die Querszahl ν ist dimensionslos und liegt stets zwischen 0 und $1/2$. Ihr Reziprokwert $m = 1/\nu$ heißt Poisson-Zahl. Zahlenwerte für die elastischen Konstanten siehe Baustoffkunde, S. 363, 367, 393, 413.

Beziehungen zwischen Verzerrungen und Verschiebungen: Diese Gleichungen sind unter (3), (4) auf S. 145 schon angegeben.

Diese drei Gleichungssysteme liefern zusammen $3 + 6 + 6 = 15$ Gleichungen für folgende 15 Unbekannten: 6 Spannungen, 6 Verzerrungen, 3 Verschiebungen.

Sie reichen also grundsätzlich zu deren Berechnung aus. Die rechnerische Bewältigung eines so umfangreichen Differentialgleichungssystems ist natürlich nur in Sonderfällen möglich, von denen die wichtigsten in den folgenden Abschnitten II—VII behandelt werden.

Setzt man in (8') für die Verzerrungen die Verschiebungen nach (3), (4) ein und führt dann die Spannungen σ und nach (8d—f) die Schubspannungen τ in die Gleichgewichtsbedingungen (7) ein, so ergeben sich die als *elastische Grundgleichungen* bezeichneten Differentialgleichungen

$$\left. \begin{aligned} \Delta u + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial e}{\partial x} + \frac{X}{G} &= 0 \\ \Delta v + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial e}{\partial y} + \frac{Y}{G} &= 0 \\ \Delta w + \frac{1}{1-2\nu} \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{Z}{G} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

wobei $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ den LAPLACESchen Operator bezeichnet. Wegen (2) sind das drei Differentialgleichungen für die drei Verschiebungen u, v, w , aus deren Lösung nach (3), (4), (8) alle Spannungen und Verzerrungen durch Differenzieren gewonnen werden können. Die Gleichungen (9) bilden daher oft einen zweckmäßigen Ausgangspunkt für die Untersuchung von Sonderfällen.

Statt der Beziehungen zwischen Verschiebungen und Verzerrungen kann man auch als dritte Gleichungsgruppe die auf S. 145 aufgeführten Verträglichkeitsgleichungen benutzen. Dann gehen die Verschiebungen u, v, w überhaupt nicht in die Rechnung ein, und man hat dementsprechend auch nur 12 Gleichungen statt 15.

C. Formänderungsarbeit.

1. Definition.

Wird ein Tragwerk belastet, so erfahren die Lastangriffspunkte elastische Verschiebungen, und die äußeren Kräfte leisten eine Arbeit. Das Schicksal der dadurch dem Tragwerk zugeführten Energie kann sehr verschieden sein. Erfolgt die Belastung plötzlich, so daß der Formänderungsweg mit wesentlicher Geschwindigkeit durchlaufen wird, so setzt sich ein Teil von ihr in kinetische Energie dieser Bewegung um, die im Laufe der Zeit irgendwie zerstreut wird, sei es, daß sie als elastische Welle in den Baugrund geht und ins Unendliche ausgestrahlt wird, sei es, daß sie sich durch innere Reibung in Wärme umsetzt. Bringt man die Lasten so langsam auf, daß keine merkliche kinetische Energie entsteht, daß also die von Null anwachsenden Lasten mit den inneren Kräften jederzeit im Gleichgewicht sind, so wird die zugeführte Energie offenbar ausschließlich zur Erzeugung der Deformation aufgewandt und führt dann den Namen *Formänderungsarbeit*.

Ihre Berechnung möge zunächst an einem in einer Richtung unter Zugspannung stehenden Teilchen gezeigt werden (Abb. 5). Die schon vorhandene Spannung σ und die zugehörige Dehnung ϵ sollen um $d\sigma$ und $d\epsilon$ gesteigert werden. Dann leistet die Kraft σdF auf dem Wege $d\epsilon \cdot dl$ die Arbeit $\sigma dF \cdot d\epsilon dl = \sigma d\epsilon dV$, wenn man mit dV das Volumen des Elements bezeichnet. Läßt man die Spannung σ von null auf ihren Endwert anwachsen und entsprechend die Dehnung von 0 bis ϵ , so wird dabei insgesamt je Volumeneinheit die Arbeit

$$a = \int_0^\epsilon \sigma(\epsilon) d\epsilon$$

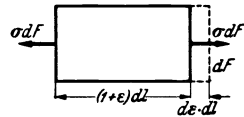


Abb. 5.

geleistet. Entsprechend ist für ein durch Schubspannungen τ beanspruchtes Element (Abb. 6) die Formänderungsarbeit je Raumeinheit (die *bezogene Formänderungsarbeit*):

$$a = \int_0^\gamma \tau(\gamma) d\gamma,$$

wobei nur die eine der vier Kräfte $\tau \cdot dF$ Arbeit leistet.

Im allgemeinen Falle, daß am Raumelement alle drei Normalspannungen und alle drei Schubspannungen angreifen, ergibt sich die bezogene Formänderungsarbeit aus der Summe über die Arbeiten der einzelnen Spannungen:

$$\alpha = \int_0^{\epsilon_x} \sigma_x d\epsilon_x + \int_0^{\epsilon_y} \sigma_y d\epsilon_y + \int_0^{\epsilon_z} \sigma_z d\epsilon_z + \int_0^{\gamma_{xy}} \tau_{xy} d\gamma_{xy} + \int_0^{\gamma_{yz}} \tau_{yz} d\gamma_{yz} + \int_0^{\gamma_{zx}} \tau_{zx} d\gamma_{zx}. \quad (10)$$

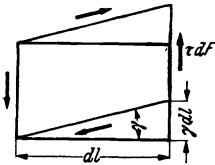


Abb. 6.

Durch Differenzieren nach der oberen Grenze je eines dieser Integrale erhält man daraus die allgemeingültigen Beziehungen

$$\frac{\partial \alpha}{\partial \epsilon_x} = \sigma_x, \quad \frac{\partial \alpha}{\partial \gamma_{xy}} = \tau_{xy} \quad (11)$$

und entsprechend für die anderen Verzerrungskomponenten.

Ist der Körper elastisch (s. S. 150), so gehört zu einer bestimmten Spannung immer dieselbe Verzerrung, gleichgültig, ob der Zustand während der Belastung oder während der Entlastung durchlaufen wird. Unter den Integralen stehen dann eindeutige Funktionen, und die gesamte für eine Belastung und anschließende vollständige Entlastung aufzuwendende Energie ist, da in diesem Falle die oberen Grenzen der Integrale null werden, $\alpha = 0$. Es wird also alle bei der Belastung dem Körper zugeführte Energie bei der Entlastung wiedergewonnen.

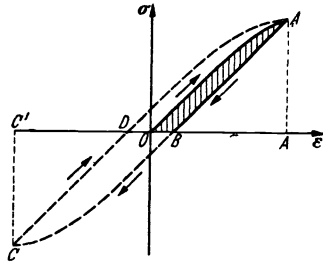


Abb. 7.

Für einen unvollkommen elastischen Körper hat das Spannungs-Dehnungsgesetz für eine volle Be- und Entlastung etwa die in Abb. 7 durch den Linienzug OAB dargestellte Form. Die bei der Belastung zugeführte Energie $\int_0^{\epsilon} \sigma d\epsilon$ ist gleich der Fläche OAA' , die bei der Entlastung wiedergewonnene gleich ABA' , so daß also die der schraffierten Fläche entsprechende Arbeit verlorenggeht (in Wärme verwandelt wird).

Wechselt die Spannung bei einem Schwingungsvorgang periodisch zwischen einem positiven Grenzwert $\sigma = \overline{A'A}$ und einem negativen $\sigma = -\overline{C'C}$, so verläuft die unelastische Formänderung etwa nach dem gestrichelten Linienzuge der Abb. 7, und in jeder Schwingungsperiode wird je Volumeinheit die Energie $DABCD$ in Wärme umgesetzt. Man bezeichnet ein solches Formänderungsverhalten, bei dem die Formänderung der Spannung nachhinkt, als *elastische Hysterese* und die Kurve $DABCD$ als *Hystereseschleife*.

2. Formänderungsarbeit und Hookesches Gesetz.

Setzt man in die Integrale der Formel (10) das Hookesche Gesetz (8) ein, so kann man die Integrationen ausführen und erhält für die bezogene Formänderungsarbeit folgende Darstellungen:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{2} (\sigma_x \epsilon_x + \sigma_y \epsilon_y + \sigma_z \epsilon_z + \tau_{xy} \gamma_{xy} + \tau_{yz} \gamma_{yz} + \tau_{zx} \gamma_{zx}) \\ &= \frac{E}{2(1+\nu)} \left[\epsilon_x^2 + \epsilon_y^2 + \epsilon_z^2 + \frac{\nu}{1-2\nu} e^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) \right] \\ &= \frac{1}{2E} \left[\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - 2\nu (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_x + \sigma_x \sigma_x) + \right. \\ &\quad \left. + 2(1+\nu) (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (12a-c)$$

Setzt man die zweite Form in die Gleichungen (11) ein, so erhält man wieder das Hookesche Gesetz (8) in der nach den Spannungen aufgelösten Form. Die

Aussage, daß die Formänderungsarbeit in der durch (12b) dargestellten Weise von den Verzerrungen abhängt, ist also mit dem Hookeschen Gesetz gleichbedeutend.

Differenziert man (12a) nach den Spannungen, so erhält man

$$\frac{\partial \alpha}{\partial \sigma_x} = \varepsilon_x, \quad \frac{\partial \alpha}{\partial \tau_{xy}} = \gamma_{xy}. \quad (13)$$

Diese Formeln sind im Gegensatz zu (11) nur für Körper mit Hookescher Elastizität richtig und auf andere Formänderungsgesetze nicht übertragbar.

D. Integralgesetze der Elastizitätstheorie.

1. Virtuelle Verrückungen, Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie.

So wie das Hookesche Gesetz (8) durch die einzige Gleichung (12b) ersetzt werden kann, kann auch an Stelle der Gleichgewichtsbedingungen als allgemeingültiges mechanisches Grundgesetz das Prinzip der virtuellen Verrückungen (s. Mechanik, S. 105) eingeführt werden. Das Gesetz besagt, daß ein Gleichgewichtszustand daran erkannt werden kann, daß für ihn die bei einer kleinen Änderung des Formänderungszustandes geleistete Arbeit aller wirkenden Kräfte zusammen null sein muß. Bezeichnet man die kleinen Änderungen der elastischen Verschiebungen mit δu , δv , δw , so leisten die bei Gleichung (7) definierten Massenkraftkräfte die virtuelle Arbeit

$$\iiint (X \delta u + Y \delta v + Z \delta w) dx dy dz,$$

und die auf den Flächenelementen dF der Körperoberfläche wirkenden Flächenbelastungen p_x , p_y , p_z die Arbeit

$$\iint (p_x \delta u + p_y \delta v + p_z \delta w) dF,$$

wobei das dreifache Integral über den ganzen Körper, das Doppelintegral über seine Oberfläche zu erstrecken ist. Zur Berechnung der von den inneren Kräften verbrauchten Arbeit benutzt man zweckmäßig (12b) und erhält für die Volumeneinheit

$$\delta \alpha = \frac{E}{1+\nu} \left[\varepsilon_x \delta \varepsilon_x + \varepsilon_y \delta \varepsilon_y + \varepsilon_z \delta \varepsilon_z + \frac{\nu}{1-2\nu} e \delta e + \frac{1}{2} (\gamma_{xy} \delta \gamma_{xy} + \gamma_{yz} \delta \gamma_{yz} + \gamma_{zx} \delta \gamma_{zx}) \right]$$

Das Prinzip der virtuellen Verrückungen liefert damit die Gleichung

$$\left. \begin{aligned} \iiint \delta \alpha dV = \iiint (X \delta u + Y \delta v + Z \delta w) dV + \\ + \iint (p_x \delta u + p_y \delta v + p_z \delta w) dF. \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Faßt man die Lasten X , Y , Z und p_x , p_y , p_z als Komponenten von Schwerkraften auf (Eigengewicht und fremde Lasten), so stellen die Integrale der rechten Seite die von diesen Lasten verlorene potentielle Energie dar, während die linke Seite der Zuwachs der potentiellen (elastischen) Energie des Körpers ist, und das Gesetz besagt also, daß die gesamte potentielle Energie des Tragwerks und der darauf liegenden Lasten im Gleichgewichtsfalle ein Extremum ist. Ist das Extremum ein Minimum, so ist das Gleichgewicht stabil.

Das Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie (14), der Ausdruck (12b) für die Formänderungsarbeit und die Beziehungen (3), (4) zwischen Verzerrungen und Verschiebungen stellen zusammen ein zum Ausbau der Elastizitätstheorie ausreichendes System von Aussagen dar, das dem unter B zusammengestellten Gleichungssystem grundsätzlich gleichwertig ist. Besonders wertvolle Dienste kann es in solchen Fällen leisten, in denen eine Erfüllung der Differentialgleichungen (9) auf rechnerische Schwierigkeiten stößt und deshalb eine Näherungslösung gesucht werden muß. Man macht dann für die Lösung, etwa für die Verschiebungen u , v , w , einen geeigneten Ansatz, der einige freie Konstante enthält, und bestimmt diese aus der Forderung, daß (14) erfüllt werden soll. Die erfolgreiche Anwendung dieser Methode erfordert allerdings Geschick und Verständnis in der Auswahl des Ansatzes.

2. Das Prinzip von Castigliano.

Während das Prinzip vom Minimum der potentiellen Energie alle Formänderungszustände vergleicht, die die Verträglichkeitsbedingungen erfüllen, und aus ihnen denjenigen heraushebt, dessen Spannungen auch die Gleichgewichtsbedingungen befriedigen, vergleicht das Prinzip von CASTIGLIANO alle Spannungszustände, die die Gleichgewichtsbedingungen erfüllen, und bezeichnet unter ihnen denjenigen, dessen Formänderungen auch die Verträglichkeitsbedingungen befriedigen. Es besagt: Von allen möglichen Gleichgewichtszuständen tritt derjenige wirklich ein, für den die Formänderungsarbeit ein Minimum wird.

Dies Prinzip, das gemeinsam mit dem Ausdruck (12c) für die Formänderungsarbeit und den Gleichgewichtsbedingungen zum Aufbau der Festigkeitslehre hinreicht, besitzt vor allem in der Baustatik Bedeutung.

E. Verhalten der Baustoffe jenseits der Elastizitätsgrenze.

1. Vorgänge bei langsamer Belastung.

Die Formänderung der Baustoffe unter dem Einfluß von Spannungen ist ein äußerst kompliziertes Geschehen, das man sich, um es zu verstehen, in verschiedener Richtung vereinfachen muß. Eine solche Vereinfachung ist die Annahme, daß die Lasten langsam aufgebracht werden, wie es z. B. bei den als Abnahmeversuche üblichen Zug- und Druckversuchen geschieht.

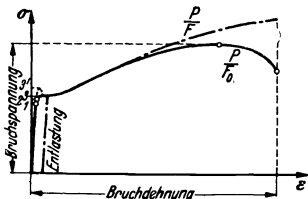


Abb. 8. 1 = Proportionalitätsgrenze, 2 = Elastizitätsgrenze, 3 = untere Fließgrenze, 3' = obere Fließgrenze.

Unterwirft man einen Zugstab aus Eisen einer langsam steigenden Belastung und mißt seine Dehnung ϵ , so erhält man den in Abb. 8 wiedergegebenen Verlauf: Zunächst ist die Dehnung äußerst gering und der Spannung proportional, wie es vom HOOKEschen Gesetz gefordert wird. Von einer gewissen Spannung ab hört die Proportionalität auf und die Dehnung wächst schneller. Die genaue Lage dieser *Proportionalitätsgrenze* läßt sich kaum angeben. Je genauer man mißt, um so tiefer findet man sie. Für die meisten Baustoffe liegt sie bei $\sigma = 0$, und das HOOKEsche Gesetz ist dann nur eine erste Annäherung des elastischen Verhaltens, das erste Glied einer TAYLOR-Entwicklung von $\epsilon = \epsilon(\sigma)$ in der Umgebung des Koordinatennullpunktes.

Entlastet man, so findet man bei nicht zu großen Spannungen, daß mit der Last auch die Formänderung wieder verschwindet, wie es das HOOKEsche Gesetz beschreibt. Auch das ändert sich, wenn man eine gewisse, in der Nähe der Proportionalitätsgrenze liegende Spannung, die *Elastizitätsgrenze* überschritten hat, und die Gesamtformänderung besteht dann aus einem elastischen (federnden) und einem unelastischen (bleibenden) Anteil. Auch die Elastizitätsgrenze läßt sich nicht genau angeben und wird um so niedriger gefunden, je höher die Meßgenauigkeit ist. Da sie jedoch als Gültigkeitsgrenze fast aller elastischen Rechnungen, aber auch als die Grenze, bei der die ersten bleibenden Schäden entstehen, von großer technischer Bedeutung ist, hat man sie für Abnahmezwecke durch willkürliche Festsetzungen scharf definiert und benutzt z. B. als 0,02%-Grenze diejenige Spannung, bei der die bleibende Dehnung 0,02% erreicht.

Bald nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze wird die Formänderung sehr stark und auch mit bloßem Auge erkennbar, und es findet unter nahezu konstanter Spannung eine fortschreitende Verlängerung des Stabes statt. Man bezeichnet diese Spannung als *Fließgrenze*. An hydraulischen Festigkeitsmaschinen kann man mitunter nach Beginn des Fließens einen mehr oder minder ausgeprägten Abfall der Spannung beobachten, wie er in Abb. 8 durch die punktierte Kurve angedeutet ist, und nennt dann das Maximum *obere Fließgrenze* und die sich danach einstellende konstante Fließspannung *untere Fließgrenze*.

Nach Erreichen einer gewissen Dehnung, die fast restlos unelastisch ist, beginnt die Spannung wieder zu steigen, das Material *verfestigt* sich. In diesem Lastbereich wird die Verminderung des Stabquerschnitts durch die (unelastische) Querkontraktion merklich, und der weitere Verlauf der Spannungs-Dehnungskurve hängt wesentlich davon ab, ob man zur Bildung der Spannung σ die von Stab übertragene Zugkraft P durch den ursprünglichen Querschnitt F_0 oder den augenblicklichen Querschnitt F dividiert. Für technische Zwecke interessiert die Spannung P/F_0 . Sie durchläuft ein Maximum, daß als Bruchspannung bezeichnet wird, und nach dessen Überschreitung sich der Stab an einer Stelle stark einsnürt und zerreißt. Die „wahre Spannung“ P/F wächst bis zum Bruch.

Das Verhalten der Nichteisenmetalle weicht in mancher Hinsicht von dem hier geschilderten ab. Oft ist das Fließen nicht ausgeprägt und die Verfestigung beginnt unmittelbar im Anschluß an das Überschreiten der Elastizitätsgrenze. Bei spröden Baustoffen (Stein, Glas, Beton) sind die unelastischen Formänderungen überhaupt nur gering, und es tritt schon bei geringer Dehnung der Bruch ein. Die gesamte bis zum Bruch erfarrene Dehnung ist deshalb ein Maß für die Dehnbarkeit (Gegensatz: Sprödigkeit) eines Werkstoffes und wird darum in den Abnahmebedingungen für Stahl vorgeschrieben. Da aber kurz vor dem Bruch sich die weitere Formänderung auf die Umgebung der Einschrüngsstelle konzentriert, fällt der als Bruchdehnung bestimmte Wert verschieden aus, je nachdem man einen größeren oder kleineren Teil des übrigen Stabes mit in die Meßlänge einbezieht, so daß es nötig ist, zur Erzielung eindeutiger und vergleichbarer Ergebnisse eine willkürliche Festsetzung vorzunehmen. Die Bruchdehnung wird in der Regel so gemessen, daß man auf einem Rundstab vom Durchmesser d vor dem Versuch eine Meßlänge $l = 10d$ abgrenzt und aus deren Verlängerung Δl die Bruchdehnung $\epsilon_{Br} = \Delta l/l$ berechnet. Ist es nötig, Stäbe von anderem Querschnitt zu untersuchen, so wird der Festsetzung der Meßlänge der Durchmesser eines querschnittsgleichen kreiszylindrischen Stabes zugrunde gelegt.

2. Lange andauernde Belastung.

Für den Verlauf eines Zugversuchs ist es ziemlich gleichgültig, ob sich die Laststeigerung bis zum Bruch innerhalb 10 Minuten oder innerhalb einiger Stunden vollzieht. Läßt man jedoch die Belastung Jahre oder Jahrzehnte wirken, so findet man unter Umständen, daß auch unterhalb der Fließgrenze die Formänderungen bei konstanter Last im Laufe der Zeit langsam größer werden. Dabei ändert sich der elastische Anteil, d. h. derjenige, der bei der schließlichen Entlastung wieder verschwindet, nicht merklich. Man bezeichnet dieses in langen Zeiträumen vor sich gehende Anwachsen der unelastischen Formänderungen als *Kriechen*. Für Metalle außer Blei ist es nur bei hohen Temperaturen von Bedeutung, für den Bauingenieur wesentlich dagegen beim Beton, der unter Druckbelastungen langsam ausweicht und damit zu einer stärkeren Inanspruchnahme der Druckbewehrung führt.

3. Schnell wechselnde Belastungen.

Die Verwendung der im einfachen Zugversuch gewonnenen Festigkeitswerte als Maßstab für die zulässige Beanspruchung von Bauwerken hat zur Voraussetzung, daß der Baustoff eine Spannung, die er einmal ohne Schaden ertragen hat, immer wieder erträgt, so oft sie ihm zugemutet wird. Diese Voraussetzung trifft nicht mehr zu, wenn es sich um eine sehr häufige Be- und Entlastung handelt, wie etwa bei Tragwerken, die durch die Massenkraft unvollkommen ausgewuchteter Maschinen beansprucht werden. Durch hinreichend häufige Wiederholung der Belastung kann ein Bauteil schon infolge einer Spannung zu Bruch gehen, die weit unter der im gewöhnlichen Festigkeitsversuch ermittelten Bruchgrenze liegt. Bruchvorgänge dieser Art werden als *Dauerbrüche* bezeichnet.

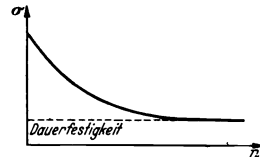


Abb. 9.

Die Zahl n der ertragenen Belastungen ist von der Höhe der Spannung σ abhängig, derart daß n um so größer ist, je kleiner die Spannung. Ein typisches Beispiel für diese Abhängigkeit zeigt Abb. 9, aus der man erkennt, daß es für die Bruchspannung eine untere Grenze gibt, die auch bei beliebig häufiger Belastung noch ertragen wird, und die man als *Dauerfestigkeit* bezeichnet. Darstellungen nach Art der Abb. 9 heißen WÖHLER-Kurven.

4. Sicherheit der Bauwerke.

Für ein Bauwerk sind zwei Lastgrenzen wesentlich: die Last, bei der der erste bleibende Schaden entsteht (Elastizitätsgrenze, Fließgrenze), und die Last, bei der die Tragfähigkeit erschöpft ist und die Konstruktion zusammenbricht (Bruchgrenze). Da bis zur Erreichung der Fließgrenze wenigstens annähernd die Voraussetzungen der Festigkeitslehre (Kleinheit der Formänderung, Hookesches Gesetz) gelten, läßt sich die Sicherheit gegenüber bleibender Verformung zuverlässig beurteilen in allen den Fällen, in denen es gelingt, die mathematischen Schwierigkeiten zu bewältigen. Die Vorgänge jedoch, die sich nach Überschreitung der Fließgrenze bis zum Bruch abspielen, lassen sich in den meisten Fällen nur noch qualitativ verfolgen. Ist der Werkstoff dehnbar, so werden die Teile, die die Fließgrenze zuerst erreichen und sich dann bei konstanter oder wenig wachsender Spannung weiter verformen, an der Aufnahme weiterer Lasten nur wenig beteiligt sein, so daß andere, niedriger beanspruchte Teile des Tragwerkes, soweit das der ganzen Anordnung nach möglich ist, stärker zum Tragen herangezogen werden. In dieser Tendenz zum Ausgleich von Spannungsspitzen liegt eine gewisse Sicherheitsreserve, die gelegentlich, wenn nämlich die bei einer einmaligen starken Belastung eintretende bleibende Formänderung einzelner Teile nichts schadet, nutzbar gemacht werden kann. Ein Beispiel hierzu ist auf S. 164 behandelt.

Ist dagegen der Baustoff spröde, so besteht der erste bleibende Schaden schon in einem Anriß, durch den an dieser Stelle eine noch stärkere Spannungskonzentration hervorgerufen wird (Kerbwirkung, vgl. S. 156), die den sofortigen Bruch einleitet. Dauerbrüche zeigen auch in zähem Werkstoff Merkmale des spröden Bruches.

F. Berechnung der Spannungen in beliebig gerichteten Schnitten.

1. Transformationsgleichungen.

Zwischen den 9 in Abb. 1, S. 143 eingetragenen Spannungskomponenten bestehen die 3 Gleichgewichtsbeziehungen (1). Die danach verbleibenden 6 Größen

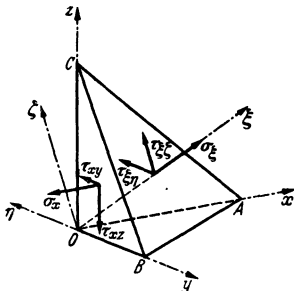


Abb. 10.

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ können, wie die Entwicklung der elastischen Grundgleichungen auf S. 146 zeigt, unabhängig voneinander beliebige Werte annehmen. Mit ihrer Angabe ist aber der Spannungszustand an einer Stelle eines festen Körpers vollständig bestimmt, d. h., wenn die Spannungen in drei zueinander senkrechten Richtungen bekannt sind, so können die Spannungen für ein viertes, in beliebiger Richtung durch diesen Punkt gelegtes Flächenelement daraus eindeutig berechnet werden.

Abb. 10 zeigt einen Tetraeder $OABC$, der außer den drei zu den Koordinatenebenen des Systems x, y, z parallelen Flächen ein solches beliebig gerichtetes Flächenelement $ABC = dF$ enthält. Zur Beschreibung seiner Richtung und der in ihm übertragenen Spannungen wird ein zweites Koordinatensystem ξ, η, ζ eingeführt, dessen ξ -Achse auf dF senkrecht steht,

Das Gleichgewicht der in Richtung dieser ξ -Achse an dem Tetraeder angreifenden Kräfte liefert:

$$\begin{aligned} \sigma_{\xi} dF &= (\sigma_x \cos(\xi, x) + \tau_{xy} \cos(\xi, y) + \tau_{xz} \cos(\xi, z)) dF_x \\ &+ (\tau_{yx} \cos(\xi, x) + \sigma_y \cos(\xi, y) + \tau_{yz} \cos(\xi, z)) dF_y \\ &+ (\tau_{zx} \cos(\xi, x) + \tau_{zy} \cos(\xi, y) + \sigma_z \cos(\xi, z)) dF_z. \end{aligned}$$

Berücksichtigt man, daß

$$\begin{aligned} OAB &= dF_x = dF \cos(\xi, x), \\ OBC &= dF_y = dF \cos(\xi, y), \\ OCA &= dF_z = dF \cos(\xi, z) \end{aligned}$$

ist, so erhält man

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\xi} &= \sigma_x \cos^2(\xi, x) + 2 \tau_{xy} \cos(\xi, x) \cos(\xi, y) + 2 \tau_{xz} \cos(\xi, x) \cos(\xi, z) \\ &+ \sigma_y \cos^2(\xi, y) + 2 \tau_{yz} \cos(\xi, y) \cos(\xi, z) \\ &+ \sigma_z \cos^2(\xi, z) \end{aligned} \right\} \quad (15a)$$

und entsprechend aus dem Gleichgewicht in Richtung η :

$$\left. \begin{aligned} \tau_{\xi\eta} &= \sigma_x \cos(\xi, x) \cos(\eta, x) + \tau_{xy} \cos(\xi, x) \cos(\eta, y) + \tau_{xz} \cos(\xi, x) \cos(\eta, z) \\ &+ \tau_{yx} \cos(\xi, y) \cos(\eta, x) + \sigma_y \cos(\xi, y) \cos(\eta, y) + \tau_{yz} \cos(\xi, y) \cos(\eta, z) \\ &+ \tau_{zx} \cos(\xi, z) \cos(\eta, x) + \tau_{zy} \cos(\xi, z) \cos(\eta, y) + \sigma_z \cos(\xi, z) \cos(\eta, z). \end{aligned} \right\} \quad (15b)$$

Das sind die Gleichungen, die die Umrechnung der Spannungen bei einer Transformation der Koordinaten angeben.

Von besonderer Bedeutung ist der Fall, daß nur solche Flächenelemente dF betrachtet werden, für die die ξ -Achse mit der x -Achse zusammenfällt. Die Formeln hierfür kann man durch Vereinfachung der vorstehenden gewinnen oder unmittelbar aus Abb. 11 ablesen:

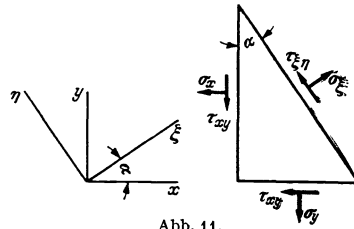


Abb. 11.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\xi} &= \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + 2 \tau_{xy} \cos \alpha \sin \alpha \\ \sigma_{\eta} &= \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha - 2 \tau_{xy} \cos \alpha \sin \alpha \\ \tau_{\xi\eta} &= (\sigma_y - \sigma_x) \cos \alpha \sin \alpha + \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha). \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Die Normalspannung wird ein Extremum für die Schnittrichtungen $\alpha = \alpha_0$, für die $d\sigma_{\xi}/d\alpha = 0$ ist. Durch Differenzieren folgt aus (16):

$$\frac{d\sigma_{\xi}}{d\alpha} = 2(\sigma_y - \sigma_x) \cos \alpha \sin \alpha + 2 \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) = 2 \tau_{\xi\eta},$$

und durch Nullsetzen daraus

$$\tan 2\alpha_0 = \frac{2 \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}. \quad (17)$$

Diese Gleichung bestimmt zwei zueinander senkrechte Schnittrichtungen, für die 1. die Schubspannung null ist und 2. die Normalspannung Extremwerte annimmt (ein Maximum und ein Minimum). Diese Richtungen heißen Hauptspannungsrichtungen, die zugehörigen Spannungen *Hauptspannungen*. Sie werden mit σ_1 und σ_2 bezeichnet und können unmittelbar aus der Formel

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (18)$$

berechnet werden.

2. Mohrscher Kreis.

Die Formeln (16) erlauben eine anschauliche graphische Darstellung. Sie werden hierzu zweckmäßig in folgender Weise umgeformt:

$$\sigma_{\xi} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha$$

$$\tau_{\xi\eta} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha.$$

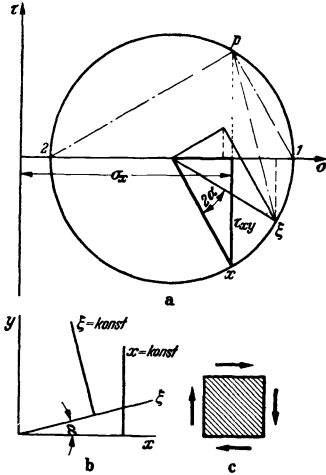


Abb. 12.

Diese Gleichungen sind in einem Koordinatensystem σ, τ die Parameterdarstellung des in Abb. 12 gezeichneten Kreises mit den Mittelpunktkoordinaten $\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y)$,

$$\tau = 0 \text{ und dem Radius } \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}.$$

Dieser Kreis heißt **Mohrscher Kreis**.

Zieht man durch den Punkt x eine Parallele zu der Schnittrichtung $x = \text{const}$, in der die zugehörigen Spannungen σ_x, τ_{xy} übertragen werden, so schneidet diese Gerade den Kreis in einem zweiten Punkt ϕ , dem Pol des Mohrschen Kreises. Jede durch ihn gezogene Gerade $\phi \xi$ bestimmt durch ihren zweiten Schnittpunkt ξ mit dem Kreis die Spannungen $\sigma_{\xi}, \tau_{\xi\eta}$, die in einem zu $\phi \xi$ parallelen Schnitt übertragen werden.

Für die Vorzeichen der Schubspannungen ist beim Mohrschen Kreis zu beachten, daß diese nach oben aufgetragen sind, wenn sie die in Abb. 12c angegebene Richtung haben. Von den beiden zusammen-

gehörigen Spannungen τ_{xy}, τ_{yx} zählt also immer eine positiv und eine negativ.

Die Grenzwerte σ_1, σ_2 der Normalspannungen gehören zu den Kreispunkten 1 und 2. Die Richtungen der zugehörigen Schnitte, also die Hauptspannungsrichtungen, geben die Linien $\phi 1$ und $\phi 2$.

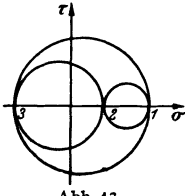


Abb. 13.

Die Darstellung der in der x - y -Ebene liegenden Spannungen durch einen Mohrschen Kreis ist an keine Voraussetzung über die zu dieser Ebene senkrechten Spannungen $\sigma_z, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ gebunden. Sie gilt also auch für den allgemeinsten, dreidimensionalen Spannungszustand, wenn man nur solche Schnittebenen vergleicht, die alle durch dieselbe Gerade gehen, die hier als x - und ξ -Achse gewählt wurde.

Da nach den allgemeinen Transformationsgleichungen (15) die Normalspannung σ für keine Schnittrichtung unendlich werden kann, so muß sie für irgendeine ein endliches Maximum σ_1 , für eine andere ein Minimum σ_2 haben, die natürlich beide auch negativ sein können. Legt man durch die Vektoren σ_1 und σ_2 eine Ebene und zeichnet einen Mohrschen Kreis (Abb. 13) für die in dieser Ebene liegenden Spannungen (d. h. für alle auf dieser Ebene senkrechten Schnittrichtungen), so sind σ_1 und σ_2 die größte und kleinste vorkommende Normalspannung, müssen also aufeinander senkrecht stehen. Ergänzt man die Richtungen 1 und 3 durch eine Richtung 2 zu einem rechtwinkligen Achsenkreuz und zeichnet auch die Mohrschen Kreise für die Ebenen 1—2 und 2—3, so ist σ_2 für den einen Kreis die größte, für den anderen die kleinste Normalspannung und deshalb in den zu den Richtungen 1, 2, 3 normal stehenden Schnitten die Schubspannung null. Die drei aufeinander senkrechten Normalspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, zu denen keine Schubspannungen gehören, nennt man **Hauptspannungen**.

G. Fließ- und Bruchgrenze bei mehrachsiger Beanspruchung.

Man nennt einen Spannungszustand ein-, zwei- oder dreiachsig, je nachdem eine, zwei oder alle drei Hauptspannungen von null verschieden sind. In den am häufigsten verwendeten Baugliedern, den gezogenen, gedrückten und gebogenen Stäben, ist der Spannungszustand, wenigstens an der Stelle höchster Beanspruchung, einachsig und ebenso bei den in der Materialprüfung fast ausschließlich als Grundlage für die Festsetzung der zulässigen Spannungen benutzten Zug-, Druck- und Biegeversuchen. Dagegen ist der Spannungszustand der Scheiben, Schalen und Platten zweiachsig, und gelegentlich kommen auch dreiachsige Spannungszustände vor, so daß es nötig ist, aus den unter einachsiger Beanspruchung gemessenen Fließ- und Bruchspannungen Schlüsse auf das Verhalten der Baustoffe unter mehrachsiger Beanspruchung zu ziehen.

Diese Fragestellung hat eine Fülle von Theorien über Fließ- und Bruchbedingungen hervorgerufen. Von ihnen kommt für den Ingenieur besonders die von MOHR aufgestellte in Betracht. Spätere Versuche haben zwar gezeigt, daß sie noch nicht das letzte Wort bedeutet und in manchen Fällen nicht genau das Verhalten der Werkstoffe trifft, es hat sich aber auch ergeben, daß sie hinreichend genau und dabei einfach genug ist, um in Festigkeitsberechnungen ein zuverlässiges Hilfsmittel für die Beurteilung der Fließ- oder Bruchgefahr bei mehrachsigen Spannungszuständen zu sein.

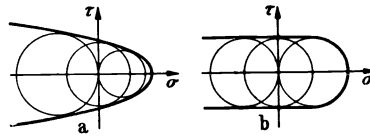


Abb. 14.

Die MOHRsche Theorie besagt folgendes: Zeichnet man zu verschiedenen mehrachsigen Spannungszuständen, die alle an der Fließgrenze (oder alle an der Bruchgrenze) liegen, denjenigen MOHRschen Kreis, der die größte und die kleinste Hauptspannung umfaßt, also den Kreis durch die Punkte 1 und 3 in Abb. 13, so haben alle diese Kreise eine gemeinsame Hüllkurve, deren Form und Größe vom Baustoff abhängt. Schneidet ein Spannungskreis diese Hüllkurve, so liegt der zugehörige Spannungszustand jenseits der Fließ- (oder Bruch-) Grenze, trifft er die Hüllkurve nicht, so ist diese Grenze noch nicht erreicht.

Die MOHRsche Hüllkurve für den Bruch spröder Körper (Beton, Gußeisen) hat etwa die in Abb. 14a dargestellte Form [nähere Angaben s. in folgenden Arbeiten von A. LEON: für Beton: Ing.-Arch. 4 (1933) S. 421, Bauingenieur 15 (1934) S. 318; für Gußeisen: Mitt. techn. Versuchsanst., Wien 22 (1933) S. 17, Gießerei 20 (1933) S. 434], während sie für die Fließgrenze von Stahl nach Abb. 14b durch zwei Gerade und einen Teil des zu einachsigem Zug gehörenden Kreises gebildet wird. In diesem besonderen Fall ist also, abgesehen von allseitiger Zugbeanspruchung, der Eintritt des Fließens daran gebunden, daß die größte Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ einen bestimmten Wert erreicht, der mit der Fließspannung bei einachsigem Zug übereinstimmt.

Für zweiachsige Spannungszustände lassen die Abb. 13 und 14 erkennen, daß dann, wenn beide Hauptspannungen *gleiches* Vorzeichen haben, die Fließ- oder Bruchgefahr dieselbe ist, wie bei einer einachsigen Beanspruchung durch die dem Betrage nach Größte der Hauptspannungen, daß aber dann, wenn die Hauptspannungen von verschiedenem Vorzeichen sind, die Sicherheit *geringer ist, als wenn nur eine von ihnen allein wirken würde*.

II. Einfache Festigkeitsfälle.

A. Zug und Druck.

1. Prismatischer Zugstab.

Wirkt auf einen schlanken zylindrischen oder prismatischen Stab eine Zugkraft N (Abb. 15), so herrscht in jedem Querschnitt F eine gleichmäßig verteilte Zugspannung

$$\sigma = N/F.$$

(19)

Dabei erfährt der Stab nach dem Hookeschen Gesetz (8), S. 146, eine Dehnung $\epsilon = \sigma/E$, und die ganze Stablänge l vergrößert sich um

$$\Delta l_s = l \epsilon = \frac{l N}{E F}. \quad (19')$$

Die Formel (19) gilt auch dann, wenn der Querschnitt längs der Stabachse langsam veränderlich ist, und liefert dann natürlich die für die Tragfähigkeit des Stabes entscheidende größte Spannung, wenn man den kleinsten Querschnitt einsetzt. Sie wird vielfach auch dann angewandt, wenn plötzliche Querschnittsveränderungen vorhanden sind, wie z. B. bei Stäben mit Nietlöchern.

Man berechnet dann die Spannung unter Verwendung des Nutzquerschnitts F_n , der aus dem Bruttoquerschnitt durch Abzug der Nietverschwächung entsteht. Die wirkliche Spannung in der Umgebung des Nietloches ist höher, da sich die Zugspannungen an solchen Stellen nicht mehr gleichmäßig über den Querschnitt verteilen, sondern sich in der Nähe der Bohrung konzentrieren. Trotzdem ist die einfache Berechnung für dehnbare Baustoffe mit vorwiegend ruhender Belastung unbedenklich wegen des bei einer Überbelastung einzelner Stellen eintretenden Spannungsausgleichs.

Formel (19) gilt natürlich auch für Druckkräfte $-N$. Die damit errechnete Druckspannung ist aber nicht das einzige Maß für die Sicherheit des Baugliedes, sondern es ist daneben noch die Knicksicherheit zu untersuchen (s. Abschnitt VIII), da lange Stäbe durch seitliches Ausknicken schon bei einer Belastung zu Bruche gehen, bei der die Druckspannung noch weit von der Fließgrenze entfernt ist.

Für kurze Stäbe, insbesondere auch für die zur Feststellung der Druckfestigkeit vielfach benutzten Druckversuche mit Würfeln und kurzen Zylindern, ist die Voraussetzung gleichmäßiger Spannungsverteilung über den Querschnitt nicht mehr einwandfrei. Der Spannungszustand ist dann ziemlich kompliziert und auch von der Reibung zwischen den Druckflächen der Presse und den Endflächen des Probekörpers wesentlich abhängig. Druckversuche mit Würfeln liefern deshalb eine höhere Festigkeit als solche mit längeren Prismen.

2. Kerbwirkung.

Zur Ermittlung der Spannungserhöhung an Stellen plötzlicher Querschnittsänderung, wie Kerben, Bohrungen oder starke Stabverjüngung, reichen elementare

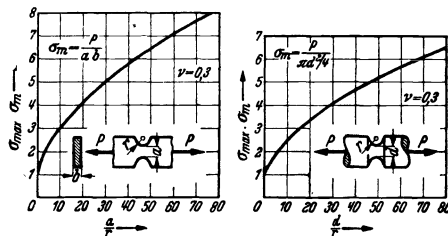


Abb. 16. (Aus H. NEUBER, Kerbspannungslehre. Berlin 1937.)

Betrachtungen nicht aus. Für ebene Spannungszustände (gelochte Bleche usw.) sind die in Abschn. V angegebenen Lösungsmethoden anzuwenden. Für dreh-symmetrische Fälle (gekerbter Rundstab) sind ebenfalls genaue Rechnungen möglich. Einiges Zahlenmaterial, das für Festigkeitsrechnungen brauchbar ist, geben die Abb. 16.

3. Druckübertragung in gewölbten Flächen (Hertzsche Formeln).

Werden zwei Körper mit gewölbter Oberfläche gegeneinander gedrückt, so berühren sie sich in einer kleinen, aber endlichen Druckfläche, deren Größe von

der Belastung abhängt, und über die die Spannung ungleichmäßig verteilt ist. Die größte Druckspannung, die in der Mitte der Berührungsfläche auftritt, ist (s. Abb. 17) für die Berührung zweier Kugeln

$$\max \sigma = -\frac{1}{\pi} \sqrt[3]{6P \frac{\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)^2}{\left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2}\right)^2}}, \quad (20a)$$

für die Berührung zweier langer Zylinder

$$\max \sigma = -\sqrt{\frac{P}{\pi} \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2}}}. \quad (20b)$$

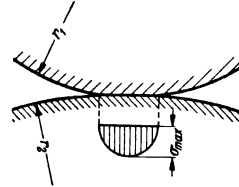


Abb. 17.

Dabei bedeutet P für die Kugeln die ganze Last, für die Zylinder die Last je Längeneinheit der Erzeugenden. E_1, E_2 sind die Elastizitätsmoduln der beiden Körper, ν_1, ν_2 die Querzahlen. Für sehr kurze Zylinder, bei denen nicht der in der Formel vorausgesetzte ebene Formänderungszustand, sondern ein ebener Spannungszustand eintritt (s. S. 176), sind ν_1 und ν_2 aus der Formel zu streichen.

Ist die untere Fläche eine Ebene, so ist $1/r_2 = 0$ zu setzen, ist sie eine Hohlkugel oder ein Hohlzylinder, so ist r_2 negativ einzuführen.

Eine Herleitung der hier angegebenen Formeln findet man bei A. u. L. FÖPPL: Drang und Zwang, Bd. 2, 2. Aufl., München 1928, § 20; L. FÖPPL: Z. angew. Math. Mech. 16 (1936) S. 165 und in den Originalarbeiten von H. HERTZ: Ges. Werke.

B. Schubbeanspruchung.

Die Schubbeanspruchung von Nieten und Schrauben (Abb. 18) ist eigentlich kein einfacher Festigkeitsfall, sondern ein sehr komplizierter und rechnerisch schwer erfaßbarer Spannungszustand. Bei der Festigkeitsberechnung solcher Verbindungen begnügt man sich damit, eine Schubspannung

$$\tau = P/F \quad (21)$$

auszurechnen, die aber nur ein Mittelwert der im Bolzenquerschnitt F vorhandenen Spannungen ist. Da man die zulässige Spannung aus einem Scherversuch nach Abb. 18 gewinnt, in dem die gleichen Verhältnisse vorliegen und auch nur ein Spannungsmittelwert gemessen wird, so ist dieses Verfahren brauchbar. Die bei solchen Versuchen gemessene Scherfestigkeit darf aber nicht der in anderen, der Rechnung zugänglichen Fällen ertragbaren Schubspannung gleichgesetzt werden. Brauchbare Unterlagen für letztere liefert der Torsionsversuch mit dünnwandigen Kreisröhren.

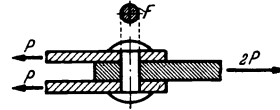


Abb. 18.

III. Biegung.

(Reine Biegung und Biegung mit Längskraft.)

A. Normalspannungen in geraden und schwach gekrümmten Stäben.

1. Definition der Schnittkräfte.

Ein gerader Stab sei belastet durch Kräfte von beliebiger Richtung, von denen nur vorausgesetzt werden soll, daß sie alle in einer durch die Stabachse (Verbindungsline der Querschnittsschwerpunkte) gehenden Ebene liegen (Kraftebene).

Um die in einem Querschnitt $n-n$ (Abb. 19) wirkenden Spannungen zu berechnen, ist es nötig, die Kraft zu kennen, die in diesem Querschnitt von der einen Stabhälfte auf die andere übertragen wird. Sie ist offenbar nach Größe und Lage gleich der Resultierenden aller Kräfte, die auf einer (etwa der linken)

Seite des Schnittes am Stab angreifen. Diese Resultierende wird zerlegt nach einem Koordinatensystem, dessen x -Achse die Stabachse und dessen z -Achse die Schnittlinie der Querschnittsebene mit der Kraftebene ist. Die x -Komponente heißt Längskraft N und wird als Zugkraft positiv, als Druckkraft negativ gerechnet. Die z -Komponente heißt Querkraft Q oder Q_z und wird bei einem einfachen Stab positiv gerechnet, wenn sie links vom Schnitt nach oben weist. In anderen Fällen muß das Vorzeichen besonders vereinbart werden.

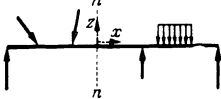


Abb. 19.

Ist der Stab gekrümmt, so haben die Bezugsachsen x, z in jedem Querschnitt eine andere Richtung, und zwar immer so, daß die x -Achse Tangente an die Stabachse ist. Fällt die Richtung der Lasten nicht

in die Ebene der Stabachse, oder ist der Stab nach einer Raumkurve gekrümmt, so hat die Resultierende der Kräfte links vom Schnitt noch eine dritte Komponente, die Querkraft Q_y . Durch N, Q_y, Q_z ist die im Schnitt übertragene Kraft der Größe und Richtung, aber noch nicht der Lage nach bestimmt. Hierzu ist nötig, ihre Momente in bezug auf die Koordinatenachsen anzugeben. Im ebenen Fall genügt das Moment in bezug auf die zur Kraftebene senkrechte y -Achse, das Biegemoment M oder M_y . Im allgemeinsten Falle kommt noch ein Biegemoment M_x hinzu und ein Moment um die x -Achse, M_x . Über dessen Beziehung zum Torsionsmoment M_T s. S. 168.

Die vorstehend definierten sechs Kräfte und Momente werden unter dem gemeinsamen Namen „Schnittkräfte“ zusammengefaßt. Ihre Ermittlung ist eine Hauptaufgabe der Baustatik.

Zwischen der stetig verteilten Belastung p (Dimension: Kraft je Längeneinheit), der Querkraft Q und dem Biegemoment M besteht im ebenen Falle ein einfacher Zusammenhang. Das Gleichgewicht am Stabelement (Abb. 20) liefert nämlich:

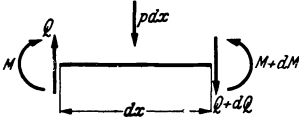


Abb. 20.

$$dQ + p \, dx = 0$$

$$dM = Q \cdot dx,$$

also

$$Q = dM/dx$$

$$p = -dQ/dx = -d^2M/dx^2. \quad (22a, b)$$

2. Die Verteilung der Normalspannungen.

Ist ein Stab nur durch eine Längskraft beansprucht, so entstehen nur über den Querschnitt gleichförmig verteilte Normalspannungen σ (Zug- oder Druck-

stab, s. S. 155). Tritt ein Biegemoment hinzu, so müssen diese Spannungen irgendwie ungleichmäßig verteilt sein, so daß ihre Resultierende nicht mehr durch den Querschnittsschwerpunkt geht. Zur Ermittlung dieser Verteilung geht die



Abb. 21.

technische Biegelehre nicht von einer strengen Lösung der Grundgleichungen (S. 145) aus, sondern ersetzt einen Teil dieser Gleichungen durch eine plausible Annahme, die in einem besonders einfachen Fall streng richtig ist. Dieser Sonderfall ist der der querkraftfreien Biegung eines geraden, prismatischen Stabes (Abb. 21). In hinreichender Entfernung von dessen Enden müssen alle Stabelemente die gleiche Formänderung erfahren, und daraus folgt sofort, daß die Stabachse zu einem Kreis verbogen wird und daß alle ursprünglich auf ihr normal stehenden Querschnittsebenen bei der Deformation eben bleiben, da jede solche Ebene eine Symmetrieebene für den benachbarten Teil des verformten Stabes ist. Es liegt nahe, anzunehmen, daß die Querschnitte auch dann noch nahezu eben bleiben, wenn das Biegemoment und der Stabquerschnitt nicht konstant

sind, sondern sich längs des Stabes langsam verändern. Diese Annahme, die gewöhnlich als NAVIERSche Hypothese bezeichnet wird, bildet die Grundlage der Biegetheorie. Wie auf S. 168 gezeigt wird, erzeugt zwar eine von null verschiedene Querkraft eine berechenbare Verbiegung der Querschnittsebenen, doch ist diese bei konstanter Querkraft für benachbarte Schnitte dieselbe und hat dann keinen Einfluß auf die unter 3 aus der NAVIERSchen Hypothese gezogenen Schlüsse, so daß erst die *Veränderlichkeit* der Querkraft zu einer Störung führt. Es ist daher verständlich, daß sich bei der Nachprüfung der grundlegenden Voraussetzung der Biegelehre durch Messungen und durch Vergleich mit strengen Lösungen der Gleichungen (9) eine sehr weitgehende Brauchbarkeit der technischen Biegetheorie ergeben hat.

3. Die Größe der Normalspannungen.

Wenn ein gerades Balkenelement verbogen wird, so wird ein Teil seiner „Fasern“, d. h. der zur Stabachse parallelen materiellen Linien, gedehnt und ein Teil verkürzt (Abb. 22). Zwischen beiden liegen die neutralen Fasern $z = 0$, die bei der Biegung ihre Länge nicht ändern. Ihr Krümmungsradius im verbogenen Zustand sei ϱ und möge in der x - z -Ebene liegen. Aus Abb. 22 liest man ab:

$$\Delta dx/z = dx/\varrho$$

und berechnet damit die Dehnung der Faser im Abstände z von der neutralen zu

$$\varepsilon = \frac{\Delta dx}{dx} = \frac{z}{\varrho},$$

also nach dem Hookeschen Gesetz die Spannung

$$\sigma = \frac{E}{\varrho} z. \quad (23)$$

Sie ist also proportional dem Abstand von der neutralen Faser. Dieses Ergebnis ist an die Voraussetzung geknüpft, daß vor der Deformation alle Fasern des Stabelements gleich lang waren, daß also der Stab ursprünglich gerade oder doch nur so wenig gekrümmt war, daß man den Einfluß der Krümmung vernachlässigen kann.

Die Schnittgerade der neutralen Schicht mit der Querschnittsebene heißt Nulllinie. Sie wird als y -Achse gewählt (Abb. 23). Ihre Lage im Querschnitt ergibt sich aus dem Kräftegleichgewicht in x -Richtung: Ist die Längskraft $N = 0$ (reine Biegung), so muß auch die Summe aller im Querschnitt übertragenen Spannungen verschwinden:

$$\int_F \sigma dF = \frac{E}{\varrho} \int_F z dF = 0.$$

Das Integral auf der rechten Seite ist das statische Moment der Fläche in bezug auf die y -Achse. Damit es verschwindet, muß diese eine Schwerachse sein (s. Mechanik, S. 106).

Das die Deformation erzeugende Moment M hat in bezug auf die Querschnittsachsen y und z (Abb. 23) die Komponenten:

$$\left. \begin{aligned} M_y &= \int_F z \sigma dF = \frac{E}{\varrho} \int_F z^2 dF = \frac{E I_y}{\varrho}, \\ M_z &= \int_F y \sigma dF = \frac{E}{\varrho} \int_F y z dF = \frac{E I_{yz}}{\varrho}, \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

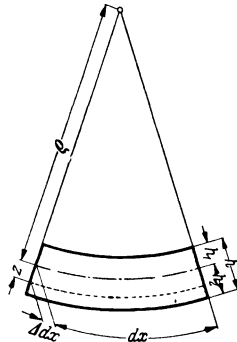


Abb. 22.

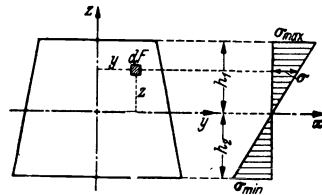


Abb. 23.

wobei I_y , I_{yz} Trägheits- und Zentrifugalmoment des Querschnitts für die bezeichneten Achsen sind (s. Mechanik, S. 110).

Am wichtigsten ist der Sonderfall, daß $M_x = 0$ ist. Er tritt ein, wenn $I_{yz} = 0$ ist, d. h., wenn y , z Trägheitshauptachsen des Querschnitts sind. Er bedeutet, daß die Biegeebene, die hier als x - z -Ebene gewählt worden ist, mit der Ebene des Biegemoments $M = M_y$, d. h. mit der Kräfteebene zusammenfällt.

Eliminiert man E/ϱ aus (23) und (24), so erhält man die Spannungsformel der ebenen Biegung ($I_y = I$):

$$\sigma = \frac{M}{I} z, \quad (25)$$

insbesondere

$$\max \sigma = \frac{M}{I} h_1 = \frac{M}{W_1}, \quad \min \sigma = -\frac{M}{I} h_2 = -\frac{M}{W_2}. \quad (26)$$

Die Größen $W_{1,2} = I/h_{1,2}$ (Dimension: Länge³) nennt man Widerstandsmomente. Ist die waagerechte Schwerachse Symmetrieachse des Querschnitts, so ist $W_1 = W_2 = W$, und die Randspannungen sind dem Betrage nach gleich.

4. Biegelinie.

Die Gültigkeit der vorstehend entwickelten Formeln ist an das HOOKESCHE Gesetz gebunden. Das erfordert $\sigma \ll E$, also nach (23) $h \ll \varrho$. Die Verbiegung darf jedoch so stark sein, daß ϱ von der Größenordnung der Stablänge l ist (z. B. Uhrfeder!). Bei den im Bauwesen vorkommenden Biegestäben tritt dieser Fall nicht auf; es ist immer $\varrho \gg l$, also die Durchbiegung $w \ll l$ (Abb. 24). Dann gilt näherungsweise

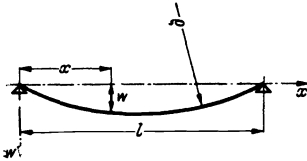


Abb. 24.

$$\frac{1}{\varrho} = -\frac{d^2 w}{dx^2} = -w''$$

und nach (24):

$$w'' = -\frac{M}{EI}. \quad (27)$$

Diese Gleichung und die Gleichgewichtsbedingung (22b) bilden zusammen die Differentialgleichungen des gebogenen Stabes. Sie können zu einer Gleichung vierter Ordnung zusammengefaßt werden:

$$w^{IV} = +p/EI \quad (28)$$

oder bei veränderlichem Trägheitsmoment:

$$(EI w'')'' = +p.$$

Aus ihnen läßt sich durch Integration die Gestalt der Biegelinie finden, wenn die Belastung $p = p(x)$ gegeben ist und für jedes Stabende zwei Randbedingungen bekannt sind. Insgesamt mindestens zwei von ihnen müssen Aussagen über Formänderungen sein. Einzelheiten s. Baustatik S. 236. Tabellen über Schnittkräfte und Biegelinien s. unter Baustatik, S. 278 ff.

5. Räumliche Biegung.

Wenn die Ebene, in der die Lasten wirken, nicht eine Hauptträgheitsachse sämtlicher Stabquerschnitte enthält, so biegt sich der Stab auch seitlich aus der Lastebene heraus. An Stelle von (23) tritt dann der allgemeinere Ansatz

$$\sigma = a + b y + c z,$$

wobei die Koordinatenachsen y , z zwar Schwerachsen, aber keine Hauptträgheitsachsen mehr sein sollen und die Lasten in der x - z -Ebene wirken. Die Parameter

a, b, c ergeben sich aus der Spannungsresultierenden und den Spannungsmomenten:

$$N = \int_F \sigma \, dF = a \int_F dF + b \int_F y \, dF + c \int_F z \, dF = a F \tag{a}$$

$$M_y = \int_F \sigma z \, dF = a \int_F z \, dF + b \int_F y z \, dF + c \int_F z^2 \, dF = b I_{yz} + c I_y \tag{b}$$

$$M_z = \int_F \sigma y \, dF = a \int_F y \, dF + b \int_F y^2 \, dF + c \int_F y z \, dF = b I_z + c I_{yz}. \tag{c}$$

Aus (a) folgt $a = N/F$ und aus (b) und (c):

$$b = \frac{I_y M_z - I_{yz} M_y}{I_y I_z - I_{yz}^2}, \quad c = \frac{I_z M_y - I_{yz} M_z}{I_y I_z - I_{yz}^2}$$

und damit

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{F} + \frac{I_z z - I_{yz} y}{I_y I_z - I_{yz}^2} M_y + \frac{I_y y - I_{yz} z}{I_y I_z - I_{yz}^2} M_z \\ &= \frac{N}{F} + \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}. \end{aligned} \right\} \tag{29}$$

Da man in diesem allgemeinen Fall nicht ohne weiteres eine bestimmte Randfaser als die am ungünstigsten beanspruchte erkennen kann, so müssen die Widerstandsmomente

$$W_y = \frac{I_y I_z - I_{yz}^2}{I_z z - I_{yz} y}, \quad W_z = \frac{I_y I_z - I_{yz}^2}{I_y y - I_{yz} z} \tag{30}$$

meist für verschiedene Randpunkte y, z berechnet werden. Will man das vermeiden, so greife man zu den graphischen Verfahren.

6. Zeichnerische Bestimmung der Spannungsverteilung.

Ziel der graphischen Verfahren ist die Bestimmung der Nulllinie. y, z seien Hauptachsen. Dann ist

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_z}{I_z} y + \frac{M_y}{I_y} z \tag{31}$$

und mit $M_x = N e_x, M_y = N e_y, I_y = i_y^2 F, I_z = i_z^2 F$:

$$\sigma = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{e_y y}{i_z^2} + \frac{e_z z}{i_y^2} \right).$$

Die Größen e_y, e_z heißen Exzentrizitäten der Längskraft. Sie geben die Koordinaten desjenigen Punktes, durch den die Resultierende der im Querschnitt übertragenen Spannungen hindurchgeht. Die Größen i_y, i_z sind die Trägheitshalbmesser. Die Nulllinie hat die Gleichung $\sigma = 0$, also

$$\frac{e_y y}{i_z^2} + \frac{e_z z}{i_y^2} = -1$$

und die Achsenabschnitte

$$y_0 = -i_z^2/e_y, \quad z_0 = -i_y^2/e_z. \tag{32}$$

Zeichnerische Bestimmung als dritte Proportionale siehe Abb. 25. Kennt man die Richtung der Nulllinie, so kennt man auch die Randpunkte, in denen die größte Spannung auftritt und kann diese nach (31) berechnen oder mit Hilfe der Schwerpunktspannung $\sigma_0 = N/F$ zeichnerisch bestimmen (s. Abb. 25).

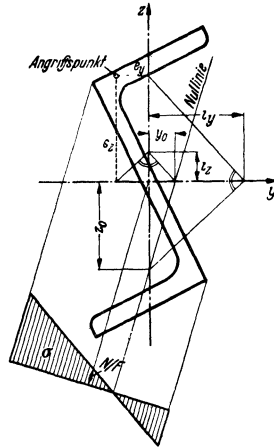


Abb. 25.

Von Nutzen ist gelegentlich folgender Reziprozitätssatz, der sich aus vorstehenden Formeln beweisen läßt: Es seien A_1 und A_2 zwei Kraftangriffspunkte, n_1 und n_2 die zugehörigen Nulllinien und B deren Schnittpunkt. Greift eine Kraft in B an, so ist die Gerade $A_1 A_2$ die zugehörige Nulllinie.

7. Kern.

Trifft die Nulllinie den Querschnitt, so teilt sie ihn in eine Zugzone und eine Druckzone. Die Verwendung von Baustoffen mit geringer Zugfestigkeit legt es nahe, zu fragen, wo eine Druckkraft angreifen muß, wenn nirgends im Querschnitt Zugspannungen entstehen sollen. Die Lage des Kraftangriffspunktes ist dann auf ein Gebiet beschränkt, das Kern genannt wird. Die Kerngrenze wird offenbar von den Punkten gebildet, denen die Tangenten des Querschnittsumrisses als Nulllinien zugeordnet sind. Danach ist ihre Konstruktion möglich. Statt dessen kann man auch nach dem unter Nr. 6 angeführten Reziprozitätssatz zu allen Punkten eines konvexen Querschnittsumrisses die zugehörigen Nulllinien konstruieren und zu ihnen die Kerngrenze als Hüllkurve zeichnen.

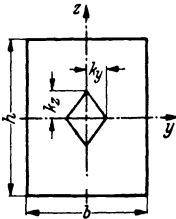


Abb. 26.

Der in irgendeiner Richtung gemessene Abstand der Kerngrenze vom Schwerpunkt wird die zu dieser Richtung gehörende Kernweite k genannt. Für die Trägheitshauptachsen ist nach (32):

$$k_y = i_x^2 / e_y, \quad k_x = i_y^2 / e_x. \quad (33)$$

Für einen Kreisquerschnitt vom Radius r ist die Kernweite $k = r/4$, für einen Kreisring (Radius außen R , innen r) $k = \frac{R^3 + r^3}{4R}$. Für ein Rechteck (Abb. 26) ist $k_y = \frac{1}{8} b$, $k_x = \frac{1}{8} h$. Bei Beanspruchung eines Rechteckquerschnitts in einer Symmetrieebene (aber nur dann!) genügt es also, wenn die Resultierende im mittleren Drittel der Querschnittshöhe oder -breite angreift, wenn nur Spannungen von einerlei Vorzeichen entstehen sollen.

8. Berechnung der Randspannungen aus den Kernpunktmomenten.

Für Stäbe, die in der Ebene einer Querschnittshauptachse auf Biegung mit Längskraft beansprucht sind, kann es zweckmäßig sein, der Ermittlung der

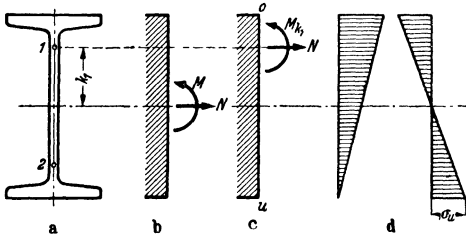


Abb. 27.

Randspannungen nicht die Längskraft N und das auf den Schwerpunkt bezogene Biegemoment M zugrunde zu legen, sondern die beiden Kernpunktmomente M_{k1} und M_{k2} . Benutzt man nämlich zur Darstellung der im Querschnitt übertragenen Kräfte nicht die durch den Schwerpunkt gehende Längskraft N und das auf diesen Punkt bezogene

zugene Moment M (Abb. 27b), sondern eine äquivalente Kräftegruppe, bestehend aus der im Kernpunkt 1 angreifenden Kraft N und dem auf diesen Punkt bezogenen Moment $M_{k1} = M + N k_1$ (Abb. 27c), so ist die untere Randspannung

$$\sigma_u = \frac{M_{k1}}{W_u},$$

da die im Kernpunkt 1 angreifende Längskraft definitionsgemäß am unteren Rand die Spannung null erzeugt. Entsprechend erhält man, wenn man die Längskraft in den Kernpunkt 2 verlegt, mit $M_{k2} = M - N k_2$:

$$\sigma_o = - \frac{M_{k2}}{W_o}.$$

Diese Berechnungsweise für die Randspannungen ist namentlich im Gewölbebau gebräuchlich. Man hat dann statt der Einflußlinien für N und M diejenigen für M_{k1} und M_{k2} zu zeichnen, was die *genaue* Kenntnis der Querschnitte schon bei Aufstellung der statischen Berechnung voraussetzt.

9. Spannungsermittlung bei versagender Zugzone.

Unter exzentrischem Druck ist auch dann noch ein von Zugspannungen freier Gleichgewichtszustand möglich, wenn die Resultierende zwar außerhalb des Kerns, aber noch innerhalb des Querschnitts angreift. In diesem Falle, der namentlich in Fundamentfugen häufig ist, ist ein Teil des Querschnitts spannungslos, und die Fuge klapft dort auseinander.

Für den einfachsten Fall, daß es sich um ein in der Symmetrieachse beanspruchtes Rechteck handelt, kann man die Spannungen rechnerisch bestimmen (Abb. 28). Damit die Resultierende der dreieckigen Spannungsverteilung in die Wirkungslinie von N fällt, muß $h' = 3(\frac{1}{2}h - e)$ sein. Die größte Spannung ist dann

$$\max \sigma = 2 \frac{N}{b h'} = \frac{4 N}{3 b (h - 2e)} \quad \left(\frac{h}{6} \leq e \leq \frac{h}{2} \right). \quad (34)$$

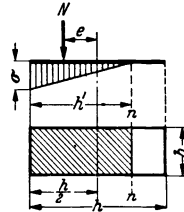


Abb. 28.

Für symmetrische, in der Symmetrieebene beanspruchte Querschnitte beliebiger Form läßt sich die Nulllinie und damit die Spannungsverteilung zeichnerisch finden: In Abb. 29 sei A der Kraftangriffspunkt, S der Schwerpunkt der schraffierten Druckzone, $n-n$ die Nulllinie. Nach (32) muß sein

$$e y_0 = i_z'^2 = I_z' / F',$$

wobei sich F' , I_z' , i_z' nur auf den schraffierten Flächenteil beziehen, dessen rechte Grenze noch unbekannt ist. Bezeichnet man das Trägheitsmoment in bezug auf die Nulllinie mit I_n' , so ist nach dem STEINERSCHEN Satz:

$$I_z' = I_n' - y_0^2 F',$$

also

$$e y_0 = I_n' / F' - y_0^2,$$

$$e + y_0 = I_n' / F' y_0.$$

Teilt man nun den Querschnitt, wie in Abb. 29 links angedeutet, in lotrechte Streifen und zeichnet wie zur Bestimmung des Flächenschwerpunktes ein Seileck mit der Polweite \mathfrak{S} zu den lotrechten Vektoren dF , so ist die zwischen Seilkurve, linker Endtangente und Nulllinie liegende Fläche $BCDEB = \mathfrak{F} = I_n' / 2 \mathfrak{S}$ und das statische Moment $F' y_0 = \mathfrak{S} \cdot \eta$, also

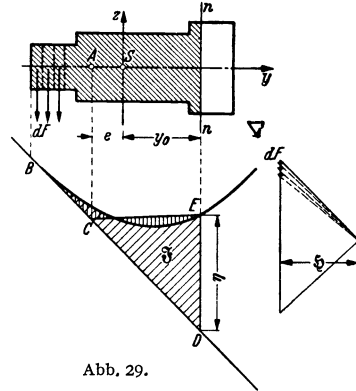


Abb. 29.

$$e + y_0 = \frac{I_n'}{F' y_0} = \frac{2 \mathfrak{S} \mathfrak{F}}{\mathfrak{S} \eta} = \frac{2 \mathfrak{F}}{\eta}.$$

Die Nulllinie ist also richtig bestimmt, wenn die Fläche $\mathfrak{F} = \frac{1}{2} \eta (e + y_0)$, also gleich der Dreiecksfläche CED ist. Danach ist die Konstruktion des Punktes E möglich, indem man durch Herunterloten des Punktes A den Punkt C bestimmt und durch ihn nach Augenmaß eine Gerade CE so hindurchzieht, daß die beiden in der Abbildung lotrecht schraffierten Flächenteile einander gleich werden. Bei Bedarf kann das Ergebnis noch nachgeprüft und verbessert werden, indem man die beiden Flächen nach einer der üblichen Methoden ausmißt (Mathematik, S. 30). Für Rechteckquerschnitte mit beliebiger Lage des Angriffspunktes außer-

halb der Symmetrielinien sind von W. DRECHSEL Tabellen berechnet worden¹, die für die Berechnung von Gründungsfugen nützlich sein können. In allen Fällen mit versagender Zugzone besteht kein linearer Zusammenhang zwischen Momenten und Spannungen. Das Superpositions-gesetz ist daher ungültig.

10. Plastische Biegung.

Wenn in der Randfaser eines gebogenen Stabes die Fließgrenze erreicht wird, so ist damit die Tragfähigkeit noch nicht erschöpft, denn während die äußeren Fasern bei konstanter Spannung fließen, erhöht sich in den näher an der Nulllinie liegenden Teilen, wo die Fließgrenze noch nicht erreicht ist, die Spannung weiter und mit ihr auch das aufgenommene Biegemoment.

Kennt man den genauen Verlauf des Spannungs-Dehnungsdiagramms, so kann man für symmetrische Querschnitte die Vorgänge leicht rechnerisch verfolgen, indem man sich zu einer angenommenen Randfaserdehnung ϵ_r aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm unter der Annahme eben bleibender Querschnitte die zugehörige Verteilung der Biegespannungen σ berechnet und durch Integration das Biegemoment bestimmt. Führt man das für verschiedene ϵ_r durch und berechnet andererseits die zugehörige Krümmung der elastischen Linie $w'' = \frac{\epsilon_r}{z_r}$, so gewinnt man damit punktweise die nun nicht mehr lineare Funktion $M = M(w'')$, aus der man durch graphische Integration die zu gegebenen Momenten gehörende Biegelinie bestimmen kann. Ist der Querschnitt unsymmetrisch, so kompliziert sich die Rechnung dadurch, daß für jedes ϵ_r erst noch die Lage der Nulllinie zu bestimmen ist.

Die Rechnung wird verhältnismäßig einfach, wenn man außer Symmetrie des Querschnitts auch noch einen vereinfachten Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung gemäß Abb. 30 voraussetzt. Dann haben die Biegespannungen nach Überschreitung der Fließgrenze den in Abb. 31 dargestellten Verlauf, und das Biegemoment ist

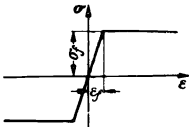


Abb. 30.

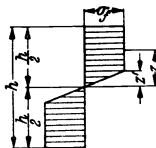


Abb. 31.

$$M = 2 \int_0^{z'} \sigma b z dz + 2 \int_{z'}^{h/2} \sigma_f b z dz$$

$$= 2 \frac{\sigma_f}{z'} \int_0^{z'} b z^2 dz + 2 \sigma_f \int_{z'}^{h/2} b z dz,$$

und die Krümmung der elastischen Linie findet man, wenn man (23) auf den elastischen Teil des Querschnitts anwendet: $w'' = \sigma_f/E z'$. Kennt man die Querschnittsform, so kann man für angenommenes z' die Integrale auswerten. Für den einfachsten Fall, einen rechteckigen Querschnitt der Breite b und der Höhe h , ist z. B.

$$M = 2 b \sigma_f \left(\frac{z'^3}{3} + \frac{h^2}{8} - \frac{z'^2}{2} \right) = \sigma_f \frac{b (3 h^2 - 4 z'^2)}{12}.$$

Drückt man darin z' durch w'' aus, so erhält man

$$M = \frac{b h^2}{6} \sigma_f \left(\frac{3}{2} - \frac{2}{h^2 w''^2} \frac{\sigma_f^2}{E^2} \right). \tag{35}$$

Wenn die Fließspannung eben in der Randfaser erreicht wird, ist die Klammer = 1, und wenn w'' bis ∞ wächst, steigt sie bis 3/2. Das Moment kann also nach Erreichung der Fließgrenze noch um höchstens 50% zunehmen. Natürlich wird lange vorher schon einerseits die Formänderung unerträglich groß geworden sein, andererseits auch in den Randgebieten schon Verfestigung und Bruch ein-

¹ DRECHSEL, W.: Bauing. 9 (1928) S. 207.

treten, und aus beiden Gründen werden die Voraussetzungen für die Ableitung der Formel nicht mehr erfüllt sein. Wie der Anstieg der Formänderung im einzelnen verläuft, zeigt Abb. 32, aus der man erkennt, daß wesentliche Überschreitungen des Fließmoments praktisch kaum zulässig sein werden.

Für I-Querschnitte und ähnliche verläuft der plastische Teil der $M-w'$ -Kurve noch wesentlich flacher.

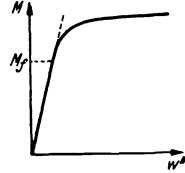


Abb. 32.

Die Bedeutung der plastischen Biegevorgänge für die Baupraxis beruht nicht in einer Erhöhung des ertragenen Biegemoments, sondern darin, daß die bei Erreichung der Fließgrenze einsetzende starke, ohne Schaden ertragbare Formänderung zu einer günstigen Veränderung des Kräftefelds in statisch unbestimmten Systemen führen kann. Das möge am Beispiel eines durchgehenden Trägers über zwei Feldern erläutert werden. Der Träger (Abb. 33) habe gleiche Feldweiten, konstanten Querschnitt und gleichmäßig verteilte Belastung. Dann ist vor Erreichung der Fließgrenze das Stützenmoment $M_b = p l^2/8$ (s. Baustatik, S. 300). Steigert man die Belastung p so weit, daß im Stützenquerschnitt die Fließgrenze erreicht wird, so wird bei weiterer Laststeigerung dort die Krümmung zunehmen, ohne daß das Moment nennenswert wächst. Es bildet sich ein sog. Fließgelenk aus, d. h., der Träger verhält sich für die noch zusätzlich aufgebraachte Last annähernd so, als ob über der Mittelstütze ein Gelenk vorhanden wäre.

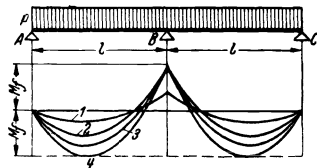


Abb. 33.

Die Belastung kann weiter gesteigert werden, bis auch an der Stelle des größten Feldmoments das Fließen beginnt. Von da an wächst auch im Feld in einem Bereich von zunehmender Ausdehnung die Krümmung unter weiterer Last schnell an, so daß die Durchbiegung bald unerträglich wird, und damit die Tragfähigkeit des Trägers erschöpft ist. Wie man leicht nachrechnet, liegt in diesem Falle die Last, bei der das Fließen beginnt, 45 % über derjenigen, bei der $M_b = M$ wird. Dieser Tragfähigkeitsüberschuß kann stets ausgenutzt werden, wenn das Material die dabei auftretende Verformung an der Mittelstütze erträgt, und wenn die Belastung im wesentlichen ruhend ist. Andernfalls ist jede Überschreitung der Fließgrenze wegen der Entstehung von Ermüdungsbrüchen gefährlich und zu vermeiden.

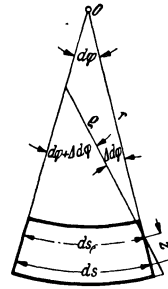


Abb. 34.

B. Biegung stark gekrümmter Stäbe.

Ist die Stabachse stark gekrümmt, so wird das Spannungsbild dadurch abgeändert, daß auf der Innenseite liegende Fasern kürzer und daher bei gleicher Spannung weniger dehnbar sind als die auf der Außenseite liegenden. Man kann auch in diesen Fällen, solange der Krümmungsradius nicht von der Größenordnung der Querschnittshöhe ist, am Ebenbleiben der Querschnitte festhalten. Dann ist nach Abb. 34 die Länge einer Faser vor der Formänderung $ds = (r + z) d\varphi$ und erfährt die Verlängerung $z \cdot \Delta d\varphi$, also die Dehnung

$$\varepsilon = \frac{z}{r + z} \frac{\Delta d\varphi}{d\varphi}.$$

Ist ds_0 die Länge des Stabelementes längs der (noch unbekannt) neutralen Schicht, so ist

$$d\varphi = ds_0/r, \quad d\varphi + \Delta d\varphi = ds_0/\rho,$$

also, wenn man die Krümmungsänderung $1/\varrho - 1/r = \kappa$ setzt,

$$\frac{\Delta d\varphi}{d\varphi} = \kappa r$$

und damit

$$\varepsilon = \frac{x}{r+z} \kappa r, \quad \sigma = E \kappa r \frac{x}{r+z}. \quad (36)$$

Die Biegespannungen verteilen sich also nicht mehr gradlinig, sondern nach einer Hyperbel, und zwar so, daß sie extrapoliert im Krümmungsmittelpunkt O nach unendlich gehen.

Zur Berechnung der Nulllinie dient die Forderung, daß die Längskraft $N = 0$ sein soll:

$$N = \int \sigma dF = E \kappa \int \frac{x}{1+z/r} dF = 0. \quad (37)$$

Durch rechnerische oder zeichnerische Auswertung des Integrals, nötigenfalls durch Probieren, kann daraus die Lage des Punktes $z = 0$ im Querschnitt gefunden werden. Die Biegespannungen ergeben sich aus dem Moment:

$$M = \int \sigma x dF = E \kappa \int \frac{x^2}{1+z/r} dF. \quad (38)$$

Das Integral tritt an die Stelle des Trägheitsmoments bei geraden Stäben und geht für $r \rightarrow \infty$ darin über.

C. Schubspannungen bei Biegung.

1. Elementare Berechnung.

Die Normalspannungen σ , die eigentlichen Biegespannungen, sind nicht die einzigen Spannungen in einem gebogenen Stab, sondern es treten außerdem Schubspannungen auf, durch die die Querkraft übertragen wird.

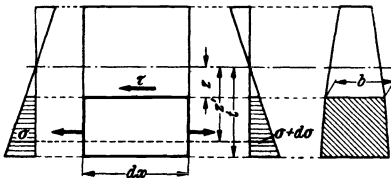


Abb. 35.

Da es das wesentliche Kennzeichen der technischen Biegelehre ist, daß die von diesen Spannungen erzeugten Formänderungen vernachlässigt werden, so können sie natürlich nur aus einer Gleichgewichtsbedingung gefunden werden. Um diese aufzustellen, zerschneidet man, wie in Abb. 53 angedeutet, das Balkenelement dx durch eine waagerechte Ebene in zwei Teile und formuliert das Gleichgewicht der am unteren Teil angreifenden *waagerechten* Kräfte. Auf der linken Seite sind das die Biegespannungen σ , die von $z' = z$ bis $z' = t$ zu integrieren sind:

$$\int_z^t \sigma b' dz' = \frac{M}{I} \int_z^t b' z' dz'.$$

Auf der rechten Seite wirken dieselben Spannungen, aber entsprechend dem Biegemoment $M + dM$ um ein Differential vergrößert. Die Differenz beider muß mit den in der waagerechten Schnittfläche $b \cdot dx$ übertragenen Schubspannungen τ im Gleichgewicht sein:

$$\frac{dM}{I} \int_z^t b' z' dz' = \tau b dx.$$

Das Integral ist das statische Moment des durch den waagerechten Schnitt abgetrennten Querschnittsteils in bezug auf die Querschnittsschwerachse. Es werde mit S bezeichnet. Mit $dM/dx = Q$ liefert dann die Gleichgewichtsbedingung:

$$\tau = \frac{Q S}{I b}. \quad (39)$$

Nach dem Satze von der paarweisen Gleichheit der Schubspannungen [Gl. (1), S. 144] ist das gleichzeitig die lotrechte, im Stabquerschnitt wirkende Schubspannung, die ebenso wie S und b eine Funktion von z ist.

Diese Rechnung liefert natürlich nur einen Mittelwert der Schubspannung über die Querschnittsbreite b , so daß sie nur dann eine Beurteilung der Festigkeit ermöglicht, wenn man Grund hat, eine gleichförmige Spannungsverteilung über b anzunehmen.

Das gilt sicher für einen Rechteckquerschnitt.

Mit $b = \text{const}$, $S = b \left(\frac{1}{2} h - z \right) \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} h + z \right)$ und $I = \frac{b h^3}{12}$ liefert Gl. (39):

$$\tau = \frac{3 Q}{2 b h^2} (h^2 - 4 z^2),$$

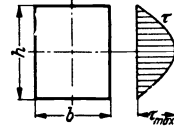


Abb. 36.

also eine parabolische Verteilung (Abb. 36) mit dem Maximum

$$\max \tau = \frac{3 Q}{2 b h} \quad (40)$$

Ebenso läßt sich Formel (39) auf die Schubspannungen im Steg eines I-Trägers anwenden und liefert insbesondere das in der Nulllinie liegende Maximum richtig, während z. B. für den in Abb. 37 angedeuteten Schnitt 1—1 sich die Schubspannung sicher nicht gleichmäßig über die Breite b verteilt, wohl aber für den Schnitt 2—2, wobei für b die doppelte Flanschdicke einzusetzen ist und S für die schraffierte Fläche gebildet wird. Man erhält dann die in der Abbildung dargestellte Schubverteilung, die die wirklichen Verhältnisse gut wiedergeben wird, abgesehen vom Übergang zwischen Steg und Flansch, wo die Spannungsverteilung ungleichmäßig ist und sehr von der Güte der Ausrundung des Querschnittsumrisses abhängt.

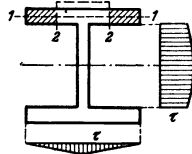


Abb. 37.

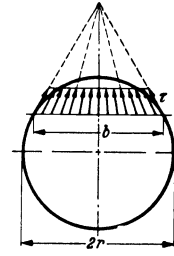


Abb. 38.

Wenn der Querschnittsumriß nicht nur aus Linien besteht, die parallel oder senkrecht zur Nulllinie sind, so tritt eine weitere Erschwerung dadurch ein, daß die Schubspannung am Rande stets parallel zum Umriß sein muß (vgl. S. 170).

Für den Kreisquerschnitt ergibt sich eine brauchbare Näherung, wenn man die lotrechte Komponente τ_{xz} über die Breite konstant annimmt und eine waagerechte τ_{xy} so hinzufügt, daß alle auf einer Parallelen zur Nulllinie angreifenden Schubspannungen durch denselben Punkt gehen (Abb. 38). Dann gilt für die Komponente τ_{xz} Gl. (39), und an der Stelle des Maximums (in der Nulllinie) ist $\tau_{xy} = 0$, so daß sich also wenigstens dieses nach (39) einfach ermitteln läßt:

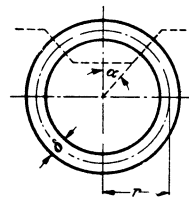


Abb. 39.

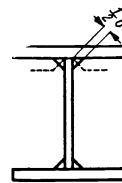


Abb. 40.

$$\max \tau = \frac{4 Q}{3 \pi r^2}.$$

Für einen Kreisringquerschnitt wird man ähnlich wie in Abb. 37 den Schnitt so führen, daß man eine gleichmäßige Spannungsverteilung erwarten kann (Abb. 39) und entsprechend für alle dünnwandigen Querschnitte. Für den dünnen Kreisring ergibt sich

$$\tau = \frac{Q \sin \alpha}{\pi r \delta}.$$

Zur Berechnung geschweißter Biegeträger legt man entsprechend den Schnitt durch die Schweißnaht (Abb. 40). Zur Berechnung der Hals- und Kopfniete zusammengesetzter T-Träger braucht man die Schubkraft T , die auf einen Niet entfällt. Ist t die Nietteilung, so ist diese

$$T = \frac{Q S}{I} t,$$

wobei S für den durch die Niete angeschlossenen Querschnittsteil zu bilden ist.

Von der gleichen Art, wie die hier behandelten Schubspannungen, und daher nach denselben Gedankengängen zu berechnen sind die Haftspannungen in Eisenbetonbalken.

2. Schubmittelpunkt.

Berechnet man für einen Γ -Querschnitt in der unter 1. beschriebenen Weise die Schubspannungen, so erhält man eine Verteilung, wie sie in Abb. 41 gezeigt ist. Die Resultierende dieser Spannungen ist die Querkraft Q , und die Abbildung läßt erkennen, daß diese die dort dargestellte Lage hat, also insbesondere nicht durch den Schwerpunkt geht.

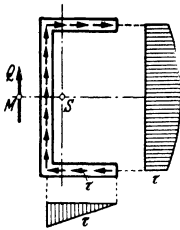


Abb. 41.

Bildet man die Resultierende der Schubspannungen an demselben Querschnitt außerdem für eine waagerechte Querkraft, so findet man als Schnittpunkt der beiden Querkraftwirkungslinien den *Schubmittelpunkt* M , durch den die Querkraft immer hindurchgehen muß, wenn der Stab eine reine, torsionsfreie Biegung erfahren soll. Geht die Querkraft nicht durch den Schubmittelpunkt, so ist ihr Moment in bezug auf diesen Punkt das Torsionsmoment, das der Berechnung der Torsionsspannungen (s. Teil IV) zugrunde zu legen ist. Hat der

Querschnitt Symmetrieachsen, so liegt der Schubmittelpunkt darauf.

3. Einfluß der Querkraft auf die Durchbiegung.

Nach III, A, 2 ist die technische Biegetheorie aufgebaut auf die Vernachlässigung der von den Schubspannungen herrührenden Formänderungen. Ihr eigentliches Anwendungsgebiet sind deshalb die *schlanken* Stäbe, bei denen diese Vernachlässigung berechtigt ist, und wo die Querkraft dementsprechend auch keinen merklichen Einfluß auf die Durchbiegung hat.

Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, daß sich die technische Biegetheorie auch noch mit einigem Erfolg auf kurze, hohe Träger anwenden läßt, für die sie eigentlich gar nicht bestimmt ist, und dort ergibt sich die Notwendigkeit, den im Aufbau der Theorie vernachlässigten Einfluß der Schubverformung wenigstens näherungsweise nachträglich in seiner Wirkung auf die Durchbiegung zu berücksichtigen.

Ebenso wie die Querkraftschubspannung τ ist auch die zugehörige Gleitung $\gamma' = \tau/G$ ungleichmäßig über den Querschnitt verteilt (s. III, C, 1). Man ersetzt sie zunächst durch einen Mittelwert γ , den man so bestimmt, daß an einem Balkenelement dx die Querkraft Q mit diesem Mittelwert der Formänderung dieselbe Formänderungsarbeit liefert, die sich auch durch Integration über die Arbeit der Schubspannungen τ in den einzelnen Raumelementen des Balkenelements ergibt:

$$\frac{1}{2} Q \cdot \gamma \, dx = \frac{1}{2} \int \tau \, \gamma' \, dF \cdot dx$$

also zu

$$\gamma = \frac{1}{Q G} \int \tau^2 \, dF.$$

Das Integral läßt sich ausrechnen, wenn man die Schubverteilung über den Querschnitt kennt. Da alle Schubspannungen proportional Q/F sind, so ist es proportional $\frac{Q^2}{F^2} \cdot F$, also etwa $= \frac{\kappa Q^2}{F}$, und damit

$$\gamma = \frac{\kappa Q}{G F}. \quad (41)$$

Die Zahl κ wird Schubverteilungszahl genannt. Für rechteckige Querschnitte ist $\kappa = 1,2$.

Hat man die Schubverteilungszahl und damit das mittlere γ , so kann man den Zuschlag w_Q zur Durchbiegung w ausrechnen, der durch die Querkrafte verursacht wird; denn nach Abb. 42 ist

$$\frac{dw_Q}{dx} = \gamma = \frac{\kappa Q}{GF}, \quad (42)$$

also wegen $Q = dM/dx$:

$$w_Q = \frac{\kappa}{GF} M + \text{const},$$

wobei sich die Integrationskonstante aus einer Randbedingung ergibt.

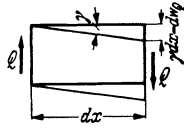


Abb. 42.

IV. Torsion.

A. Saint-Venantsche Torsion (freie Torsion).

1. Differentialgleichung.

Ein gerader Stab sei an seinem einen Ende $x = 0$ festgehalten, am anderen durch ein Torsionsmoment M belastet (Abb. 43). Dann verdreht sich jeder Querschnitt um einen Winkel $\alpha(x)$ um eine bestimmte, in Längsrichtung des Stabes laufende Achse, die als x -Achse gewählt werden möge. Sind alle Querschnitte gleich, so wird sich jede Parallele zur x -Achse zu einer Schraubenlinie verformen und der Winkel α wird dem Abstand vom festgehaltenen Ende proportional sein: $\alpha = \vartheta \cdot x$. Daraus folgen die elastischen Verschiebungen in der Querschnittsebene (Abb. 44)

$$\left. \begin{aligned} v &= -r \alpha \sin \varphi = -\vartheta x z \\ w &= r \alpha \cos \varphi = \vartheta x y. \end{aligned} \right\} \quad (43a)$$

Die Größe ϑ bezeichnet man als Verwindung des Stabes (Dimension: Länge⁻¹, Verdrehung je Längeneinheit). Sie ist natürlich dem Torsionsmoment M proportional:

$$\vartheta = M/G I_T. \quad (44)$$

Der Proportionalitätsfaktor $G I_T$, die Torsionssteifigkeit, setzt sich zusammen aus dem Schubmodul G und dem Faktor I_T , der den Einfluß der Querschnittsform und -größe darstellt.

Diese Querschnittsverdrehung ist nicht die einzige Formänderung des Stabes. Zu ihr tritt noch eine Querschnittsverwölbung hinzu, d. h. eine Verschiebung u in Richtung der x -Achse, die für entsprechende Punkte aller Querschnitte dieselbe Größe hat, also nur eine Funktion der beiden Querschnittskordinaten ist und im übrigen proportional der Belastung M oder der Verwindung ϑ :

$$u = u(y, z) = \vartheta \cdot \varphi(y, z), \quad \frac{\partial \varphi}{\partial x} = 0. \quad (43b)$$

Führt man diesen Ansatz (43a, b) in die Gleichungen (3), (4), (8) auf S. 145—146 ein, so ergibt sich $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = 0$ und damit auch $e = 0$, und es bleiben nur die beiden Schubspannungen τ_{xy} , τ_{xz} in der Querschnittsebene und die ihnen gleichen Spannungen τ_{yx} , τ_{zx} in Stablängsschnitten:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xy} &= G \gamma_{xy} = G \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) = G \vartheta \left(-z + \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) \\ \tau_{xz} &= G \gamma_{xz} = G \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) = G \vartheta \left(y + \frac{\partial \varphi}{\partial z} \right). \end{aligned} \right\} \quad (45)$$

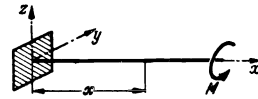


Abb. 43.

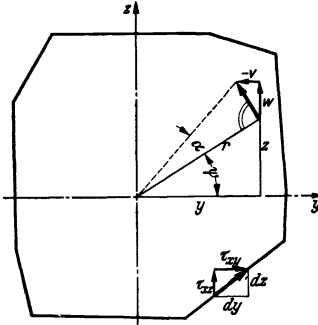


Abb. 44.

Setzt man den Ansatz weiter in (9) ein, so findet man wegen $\epsilon = 0$ aus der ersten

$$\Delta u = 0, \text{ also } \Delta \varphi = 0,$$

während die beiden anderen identisch erfüllt sind. Der Ansatz ist also im Gegensatz zu dem Ansatz von NAVIER für die Biegetheorie kein Näherungsansatz, sondern eine strenge Lösung der elastischen Grundgleichungen, sofern er mit den Randbedingungen an den Stabenden verträglich ist, die eine bestimmte Verteilung der Belastung über den Endquerschnitt und eine bestimmte Formänderung erfordern.

Zur Gewinnung der Differentialgleichung des Torsionsproblems bildet man aus (45):

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = G \vartheta \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right) = 0 \quad (46a)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial z} = G \vartheta \left(1 + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z \partial y} + 1 - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial z} \right) = 2 G \vartheta \quad (46b)$$

und löst diese beiden Differentialgleichungen für die Unbekannten τ_{xy} , τ_{xz} durch Einführung einer Spannungsfunktion $F(y, z)$ indem man setzt:

$$\tau_{xy} = -\partial F / \partial z, \quad \tau_{xz} = +\partial F / \partial y. \quad (47)$$

Dadurch wird (46a) identisch erfüllt, und (46b) gibt die gesuchte Differentialgleichung

$$\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} = 2 G \vartheta. \quad (48)$$

Die zur eindeutigen Lösung dieser Gleichung nötige Randbedingung ergibt sich aus der Forderung, daß auf der Oberfläche des Stabes keine Schubspannungen vorhanden sein dürfen, und daraus folgt wegen der paarweisen Zuordnung der Schubspannungen, daß die Spannung in der Querschnittsebene längs des Randes keine zu diesem normale Komponente haben darf. Das gibt nach Abb. 44:

$$\frac{dy}{dz} = \frac{\tau_{xy}}{\tau_{xz}} = -\frac{\partial F / \partial z}{\partial F / \partial y},$$

also

$$\frac{\partial F}{\partial y} dy + \frac{\partial F}{\partial z} dz = 0,$$

d. h., das totale Differential von F muß verschwinden, also $F = \text{const}$ sein.

Hat der Querschnitt nur einen einzigen Rand, so kann man auf diesem einfach $F = 0$ setzen, da es bei der Spannungsfunktion, von der nur die Ableitungen interessieren, auf eine additive Konstante nicht ankommt. Bei Hohlquerschnitten liegen die Dinge komplizierter.

Wie man aus dem Ansatz (47) ablesen kann, ist die resultierende Schubspannung $\tau = \tau_{xy} \hat{y} + \tau_{xz} \hat{z} = |\text{grad } F|$, ist jedoch gegen den Gradienten um 90° verdreht, also eine Tangente an die Linie $F = \text{const}$.

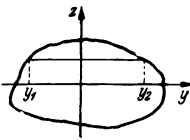


Abb. 45.

Die Lösung der Differentialgleichung (48) liefert zunächst die Spannungen τ als Funktion von y , z und ϑ . Ziel der Rechnung ist natürlich die Kenntnis der Verwindung ϑ und der Spannungen, insbesondere der größten Spannung $\max \tau$, als Funktion des Torsionsmoments, also Kenntnis des Torsionswiderstandes I_T in Formel (44) und des Widerstandsmoments für Torsion $W_T = M / \max \tau$. Um beide zu finden, braucht man nur M durch F auszudrücken:

$$M = \iint (\tau_{xz} y - \tau_{xy} z) dy dz = \iint \left(\frac{\partial F}{\partial y} y + \frac{\partial F}{\partial z} z \right) dy dz.$$

Die beiden Summanden dieses über den Querschnitt zu erstreckenden Integrals lassen sich durch partielle Integration umformen. Für den ersten erhält man z. B., wenn man zunächst längs einer Linie $z = \text{const}$ von einem Randpunkt

$y = y_1$ zum andern $y = y_2$ (Abb. 45) integriert und dabei beachtet, daß in diesen beiden Punkten $F = 0$ ist:

$$\int_{y_1}^{y_2} \frac{\partial F}{\partial y} y \, dy = [F y]_{y_1}^{y_2} - \int_{y_1}^{y_2} F \, dy = - \int_{y_1}^{y_2} F \, dy,$$

also

$$\iint \frac{\partial F}{\partial y} y \, dy = - \iint F \, dy \, dz.$$

Das andere Integral liefert dasselbe noch einmal, so daß

$$M = - 2 \iint F \, dy \, dz. \tag{49}$$

2. Kreis- und Kreisringquerschnitt.

Ist der Querschnitt ein Kreis vom Radius a , so ist

$$F = \frac{G \vartheta}{2} (y^2 + z^2 - a^2) = \frac{G \vartheta}{2} (r^2 - a^2)$$

die Lösung, die die Differentialgleichung und die Randbedingung $F = 0$ befriedigt. Gl. (49) liefert das Torsionsmoment, wenn man in Polarkoordinaten rechnet:

$$M = - G \vartheta \iint (r^2 - a^2) r \, d\varphi \, dr = G \vartheta \frac{\pi a^4}{2}.$$

In diesem Fall ist also $I_T = \frac{\pi a^4}{2}$ gleich dem polaren Trägheitsmoment des Querschnitts. Dieses Ergebnis gilt auch für den konzentrischen Kreisringquerschnitt, führt aber bei allen anderen Querschnitten zu oft sehr erheblichen Fehlern, und zwar zu einer Überschätzung der Steifigkeit.

Die Schubspannungen sind auf der y -Achse:

$$\tau_{xy} = 0, \quad \tau_{xz} = G \vartheta y = \frac{2 M y}{\pi a^4},$$

insbesondere also die größte Spannung

$$\max \tau = \frac{2 M}{\pi a^3}.$$

3. Andere Vollquerschnitte.

Die Differentialgleichung (48) ist die inhomogene Potentialgleichung. Zur Lösung der Torsionsaufgabe für beliebige Querschnitte stehen somit die Methoden der Potentialtheorie zur Verfügung, mit denen sie auch immer möglich ist. Diese Methoden sind jedoch im allgemeinen viel zu mühsam, um auf den technischen Einzelfall angewandt zu werden. Es sind deshalb in der folgenden Tabelle die Ergebnisse solcher Rechnungen für einige Querschnitte zusammengestellt worden.

Tabelle 1.
Torsionswiderstand $I_T = M/G\vartheta$ und Widerstandsmoment für Torsion $W_T = M/\max\tau$.


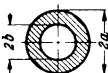
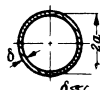
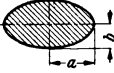



Querschnitt	I_T	W_T
	$\frac{\pi a^4}{2}$	$\frac{\pi a^3}{2}$
	$\frac{\pi}{2} (a^4 - b^4)$	$\frac{\pi (a^4 - b^4)}{2 a}$
	$\sim 2 \pi a^3 \delta$	$\sim 2 \pi a^2 \delta$

Tabelle 1 (Forts.).

Querschnitt	I_T	W_T
	$\pi \frac{a^3 b^3}{a^2 + b^2}$	$\frac{\pi a b^3}{2}$
	$\frac{a^4}{7,11}$	$\frac{a^3}{4,51}$
	$\frac{a b^3}{3} \left(1 - 0,630 \frac{b}{a} + 0,052 \frac{b^5}{a^5} + \dots \right)$	$\frac{a b^3}{3} \left(1 - 0,630 \frac{b}{a} + 0,250 \frac{b^2}{a^2} \right)$
	$\frac{a^4}{46,2}$	$\frac{a^3}{20}$

Für ungefähr kreisförmige Querschnitte ist $I_T \approx \frac{F^4}{40 I_p}$, wobei F den Querschnitt, I_p das polare Trägheitsmoment bezeichnet.

4. Seifenhautgleichnis.

Eine gute Hilfe zur anschaulichen Abschätzung von Torsionsspannungen, aber auch ein Verfahren zu ihrer tatsächlichen Ermittlung bietet die Analogie zwischen der Spannungsfunktion F des Torsionsproblems und der Ausbiegung einer belasteten Seifenhaut.

In eine ebene Behälterwand sei eine Öffnung eingeschnitten, die dem Querschnitt des Torsionsstabes kongruent ist. Überspannt man sie mit einer Seifenhaut und erzeugt in dem Kasten einen kleinen Überdruck p , so wölbt sich die Seifenhaut etwas nach außen, und diese Ausbiegung $\xi(y, z)$ genügt der Differentialgleichung.

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial z^2} = \frac{p}{N},$$

wenn man unter N die durch die Kapillarkräfte erzeugte Spannung der Haut (Dimension: Kraft je Längeneinheit) versteht. Diese Gleichung stimmt mit (48) überein, und auch die Randbedingung $\xi = 0$ ist dieselbe wie bei der Spannungsfunktion. Man kann sich also durch das Seifenhautexperiment die Spannungsfunktion $F(y, z)$ beschaffen und damit die Torsionsaufgabe lösen. Der Spannung τ entspricht dabei die Neigung der Seifenhaut gegen die y - z -Ebene, und die steilste Stelle ist diejenige, an der der tordierte Stab die größte Schubspannung hat.

Das Volumen, das zwischen der Seifenhaut und ihrer Basisebene liegt, ist nach (49) proportional dem Torsionsmoment und mit anderem Proportionalitätsfaktor dem Torsionswiderstand I_T .

Das Seifenhautgleichnis ist besonders geeignet zur Gewinnung von Näherungsformeln für dünnwandige Querschnitte (**I**, **L** usw.). Zerlegt man z. B. einen **I**-Querschnitt nach Abb. 46 in drei Rechtecke und macht mit jedem von ihnen getrennt den Seifenhautversuch, so ist die Summe der Inhalte der drei Spannungshügel nur wenig kleiner als der des wirklichen Spannungshügels. Es ist also, wenn b_1 und b_2 klein sind, angenähert:

$$I_T = 2 I_{T1} + I_{T2},$$

wobei I_{T1} und I_{T2} die Steifigkeitskonstanten der Teilrechtecke sind, die nach Tabelle 1 berechnet werden können. Eine bessere Näherung erhält man, wenn man für den Steg $I_{T2} = a_2 b_2^3/3$ setzt, ihn also als Stück eines sehr langen Recht-

ecks behandelt. Einen noch genaueren Wert erhält man nach TRAYAR und MARCH¹ aus der Formel

$$I_T = 2 I_{T1} + \frac{1}{3} a_2 b_2^3 + 2 \alpha D^4,$$

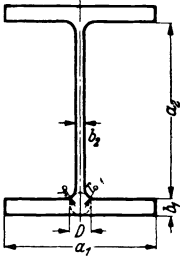


Abb. 46.

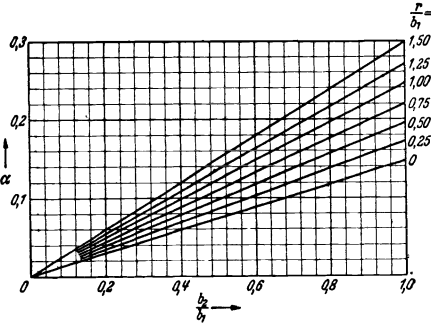


Abb. 47.

wobei D den Durchmesser des größten nach Abb. 46 einbeschriebenen Kreises bezeichnet und α aus Abb. 47 entnommen werden kann. Für einen T-Querschnitt erhält man entsprechend

$$I_T = I_{T1} + I_{T2} + \alpha D^4,$$

wobei I_{T2} die Hälfte des nach Tabelle 1 für $a = 2a_2$, $b = b_2$ berechneten Wertes ist.

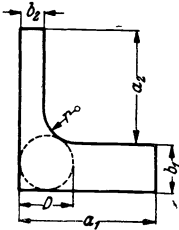


Abb. 48.

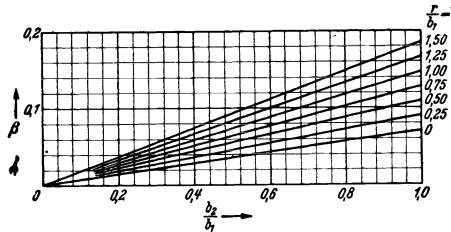


Abb. 49.

Für L-Querschnitte (Abb. 48) ist entsprechend

$$I_T = I_{T1} + I_{T2} + \beta D^4,$$

wobei I_{T1} für den dickeren Schenkel unmittelbar aus Tabelle 1 entnommen wird, während I_{T2} für den dünneren Schenkel wieder wie beim T-Querschnitt zu bilden und β aus Abb. 49 zu entnehmen ist.

Zur Berechnung der Spannungen verteilt man das Torsionsmoment M auf die Teilrechtecke: Flanschenteil $M_1 = M \cdot I_{T1}/I_T$, Steganteil $M_2 = M \cdot I_{T2}/I_T$ und berechnet die Schubspannung in der Mitte der Langseite jedes Rechteckes nach Tabelle 1. Die größte von diesen Spannungen braucht noch nicht die größte im Querschnitt vorkommende Schubspannung zu sein. Ist nämlich die einspringende Ecke nicht ausgerundet, so ergibt sich dort $\tau = \infty$, so daß für sehr kleine Ausrundungshalbmesser $\max \tau$ an dieser Stelle zu erwarten ist.

Für ein gleichschenkliges Winkeleisen der Schenkelstärke b ist nach TREFFTZ² in der Ausrundung vom Radius r :

$$\tau = 1,74 \cdot \tau_0 \cdot \sqrt[3]{\frac{b}{r}},$$

¹ TRAYAR u. MARCH: Nat. Advis. Comm. Aeronautics, Rep. 334.

² TREFFTZ: Z. angew. Math. Mech. 2 (1922) S. 263—267.

wobei τ_0 die nach vorstehendem für den einzelnen Schenkel berechnete größte Spannung bedeutet. Für größere Ausrundungsradien kann $\tau = 2 \tau_0$ angenommen werden.

5. Dünnwandige Hohlquerschnitte (Bredtsche Formel).

Für dünnwandige Hohlquerschnitte ist der Spannungshügel ein Tafelberg, bestehend aus einer über dem Hohlraum liegenden Ebene und einer diese umgebenden, über dem eigentlichen Querschnitt liegenden Böschungfläche, die um so steiler sein muß, je dünner die Wandstärke des Querschnitts an der betreffenden Stelle ist (Abb. 50). Über die Wanddicke verteilen sich die Schubspannungen in diesem Fall ziemlich gleichmäßig und sind demnach der Wandstärke umgekehrt proportional: $\tau \cdot \delta = \text{const.}$

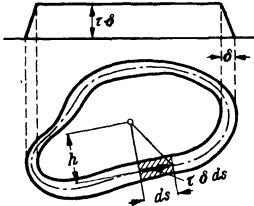


Abb. 50.

Ein Flächenelement $\delta \cdot ds$ liefert zum Torsionsmoment den Beitrag $dM = \delta \cdot ds \cdot \tau \cdot h$ und das ganze Moment ist also

$$M = \tau \delta \cdot \oint h ds = \tau \delta \cdot 2F_R, \quad (50)$$

wobei F_R die Fläche ist, die in Abb. 50 von der strichpunktiierten Mittellinie umschlossen wird. Damit ergibt sich

$$\tau = \frac{M}{2F_R \delta}$$

(Bredtsche Formel), wobei man die größte Schubspannung erhält, wenn man für δ seinen kleinsten Wert einsetzt.

Die Torsionssteifigkeit findet man am einfachsten, indem man die Formänderungsarbeit einmal durch Torsionsmoment und Verwindung, zum anderen durch die Schubspannungen ausdrückt. Für ein Stabelement von der Länge 1 erhält man so:

$$\frac{1}{2} M \vartheta = \frac{1}{2G} \oint \tau^2 \delta ds$$

und durch Einsetzen von τ nach (50):

$$M \vartheta = \frac{1}{G} \frac{M^2}{4F_R^2} \oint \frac{ds}{\delta},$$

also durch Vergleich mit (44):

$$G I_T = G \frac{4F_R^2}{\oint \frac{ds}{\delta}}.$$

Ist die Wandstärke auf dem ganzen Umfang konstant, und die Länge des Umfangs $\oint ds = U$, so ist einfacher

$$G I_T = G \frac{4F_R^2 \delta}{U}.$$

B. Wölbkrafttorsion.

1. Grundbegriffe, Differentialgleichung.

Außer der bisher geschilderten Art der Aufnahme des Torsionsmoments gibt es noch eine grundsätzlich andere, die Wölbkrafttorsion. Sie ist zwar bei allen Stabquerschnitten möglich, spielt aber im wesentlichen bei den zweiflanschigen eine Rolle, deren Wölbkraft-Torsionssteifigkeit EC_w besonders groß ist.

Denkt man sich einen I-Träger (Abb. 51) in der Mitte des Steges der Länge nach durchgeschnitten und auf die beiden Hälften entgegengesetzt gleiche Querkraften Q wirken, so erfahren beide je eine seitliche Durchbiegung η , für die die Differentialgleichung der Biegelinie gilt:

$$\frac{d^3 \eta}{dx^3} = - \frac{Q}{E \cdot \frac{1}{2} I_x},$$

und in den Flanschen entstehen Biegespannungen σ_x . Um den längs der y -Achse klaffenden Schnitt wieder zu schließen, ist jede der beiden Querschnittshälften derart zu verdrehen, daß dabei keine weiteren Biegespannungen entstehen, also um den Schnittpunkt von Flansch- und Stegmittellinie. Der Drehwinkel ist $\eta/\frac{1}{2} h_f$, und durch Differenzieren folgt daraus für die Verwindung:

$$\vartheta = \frac{2}{h_f} \frac{d\eta}{dx}.$$

Setzt man das oben ein, so erhält man

$$\frac{d^3 \eta}{dx^3} = \frac{h_f}{2} \frac{d^3 \vartheta}{dx^3} = - \frac{2Q}{E I_z}$$

und damit für das Torsionsmoment $M_{x2} = Q h_f$:

$$M_{x2} = - \frac{h_f^2}{4} E I_z \frac{d^3 \vartheta}{dx^3} = - E C_w \frac{d^3 \vartheta}{dx^3}.$$

Fügt man noch das infolge der Verwindung ϑ entstehende St.-VENANTSche Moment $M_{x1} = G I_T \vartheta$ hinzu, so hat man insgesamt

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = G I_T \vartheta - E C_w \frac{d^3 \vartheta}{dx^3}. \tag{51}$$

Die Größe C_w heißt Wölbwiderstand. Die vollständige Lösung der Diff.-Gl. (51) heißt für konstantes Torsionsmoment:

$$\vartheta = c_1 e^{\alpha x} + c_2 e^{-\alpha x} + \frac{M_x}{G I_T}$$

mit $\alpha = \sqrt{G I_T / E C_w}$. Die Integrationskonstanten c_1, c_2 sind aus den Randbedingungen zu bestimmen.

Zur Berechnung der mit der Wölbkrafttorsion verbundenen Längsspannungen σ_x (Wölbkräfte) braucht man das Flanschbiegemoment M_f . Die Diff.-Gl. der Biegelinie liefert dafür

$$M_f = -E \cdot \frac{1}{2} I_z \cdot \frac{d^3 \eta}{dx^3} = - \frac{E I_z h_f}{4} \frac{d^3 \vartheta}{dx^3}.$$

Daraus ergeben sich die Spannungen zu

$$\sigma_x = \pm \frac{M_f}{\frac{1}{2} I_z} y = \pm \frac{E h_f}{2} \frac{d^3 \vartheta}{dx^3} y. \tag{52}$$

Ähnliche Formeln für **E**-, **L**- und unsymmetrische **I**-Querschnitte findet man bei C. WEBER: Z. angew. Math. Mech. 6 (1926) S. 85.

2. Anwendungen.

Die St. VENANTSche Torsion erfordert von jedem Querschnitt eine ganz bestimmte Verwölbung. Diese ist praktisch nicht immer möglich. Wenn z. B. in der Mitte eines beiderseits eingespannten Stabes ein Moment $2M$ tordierend angreift (Abb. 52), so sind die beiden Stabhälften von Torsionsmomenten M in verschiedenem Sinne beansprucht, und die rechts und links der Stabmitte liegenden Querschnitte würden bei freier Torsion eine entgegengesetzte Verwölbung erfahren, also nach der Formänderung nicht mehr zusammenpassen. An dieser Stelle ($x = 0$) muß daher das gesamte Torsionsmoment durch Wölbkrafttorsion übertragen werden und $\vartheta = 0$ sein. Dafür greift in diesem Querschnitt eine Wölbkraftgruppe σ_x an, die dafür sorgt, daß der Querschnitt eben bleibt, obgleich sich die weiter von der Balkenmitte entfernten Querschnitte verwölben. Fordert man ferner, daß am Stabende die Längsspannungen $\sigma_x = 0$

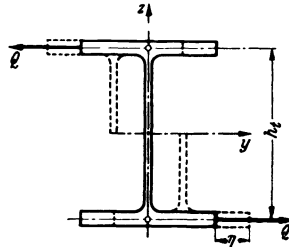


Abb. 51.



Abb. 52.

sind, so hat man als zweite Randbedingung für $x = l/2$: $d\vartheta/dx = 0$ und kann damit c_1, c_2 bestimmen. Das Ergebnis heißt

$$\vartheta = \frac{M}{G I_T} \left(1 - \frac{e^{\alpha x} + e^{\alpha(l-x)}}{1 + e^{\alpha l}} \right).$$

V. Zweidimensionale Probleme.

A. Grundlagen.

Wird eine dünne Scheibe nur durch Kräfte belastet, die in ihrer Ebene (der x - y -Ebene) liegen, so ist $\sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$ und die Spannungen $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ verteilen sich gleichmäßig über die Scheibenstärke: In der Scheibe herrscht ein ebener Spannungszustand. Infolge der Querdehnung erfährt die Scheibe in Richtung ihrer Dicke eine Dehnung ε_z , die von Punkt zu Punkt verschieden sein kann.

Wird ein unendlich langes Prisma durch Kräfte belastet, die auf der Richtung der Erzeugenden (der z -Richtung) senkrecht stehen und längs einer Erzeugenden überall die gleiche Größe haben, so ist die Dehnung $\varepsilon_z = 0$ oder doch mindestens von den Koordinaten x, y der Querschnittsebene unabhängig. In einem solchen Körper herrscht ein ebener Formänderungszustand. Dasselbe gilt natürlich auch für ein endliches, aber genügend langes Prisma, wenn man sich auf den von seinen Enden hinreichend weit entfernten Mittelteil beschränkt.

In beiden Fällen handelt es sich um zweidimensionale Elastizitätsprobleme, deren Diff.-Gln. im folgenden aufgestellt werden sollen.

I. Ebener Spannungszustand.

Die Gleichgewichtsbedingungen (7) auf S. 146 liefern in diesem Falle, wenn man auch noch die Massenkräfte $X = Y = 0$ setzt,

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0, \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0.$$

Diese Gleichungen werden identisch erfüllt, wenn man die drei Spannungen als zweite Ableitungen einer *Spannungsfunktion* $F(x, y)$ ansetzt:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = -\frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \quad (53)$$

Eine Differentialgleichung für F folgt aus der Verträglichkeitsbedingung (5a), S. 145. Nach Einsetzen der Spannungen aus dem Hookeschen Gesetz (8) und Erweitern mit E ergibt sich daraus

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} - 2(1 + \nu) \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} = 0$$

und nach Einführung der Spannungsfunktion F :

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0, \quad (54)$$

oder kürzer $\Delta \Delta F = 0$, wenn man mit Δ den zweidimensionalen LAPLACESchen Operator bezeichnet.

Hat man die Lösung $F(x, y)$ gefunden, so folgen die Spannungen nach (53) und die Verzerrungen nach (8), S. 146 mit $\sigma_z = 0$ zu

$$E \varepsilon_x = \sigma_x - \nu \sigma_y, \quad E \varepsilon_y = \sigma_y - \nu \sigma_x, \quad G \gamma_{xy} = \tau_{xy}.$$

Die Verschiebungen u, v sind daraus nach (3) und (4) durch Quadraturen zu gewinnen.

In Rücksicht auf die Anwendung der Formeln zur Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen empfiehlt es sich oft, statt der Spannungen $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ deren Produkte mit der Scheibenstärke δ anzugeben, die Längskräfte $N_x = \sigma_x \delta$, $N_y = \sigma_y \delta$ und die Schubkraft $N_{xy} = \tau_{xy} \delta$, für die natürlich genau dieselben Beziehungen gelten, und aus denen dann die Spannungen nach den für Verbundquerschnitte gültigen Gesetzen zu bestimmen sind,

2. Ebener Formänderungszustand.

In diesem Falle ist zwar $\sigma_z \neq 0$, aber von z unabhängig, und wieder $\tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$, so daß die Gleichgewichtsbedingungen dieselben bleiben. In die Verträglichkeitsgleichung tritt σ_z ein:

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial x^2} - 2(1 + \nu) \frac{\partial^2 \tau_{xy}}{\partial x \partial y} = 0,$$

läßt sich aber leicht eliminieren, denn aus $\epsilon_z = \text{const}$ folgt nach dem Hookeschen Gesetz (8c):

$$\frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial x^2} = \nu \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2}$$

und entsprechend für die Ableitung nach y . Setzt man das ein und geht wieder auf die Spannungsfunktion über, so erhält man dieselbe Differentialgleichung (54) wie oben. Bei der Berechnung der Verzerrungen ist aber jetzt σ_z mit in Rechnung zu stellen:

$$E \epsilon_x = \sigma_x - \nu \sigma_y - \nu \sigma_z,$$

wobei $\sigma_z = E \epsilon_z + \nu (\sigma_x + \sigma_y)$ ist und ϵ_z aus der Bedingung

$$\int \sigma_z dx dy = 0$$

folgt. Für die Verschiebungen gelten wieder die Formeln (3).

3. Polarkoordinaten.

In Polarkoordinaten r, φ heißt die Diff.-Gl. der Spannungsfunktion

$$\Delta \Delta F = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} \right)^2 F = 0$$

und die Spannungskomponenten sind

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 F}{\partial \varphi^2} \\ \sigma_\varphi &= \frac{\partial^2 F}{\partial r^2}, \quad \tau_{r\varphi} = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \varphi} \right). \end{aligned}$$

4. Massenkräfte.

Die für den ebenen Spannungs- oder Formänderungszustand abgeleiteten Formeln gelten nur für den Fall, daß die Belastung ausschließlich am Rande der Scheibe angreift. Für Massenkräfte sind sie zu erweitern. Wirkt z. B. das Eigengewicht (spez. Gew. γ) in Richtung der negativen y -Achse, so heißt die zweite Gleichgewichtsbedingung

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \gamma,$$

in (53) ist

$$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} + \gamma x$$

zu setzen, und die Diff.-Gl. für F bleibt dieselbe.

B. Anwendungen.

1. Keil und Halbraum.

Für eine durch zwei Halbgerade begrenzte, unendliche, keilförmige Scheibe (Abb. 53) ist bei Belastung mit einer Kraft P in der Symmetrieachse (bezogen auf die Einheit der Scheibenstärke):

$$\begin{aligned} F &= \frac{P}{\alpha + \sin \alpha} x \arctan \frac{y}{x} = \frac{P}{\alpha + \sin \alpha} r \varphi \cos \varphi \\ \sigma_x &= -\frac{2P}{\alpha + \sin \alpha} \frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} & \sigma_r &= -\frac{2P}{\alpha + \sin \alpha} \frac{\sin \varphi}{r} \\ \sigma_y &= -\frac{2P}{\alpha + \sin \alpha} \frac{y^3}{(x^2 + y^2)^2} & \sigma_\varphi &= \tau_{r\varphi} = 0. \\ \tau_{xy} &= -\frac{2P}{\alpha + \sin \alpha} \frac{x y^2}{(x^2 + y^2)^2} \end{aligned}$$

Für eine waagerechte Belastung Q ist

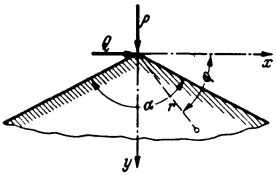


Abb. 53.

$$F = -\frac{Q}{\alpha - \sin \alpha} y \arctan \frac{y}{x} = -\frac{Q}{\alpha - \sin \alpha} r \varphi \sin \varphi$$

$$\sigma_x = -\frac{2Q}{\alpha - \sin \alpha} \frac{x^2}{(x^2 + y^2)^2} \quad \sigma_y = -\frac{2Q}{\alpha - \sin \alpha} \frac{\cos \varphi}{r}$$

$$\sigma_y = -\frac{2Q}{\alpha - \sin \alpha} \frac{xy^2}{(x^2 + y^2)^2}$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2Q}{\alpha - \sin \alpha} \frac{x^2 y}{(x^2 + y^2)^2} \quad \sigma_\varphi = \tau_{r\varphi} = 0.$$

Für $\alpha = \pi$ erhält man aus diesen Formeln den Spannungszustand einer am Rande durch eine Einzelkraft belasteten Halbebene. Durch Integration über solche Einzellasten folgt daraus die Lösung für eine Streckenlast (Abb. 54):

$$F = -\frac{p}{2\pi} \left[((x-a)^2 + y^2) \arctan \frac{y}{x-a} - ((x+a)^2 + y^2) \arctan \frac{y}{x+a} \right]$$

$$\sigma_x = -\frac{p}{\pi} \left[\arctan \frac{y}{x-a} - \arctan \frac{y}{x+a} + \frac{(x-a)y}{(x-a)^2 + y^2} - \frac{(x+a)y}{(x+a)^2 + y^2} \right]$$

$$\sigma_y = -\frac{p}{\pi} \left[\arctan \frac{y}{x-a} - \arctan \frac{y}{x+a} - \frac{(x-a)y}{(x-a)^2 + y^2} + \frac{(x+a)y}{(x+a)^2 + y^2} \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{(x-a)^2 - y^2}{(x-a)^2 + y^2} - \frac{(x+a)^2 - y^2}{(x+a)^2 + y^2} \right]$$

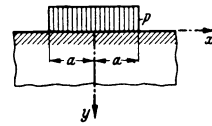


Abb. 54.

2. Periodische Belastung der Halbebene.

Die Halbebene erstreckt sich in Richtung positiver y . Die Belastung nach Abb. 55 wiederholt sich beiderseits bis ins Unendliche mit der Periode l .

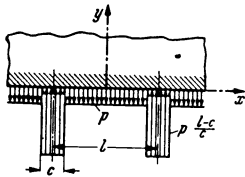


Abb. 55.

$$F = -\frac{pl^2}{2\pi^2 c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \sin \frac{n\pi(l-c)}{l} \cdot \left(1 + \frac{2n\pi y}{l}\right) e^{-2n\pi y/l} \cos \frac{2n\pi x}{l}$$

$$\sigma_x = \frac{2pl}{\pi c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi(l-c)}{l} \cdot \left(1 - \frac{2n\pi y}{l}\right) e^{-2n\pi y/l} \cos \frac{2n\pi x}{l}$$

$$\sigma_y = \frac{2pl}{\pi c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi(l-c)}{l} \left(1 + \frac{2n\pi y}{l}\right) e^{-2n\pi y/l} \cos \frac{2n\pi x}{l}$$

$$\tau_{xy} = \frac{4py}{c} \sum_{n=1}^{\infty} \sin \frac{n\pi(l-c)}{l} e^{-2n\pi y/l} \sin \frac{2n\pi x}{l}$$

Sonderfall: Punktweise Stützung (einfache Berechnung der Spannungen im Felde, falsche Ergebnisse und schlecht konvergente Reihen in der Nähe der Stützpunkte):

$$\sigma_x = -2p \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \left(1 - \frac{2n\pi y}{l}\right) e^{-2n\pi y/l} \cos \frac{2n\pi x}{l}$$

$$\sigma_y = -2p \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \left(1 + \frac{2n\pi y}{l}\right) e^{-2n\pi y/l} \cos \frac{2n\pi x}{l}$$

$$\tau_{xy} = -\frac{4p}{l} \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n n e^{-2n\pi y/l} \sin \frac{2n\pi x}{l}$$

Die vorstehenden Formeln sind vor allem zur Berechnung der Scheibenspannungen in Silowänden bestimmt. Die Anwendung auf solche Scheiben endlicher Ausdehnung unterliegt folgenden Einschränkungen:

1. In Richtung y klingen die Spannungen exponentiell ab. Für $h = l$ (Abb. 56) und $n = 1$ ist der Dämpfungsfaktor $e^{-2n\pi h/l} \approx 0,0019$ und für $h = 1,5 l$ ist er $\approx 0,00008$. Für Wände dieser Höhe hat die obere Begrenzung keinen Einfluß mehr auf die wesentlichen Spannungen am unteren Rande. Für niedrigere Wände sind die unten angegebenen genaueren Formeln zu verwenden.

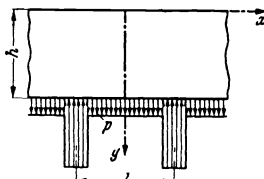


Abb. 56.

2. Die Wand möge nach rechts hin durch die Stützenvertikale $x = l/2$ begrenzt sein. Dann sind im Gegensatz zu den hier angegebenen Formeln auf diesem Rande die Spannungen $\sigma_x = 0$. Damit diese Randbedingung erfüllt wird, ist also noch eine zusätzliche waagerechte Belastung dieses Randes anzubringen, die keine Gleichgewichtsgruppe ist, und deren Spannungen sich daher nicht auf die Nähe dieses Randes beschränken. Ihre Ermittlung für eine Scheibe auf vielen Stützen ist mühsam. Ihr Einfluß ist jedoch wenigstens schätzungsweise zu berücksichtigen.

3. Wände endlicher Höhe.

Belastung am unteren Rande nach Abb. 56:

$$\sigma_x = \frac{2pl}{\pi c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi(l-c)}{l} [A (\mathfrak{S} \sin \eta + \eta \mathfrak{C} \mathfrak{O} \mathfrak{f} \eta) - B (2 \mathfrak{C} \mathfrak{O} \mathfrak{f} \eta + \eta \mathfrak{S} \sin \eta)] \cos \frac{2n\pi x}{l}$$

$$\sigma_y = \frac{2pl}{\pi c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi(l-c)}{l} [A (\mathfrak{S} \sin \eta - \eta \mathfrak{C} \mathfrak{O} \mathfrak{f} \eta) + B \cdot \eta \mathfrak{S} \sin \eta] \cos \frac{2n\pi x}{l}$$

$$\tau_{xy} = \frac{2pl}{\pi c} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi(l-c)}{l} [A \cdot \eta \mathfrak{S} \sin \eta - B (\mathfrak{S} \sin \eta + \eta \mathfrak{C} \mathfrak{O} \mathfrak{f} \eta)] \sin \frac{2n\pi x}{l}$$

mit

$$A = \frac{\mathfrak{S} \sin \alpha + \alpha \mathfrak{C} \mathfrak{O} \mathfrak{f} \alpha}{\mathfrak{S} \sin^2 \alpha - \alpha^2}, \quad B = \frac{\alpha \mathfrak{S} \sin \alpha}{\mathfrak{S} \sin^2 \alpha - \alpha^2}$$

und

$$\eta = \frac{2n\pi y}{l}, \quad \alpha = \frac{2n\pi h}{l}$$

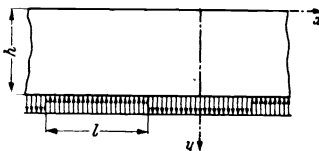


Abb. 57.

Aus diesen Formeln gewinnt man solche für abwechselnd positive und negative Belastung der Felder nach Abb. 57, indem man $c = l/2$ setzt und dann überall l durch $2l$ ersetzt.

Andere Belastungen. Durch Überlagerung der beiden angeführten Lastfälle erhält man feldweise Belastung des unteren Randes. Die durch das Eigengewicht

(spez. Gew. γ) der Wand erzeugten Spannungen ergeben sich durch Überlagerung mit der trivialen Lösung $\sigma_x = \tau_{xy} = 0$, $\sigma_y = -\gamma(h - y)$. Belastung des oberen Randes ist durch einfache Koordinatentransformation zu gewinnen.

Auch für diese Lösungen gilt die oben unter 2. gemachte Bemerkung.

4. Kreisscheibe.

Für die am Rande belastete Kreisscheibe läßt sich eine einfache Lösung angeben, die auch zur Beurteilung des Spannungszustandes in nicht genau kreisförmigen Bereichen nützlich sein kann. Sie heißt in Polarkoordinaten r, φ :

$$F = B_0 r^2 + B_1 r^3 \cos \varphi + D_1 r^3 \sin \varphi + \sum_{n=2}^{\infty} [(A_n + B_n r^2) r^n \cos n \varphi + (C_n + D_n r^2) r^n \sin n \varphi]$$

$$\sigma_r = 2 B_0 + 2 B_1 r \cos \varphi + 2 D_1 r \sin \varphi - \sum_{n=2}^{\infty} [(n(n-1) A_n + (n-2)(n+1) B_n r^2) r^{n-2} \cos n \varphi + (n(n-1) C_n + (n-2)(n+1) D_n r^2) r^{n-2} \sin n \varphi]$$

$$\sigma_\varphi = 2 B_0 + 6 B_1 r \cos \varphi + 6 D_1 r \sin \varphi + \sum_{n=2}^{\infty} [(n(n-1) A_n + (n+2)(n+1) B_n r^2) r^{n-2} \cos n \varphi + (n(n-1) C_n + (n+2)(n+1) D_n r^2) r^{n-2} \sin n \varphi]$$

$$\tau_{r\varphi} = 2 B_1 r \sin \varphi - 2 D_1 r \cos \varphi + \sum_{n=2}^{\infty} n [(n-1) A_n + (n+1) B_n r^2) r^{n-2} \sin n \varphi - ((n-1) C_n + (n+1) D_n r^2) r^{n-2} \cos n \varphi].$$

Zur Bestimmung der Konstanten A_n, B_n, C_n, D_n entwickle man die gegebene Randbelastung als Funktion von φ in eine FOURIER-Reihe und vergleiche die Koeffizienten.

5. Gewichtssäumauer.

Belastung durch Wasserdruck auf die lotrechte Wasserseite (Abb. 58, $\xi = h x/b$):

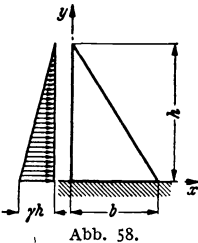


Abb. 58.

$$F = \frac{1}{6} \gamma_w (y^3 - 3\xi^2 y - 2\xi^3 + 3h\xi^2 - 3hy^2)$$

$$\sigma_x = -\gamma(h - y), \quad \sigma_y = \frac{\gamma h^2}{b^2} (h - y - 2\xi),$$

$$\tau_{xy} = \gamma \frac{h}{b} \xi.$$

Belastung durch Eigengewicht, spez. Gew. des Betons γ_b :

$$F = \frac{\gamma_b h}{6b} x^3 + \frac{1}{2} \gamma_b x^2 (h - y)$$

$$\sigma_x = \tau = 0, \quad \sigma_y = \gamma_b \left(\frac{h}{b} x - h + y \right).$$

Diese Formeln gelten nur für eine vollkommen wasserdichte Wasserseite. Kann Porenwasser eindringen, so ändern sich die inneren Kräfte beträchtlich. Näheres darüber findet man bei F. TÖLKE¹.

¹ TÖLKE, F.: Der Einfluß der Durchströmung von Betonmauern auf die Stabilität Ing.-Arch. 2 (1932) S. 291—320.

C. Spannungstrajektorien.

Rechnet man nach (17), S. 153 für jeden Punkt einer Scheibe die Richtung der beiden Hauptspannungen aus, so kann man Kurven zeichnen, die überall diese Richtungen zu Tangenten haben: die Hauptspannungstrajektorien. Es sind zwei Kurvenscharen, die sich überall unter rechten Winkeln schneiden und die Richtungen angeben, in denen die an der Scheibe angreifenden Kräfte weitergeleitet werden. Sie sind daher ein gutes, wenn auch meist mühsam zu gewinnendes Mittel zur Veranschaulichung ebener Spannungszustände. So zeigt z. B. Abb. 59 die Trajektorien für die Walze eines Brückenlagers und läßt deutlich erkennen, daß und warum in der Mitte waagerechte Zugspannungen auftreten müssen: Die Druckspannungen laufen längs der lotrechten Trajektorien-schar vom einen Lastangriffspunkt zum anderen, und die durch diese Trajektorien gebildeten Druckgewölbe müssen durch ungefähr radiale Kräfte zusammengehalten werden.

Außer zur Veranschaulichung des Spannungszustandes braucht man die Trajektorien bei Eisenbetonkonstruktionen als Grundlage für die Anordnung der Bewehrung.

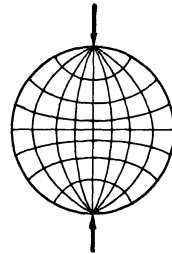


Abb. 59. [Nach E. KOHL: Ing.-Arch. 1 (1930) S. 216.]

D. Spannungsoptik.

Viele isotrope, durchsichtige Stoffe (Glas, Bakelit, Zelluloid) haben die Eigenschaft, durch elastische Deformation optisch anisotrop zu werden. Darunter ist zu verstehen, daß ein hindurchgehender polarisierter Lichtstrahl je nach der Orientierung seiner Schwingungsebene zu den Hauptspannungsrichtungen in verschiedener Weise beeinflußt wird.

Trifft insbesondere linear polarisiertes Licht auf eine ebene Scheibe aus einem solchen Stoff, so verläßt es diese nur dann im gleichen Polarisationszustand, wenn seine Schwingungsebene mit einer Hauptspannungsrichtung übereinstimmt, während es andernfalls in elliptisch polarisiertes Licht verwandelt wird. Diese Erscheinung läßt sich zur Ausmessung ebener Spannungszustände nutzbar machen. Die Versuchsanordnung zeigt Abb. 60.

Das von der Lichtquelle L kommende und durch eine Kondensatorlinse K gesammelte Licht wird durch den Polarisator P (bestehend aus zwei Kalkspatprismen, die so geschnitten und verkittet sind, daß sie nur Licht von einer Schwingungsrichtung durchlassen) geleitet und dann durch eine Linse parallel gerichtet. So trifft es das aus einem der genannten Stoffe hergestellte Modell M des Bauteils, dessen ebener Spannungszustand ausgemessen werden soll, geht dann durch eine Sammellinse und den Analysator A , der ebenso wie der Polarisator gebaut ist, und fällt schließlich auf einen Schirm, der so eingestellt wird, daß die letzte Linse auf ihm ein scharfes Bild des Modells zeichnet.

Stellt man den Analysator so ein, daß seine Schwingungsebene mit der des Polarisators übereinstimmt, so geht das polarisierte Licht ungehindert hindurch. Dreht man ihn um 90° um die optische Achse der Apparatur, so absorbiert er alles vom Polarisator gelieferte Licht, und der Schirm wird dunkel. Setzt man nun das Modell M unter Spannung, so wird in allen Punkten, in denen nicht eine Hauptspannungsrichtung mit der durch die Stellung des Polarisators bestimmten Polarisationssebene übereinstimmt, der Lichtstrahl in einen elliptisch polarisierten verwandelt, dessen eine Komponente vom Analysator durchgelassen wird, und zu einer Aufhellung auf dem Schirm führt. Man erhält also dort in dem Bild des Modells dunkle Linien (*Isoklinen*), die zu allen den Stellen des Modells gehören, in denen die Hauptspannungen eine bestimmte Richtung haben. Dreht man Polarisator und Analysator beide um gleiche Winkel weiter, so erhält man

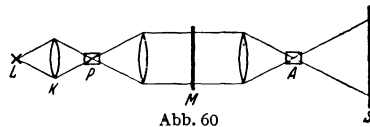


Abb. 60

die zu einer anderen Hauptachsenrichtung gehörende Isoklinenschar. Aus den Isoklinen läßt sich zeichnerisch das Netz der Spannungstrajektorien entwickeln.

Verwendet man statt linear polarisiertem einfarbiges, zirkular polarisiertes Licht, so erhält man an Stelle der Isoklinen Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz, die Isochromen, so genannt, weil sie bei Verwendung von weißem Licht nicht als Hell-dunkel-Zeichnung, sondern als Linien in Regenbogenfarben erscheinen.

Mit Hilfe dieser beiden Liniennetze ist es möglich, den Spannungsverlauf zu bestimmen, ohne die Diff.-Gl. (54) lösen zu müssen. Die Anwendung der hier nur in den Grundzügen angedeuteten Methode erfordert natürlich eine nicht ganz billige optische Einrichtung und das mit ihrer Bedienung vertraute Personal, das heute in vielen Instituten vorhanden ist, und hat besonders in solchen Fällen gute Dienste geleistet, in denen die rechnerische Behandlung ebener Spannungsaufgaben wegen der Kompliziertheit der Berandung auf Schwierigkeiten stößt.

E. Faltwerke.

1. Definition und Kräftezerlegung.

Als Faltwerk bezeichnet man ein räumliches Tragwerk, das aus zwei oder mehr ebenen Scheiben in Form eines Prismas oder eines schlanken Pyramidenstumpfes zusammengesetzt ist (Abb. 61).

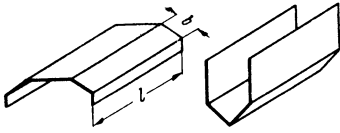


Abb. 61.

Während eine einzelne Scheibe nur dann einen ebenen Spannungszustand erfährt, wenn alle an ihr angreifenden Kräfte in ihrer Ebene liegen, vermögen die zu einem Faltwerk vereinigten Scheiben in den Faltwerkkannten Lasten von ganz beliebiger Richtung aufzunehmen, da man diese stets in zwei Komponenten zerlegen kann, die in die Ebenen der beiden angrenzenden Scheiben fallen und von diesen durch je ein ebenes Spannungssystem nach ihren Stützpunkten abgetragen werden.

Handelt es sich insbesondere um ein prismatisches Faltwerk mit waagerechten Kanten und lotrechten Lasten (Abb. 62), so ergibt die Kräftezerlegung der an der Kante m angreifenden Kräfte P_m :

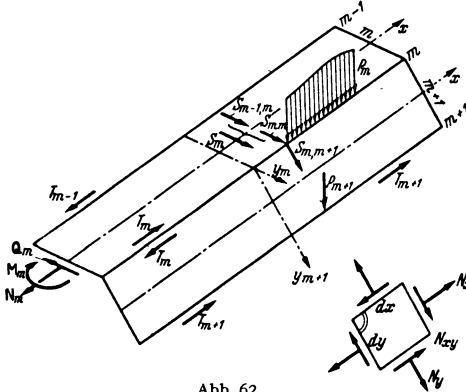


Abb. 62.

$$S_{m, m-1} = - P_m \frac{\cos \alpha_m + 1}{\sin \gamma_m},$$

$$S_{m, m+1} = P_m \frac{\cos \alpha_m}{\sin \gamma_m},$$

wobei α_m die Neigung der m -ten Scheibe gegen die Waagerechte bezeichnet und $\gamma = \alpha_{m+1} - \alpha_m$ ist.

Die Scheibe m empfängt in ihren Kanten $m-1$ und m die Lasten $S_{m-1, m}$ und $S_{m, m}$.

2. Membrantheorie.

Zu einer einfachen Berechnung des Spannungszustandes von Faltwerken kommt man dann, wenn die einzelnen Scheiben schlanke Träger sind, d. h.,

wenn ihre Höhe h_m klein gegen die gemeinsame Stützweite l der an ihren Enden gestützten Scheiben ist. Dann kann man an jeder Scheibe die an den beiden Kanten angreifenden Lasten zusammenfassen:

$$S_m = S_{m-1, m} + S_{m, m}$$

und die strenge Untersuchung des ebenen Spannungszustandes durch die aus der Balkenbiegelehre übernommene Annahme ersetzen, daß die zu den Kanten parallelen Spannungen σ_x sich in jeder Scheibe nach einem linearen Gesetz über die Höhe h_m verteilen. Zu ihrer Berechnung führt man zweckmäßig für die als Balken aufgefaßte Scheibe eine *Trägerquerkraft* Q_m und ein *Trägermoment* M_m ein, die z. B. für eine über die ganze Stützweite konstante Belastung S_m die Werte

$$Q_m^{(0)} = -S_m x, \quad M_m^{(0)} = S_m \frac{l^2 - 4x^2}{8} \tag{55}$$

haben.

An Stelle der Spannungen σ_x und τ_{xy} führt man ähnlich wie bei den Scheiben auch hier die Längskraft $N_x = \sigma_x \cdot \delta$ und die Schubkraft $N_{xy} = \tau_{xy} \cdot \delta$ ein (Abb. 62). Auf die N_x überträgt sich das lineare Verteilungsgesetz natürlich nur, wenn die Scheibenstärke $\delta = \delta_m$ innerhalb jeder Scheibe konstant ist, und liefert dann

$$N_{xm}^{(0)} = M_m^{(0)} \cdot \frac{12 \gamma_m}{h_m^3} \tag{56}$$

Rechnet man auf diese Weise die Längskraft und daraus die Dehnung $\epsilon_x = N_{xm}/E \delta_m$ längs einer Faltwerkskante für die beiden dort zusammenstoßenden Scheiben aus, so werden diese Werte im allgemeinen nicht übereinstimmen, vielfach sogar von verschiedenem Vorzeichen sein. Das ist wegen des Zusammenhangs des

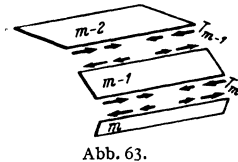


Abb. 63.

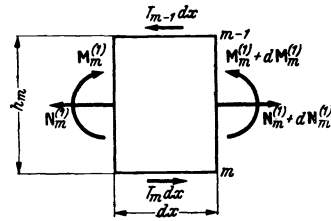


Abb. 64.

ganzen Tragwerks unmöglich, und es müssen deshalb längs jeder Kante m noch zusätzliche Schubkräfte $N_{xy} = T_m$ zwischen den dort zusammenstoßenden Scheiben übertragen werden (Abb. 63), die natürlich mit x veränderlich sind. Sie erzeugen in der als Träger aufgefaßten Scheibe Trägerlängskräfte $N_m^{(1)}$ und Trägermomente $M_m^{(1)}$, für die das Gleichgewicht am Trägerelement (Abb. 64) die Beziehungen liefert

$$\left. \begin{aligned} \frac{dN_m^{(1)}}{dx} &= T_{m-1} - T_m \\ \frac{dM_m^{(1)}}{dx} &= -\frac{1}{2} h_m (T_{m-1} + T_m). \end{aligned} \right\} \tag{57}$$

Zu ihnen gehört eine zusätzliche Scheibenlängskraft

$$N_{xm}^{(1)} = \frac{N_m^{(1)}}{h_m} + M_m^{(1)} \cdot \frac{12 \gamma_m}{h_m^3} \tag{58}$$

Stellt man noch die Gleichung auf, daß für die Kante m die mit $y_m = +\frac{1}{2} h_m$ berechnete Spannung $\sigma_x = (N_{xm}^{(0)} + N_{xm}^{(1)})/\delta_m$ der Scheibe m mit der für $y_{m+1} =$

— $\frac{1}{2} h_{m+1}$ berechneten Spannung σ_x der Scheibe $m+1$ übereinstimmen muß und führt in diese Gleichung (die man dazu nach x differenzieren muß) die Beziehungen (57) ein, so erhält man eine Gleichung zur Berechnung der Kantenschübe T_m , die als Dreischübe Gleichung bezeichnet wird:

$$\frac{T_{m-1}}{\delta_m h_m} + T_m \left(\frac{2}{\delta_m h_m} + \frac{2}{\delta_{m+1} h_{m+1}} \right) + \frac{T_{m+1}}{\delta_{m+1} h_{m+1}} = \frac{3 Q_m^{(0)}}{\delta_m h_m^2} + \frac{3 Q_{m+1}^{(0)}}{\delta_{m+1} h_{m+1}^2}. \quad (59)$$

Sie muß von den von x abhängigen Unbekannten $T_m(x)$ für jeden Wert x erfüllt werden. Eine entsprechende Gleichung läßt sich für jede Kante aufstellen, in der zwei Falterkscheiben zusammenhängen.

Sind die Lasten S_m in x -Richtung konstant, so sind die T_m ebenso wie die Trägerquerkraft in x linear, also $T'_m = dT_m/dx$ konstant, und man erhält durch Differenzieren von (59) ein System dreigliedriger Gleichungen mit konstanten Unbekannten:

$$\left. \begin{aligned} \frac{T'_{m-1}}{\delta_m h_m} + T'_m \left(\frac{2}{\delta_m h_m} + \frac{2}{\delta_{m+1} h_{m+1}} \right) + \frac{T'_{m+1}}{\delta_{m+1} h_{m+1}} = \\ - \frac{3 S_m}{\delta_m h_m^2} - \frac{3 S_{m+1}}{\delta_{m+1} h_{m+1}^2}, \end{aligned} \right\} \quad (60)$$

die nach den im Kapitel Baustatik auf S. 264 angegebenen Methoden behandelt werden kann.

3. Ergänzungen.

Die im vorstehenden kurz skizzierte *Membrantheorie* der Falterke bedarf mancher Ergänzungen:

An den Angriffspunkten von Einzelkräften weicht der Spannungszustand merklich von der vorausgesetzten linearen Verteilung der σ_x ab. Dort ist eine genauere Untersuchung mit den auf S. 176—179 dargestellten Mitteln nötig.

Greifen die Lasten nicht an den Kanten an, sondern sind, wie z. B. das Eigen-gewicht, über die Falterkfläche verteilt, so müssen sie zunächst durch Biege-spannungen nach den Kanten abgetragen werden, wobei man einen senkrecht zu den Kanten aus dem Falterk herausgeschnittenen Streifen als gebrochenen Stabzug behandeln kann, der in den Eckpunkten gestützt ist. Die Stützkräfte liefern die Trägerquerkräfte Q_m der Scheiben, und infolge der zu diesen gehörenden Scheibendurchbiegung ist diese Stützung elastisch nachgiebig.

Ähnliche Biegespannungen (Plattenspannungen) entstehen aber auch dann schon, wenn nur Kantenlasten wirken, und zwar infolge der Deformation, die jede Scheibe in ihrer eigenen Ebene erfährt, und die zu einer Verletzung der Zusammenhangsbedingung an den Kanten führt, wenn man nicht durch eine Verbiegung der Scheiben aus ihrer Ebene heraus für die Wahrung des Zusammen-hangs sorgt. Damit dabei die Winkel der Prismenkanten nicht geändert werden, ist eine Biegung der Scheiben nötig. Diese Biegespannungen können ähnlich wie bei den entsprechend gelagerten Zylinderschalen (Zeiß-Dywidag-Tonnen), mit denen die Falterke in ihrem Spannungszustand viel Ähnlichkeit aufweisen, zu einer wesentlichen Umlagerung der Membranspannungen führen, so daß ihre leider sehr mühsame Nachrechnung nötig wird. Näheres hierüber findet man in folgenden Originalarbeiten: E. GRUBER: Berechnung prismatischer Scheibenwerke, Abh. Int. Vereinig. Brücken- u. Hochbau 1 (1932) S. 225. — G. GRUNING: Die Nebenspannungen der prismatischen Falterke, Ing.-Arch. 3 (1932) S. 319. — R. OHLIG: Beitrag zur Theorie der prismatischen Falterke, Ing.-Arch. 6 (1935) S. 346. — Eine zusammenfassende Darstellung der Grundgedanken findet man bei W. FLÜGGE: Statik und Dynamik der Schalen, Berlin 1934, S. 178,

VI. Platten.

A. Schnittkräfte, Differentialgleichung.

1. Grundbegriffe.

Unter einer *Platte* versteht man in der Festigkeitslehre nicht jeden plattenartigen Körper schlechthin, sondern nur solche, für die

1. die Fläche, die an jeder Stelle die Plattendicke halbiert, eine Ebene ist („Mittelsebene“),
2. die Plattendicke gegenüber den Abmessungen der Platte in ihrer Mittelsebene klein ist,
3. die Lasten keine Komponente parallel zu dieser Mittelsebene haben.

Erfüllen die Lasten die 3. Bedingung nicht, so kann man sie stets aufspalten in einen Teil, der sie erfüllt, und eine Belastung, die ausschließlich in der Mittelsebene wirkt, und für die die Platte als Scheibe nach Teil V zu berechnen ist.

Zur geometrischen Festlegung der Plattenpunkte benutzt man ein ebenes Koordinatensystem x, y in der Mittelsebene und den Abstand z des Punktes von der Mittelsebene. Bezeichnet δ die Plattenstärke, so haben die beiden Plattenoberflächen die Gleichung $z = \pm \delta/2$, wobei δ konstant oder auch eine gegebene Funktion von x, y sein kann (Platte veränderlicher Dicke!).

2. Schnittkräfte.

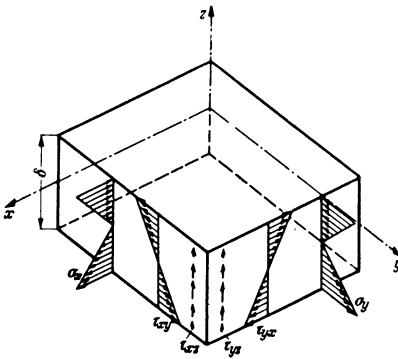


Abb. 65.

Abb. 65 zeigt ein Plattenelement Die längs seiner Ränder $dx \cdot \delta$ und $dy \cdot \delta$ angreifenden Spannungen σ_x, τ_{xy} und σ_y, τ_{yx} lassen sich ebenso wie die Spannungen im gebogenen und tordierten Stab zu

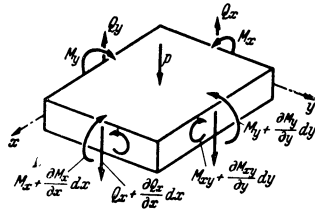


Abb. 66.

Momenten zusammenfassen:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= - \int_{-\delta/2}^{+\delta/2} \sigma_x z \, dz, & M_y &= - \int_{-\delta/2}^{+\delta/2} \sigma_y z \, dz, \\ M_{xy} &= M_{yx} = - \int_{-\delta/2}^{+\delta/2} \tau_{xy} z \, dz. \end{aligned} \right\} \quad (61)$$

M_x und M_y heißen Biegemomente, M_{xy} Drillmoment. Sie sind Momente je Längeneinheit eines Schnittes $x = \text{const}$ oder $y = \text{const}$, haben also die Dimension Moment je Längeneinheit (mkg/m, cmkg/cm).

Die lotrechten Schubspannungen τ_{xz}, τ_{yz} werden entsprechend zu Querschnittskräften zusammengefaßt:

$$Q_x = - \int_{-\delta/2}^{+\delta/2} \tau_{xz} \, dz, \quad Q_y = - \int_{-\delta/2}^{+\delta/2} \tau_{yz} \, dz. \quad (62)$$

Zwischen diesen *Schnittkräften* und der Belastung $p \, dx \, dy$ bestehen folgende Gleichgewichtsbedingungen (Abb. 66): lotrechte Kräfte

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + p = 0 \quad (63')$$

Momente in der x - z -Ebene:

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} - Q_x = 0$$

Momente in der y - z -Ebene:

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} - Q_y = 0.$$

Mit Hilfe der beiden Momentengleichungen kann man in der Kräftegleichung die Querkräfte durch die Biege- und Drillmomente ausdrücken:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p. \quad (63)$$

3. Formänderungen.

Die drei verfügbaren Gleichgewichtsbedingungen reichen zur Bestimmung von 3 Momenten und 2 Querkräften nicht aus. Es ist deshalb nötig, auf die Formänderungen der Platte einzugehen. Die Verschiebungen eines Punktes x, y, z in Richtung der Koordinatenachsen seien u, v, w . Über diese Verschiebungen werden in Analogie zur Theorie gebogener Stäbe folgende Annahmen gemacht, die sich mit der Kleinheit der Plattenstärke im Vergleich mit den sonstigen Abmessungen der Platte begründen lassen:

1. Die Zusammendrückung der Platte in Richtung der Plattenstärke spielt keine Rolle. Es ist also w unabhängig von z .

2. Jede Normale auf der Plattenmittelebene bleibt bei der Formänderung gerade und steht auch auf der verbogenen Mittelfläche (der „Biegefläche“) wieder senkrecht.

3. Die Normalspannung σ_z in Richtung der Plattenstärke kann vernachlässigt werden. Aus diesen Annahmen folgt nach Abb. 67:

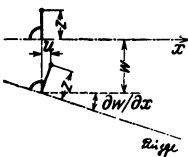


Abb. 67.

$$u = z \frac{\partial w}{\partial x}, \quad v = z \frac{\partial w}{\partial y},$$

daraus nach (3) die Verzerrungen:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2},$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = 2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

und aus diesen durch Einsetzen in das Hookesche Gesetz (8) mit $\sigma_z = 0$ die Spannungen:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E z}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ \sigma_y &= \frac{E z}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ \tau_{xy} &= 2z G \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{E z}{1+\nu} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}. \end{aligned} \right\} \quad (64)$$

Wie diese Gleichungen zeigen, sind die Biege- und Drillungsspannungen linear über die Plattenstärke verteilt und auf der Mittelfläche $= 0$. Sie können also, wenn die Biege- und Drillmomente gegeben sind, aus ihnen ähnlich wie die Biegespannungen in einem Stab rechteckigen Querschnitts berechnet werden.

4. Differentialgleichung.

Setzt man die Spannungen nach (64) in die Definitionsgleichungen (61) der Momente ein, so kann man die Integration nach z ausführen und erhält:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ M_{xy} &= -K(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\} \quad (65a-c)$$

Die Größe $K = E \delta^3/12 (1 - \nu^2)$ wird als Biegesteifigkeit der Platte bezeichnet. Sie ist das Gegenstück zur Biegesteifigkeit EI des Balkens.

Durch Einsetzen von (65) in die Bedingungen des Momentengleichgewichts am Plattenelement erhält man entsprechende Darstellungen für die Querkräfte:

$$\left. \begin{aligned} Q_x &= -K \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ Q_y &= -K \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (66)$$

Durch die Formeln (65) sind die Momente durch die einzige Unbekannte w ausgedrückt. Führt man (65) in die Gleichgewichtsbedingung (63) ein, so geht diese in eine Differentialgleichung für w über, die die grundlegende Differentialgleichung der Plattenbiegung ist:

$$\Delta \Delta w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{K}. \quad (67)$$

5. Randbedingungen.

Als Randbedingungen kommen im wesentlichen folgende in Frage:

a) **Eingespannter Rand:** Die Durchbiegung und die Neigung der Biegefläche in Richtung normal zum Rand sind null, also z. B. für einen Rand $x = \text{const}$ (d. h. parallel zur y -Achse)

$$w = 0, \quad \partial w / \partial x = 0.$$

b) **Frei gelagerter Rand:** Neben der Durchbiegung ist hier das Biegemoment (Einspannmoment) null, also für den Rand $x = \text{const}$

$$w = 0, \quad M_x = 0.$$

Außer der Querkraft ist auch das Drillmoment M_{xy} von null verschieden und muß von der Stützung aufgenommen werden. Wie das geschieht, zeigt Abb. 68,

in der ein Stück des Plattenrandes dargestellt ist, auf dem zwei Längenelemente dy abgegrenzt sind. An ihnen greifen die in Abb. 68a gezeichneten Drillmomente an. Ersetzt man jedes von ihnen durch ein Kräftepaar mit dem Hebelarm dy , so sind die Kräfte im linken Element je gleich M_{xy} (gemessen in $\text{mkg/m} = \text{kg}$), im rechten um ein Differential größer, und an der Grenze der beiden Elemente heben sich die dort wirkenden Kräfte bis auf den Überschuß $\frac{\partial M_{xy}}{\partial y} dy$ gegeneinander weg, der über die Länge dy zu verteilen ist und einen Zuschlag zur Randquerkraft bildet. Die durch Randquerkraft Q_x und Randdrillmoment M_{xy} auf die Unterstützung ausgeübte Kraft ist also einfach eine lotrechte Belastung von der Größe

$$C_x = Q_x + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}. \quad (68)$$

Die Kräfte C_x (Dimension: Kraft je Längeneinheit, kg/m) sind die Stützkkräfte der Platte, die also nicht gleich dem Randwert der Querkraft sind, sondern noch einen zweiten Anteil, die Kirchhoffsche Ersatzscherkraft, haben.

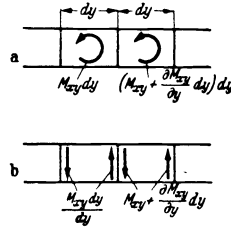


Abb. 68.

An einer Plattenecke (Abb. 69) heben sich die beiden in Abb. 68b gezeichneten Kräfte M_{xy} nicht bis auf ein Differential gegeneinander weg. Insbesondere haben nach dem Gesetz der paarweisen Gleichheit der Schubspannungen an einer rechtwinkligen Ecke die Drillmomente der anschließenden Randelemente entgegengesetzten Drehsinn, so daß sich die beiden Ersatzkräfte M_{xy} zu einer Einzelkraft von der Größe $2M_{xy}$ addieren. Solche Einzelkräfte treten in den Ecken rechteckiger, frei gelagerter Platten stets auf, und für ihre Aufnahme ist besondere Sorge zu tragen.

c) **Kräftefreier Rand:** Ist ein Plattenrand nicht unterstützt, so müssen das Biegemoment und die Stützkraft null sein, also z. B. für einen Rand $x = \text{const}$

$$M_x = 0, \quad C_x = 0.$$

B. Kreisplatten.

1. Kreisplatten konstanter Dicke.

In Polarkoordinaten r, φ heißt die Plattengleichung

$$\Delta \Delta w = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} \right)^2 w = \frac{p}{K}. \quad (69)$$

Sind Belastung und Stützung drehsymmetrisch, so fällt die Ableitung nach φ fort. Für diesen Fall heißt die vollständige Lösung

$$w = w_0(r) + C_1 + C_2 r^2 + C_3 \ln r + C_4 r^2 \ln r. \quad (70)$$

Dabei ist $w_0(r)$ die inhomogene Lösung, also z. B. für $p = \text{const}$

$$w_0(r) = \frac{p r^4}{64 K}$$

oder für $p = p_0 r/a$:

$$w_0(r) = \frac{p_0 r^5}{225 K a}.$$

Die Integrationskonstanten C_1 bis C_4 sind aus den Randbedingungen zu bestimmen. C_3 ist nur bei Ringplatten von null verschieden, C_4 außerdem, wenn an einer vollen Platte eine Einzellast P im Mittelpunkt angreift, und hat dann den Wert $C_4 = P/8 \pi K$.

Für die Schnittkräfte ergeben sich im drehsymmetrischen Fall durch Umrechnung von (65) folgende Formeln:

$$\left. \begin{aligned} M_r &= -K \left(\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{\nu}{r} \frac{dw}{dr} \right), & M_\varphi &= -K \left(\nu \frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} \right), \\ Q_r &= -K \frac{d}{dr} \left(\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} \right). \end{aligned} \right\} (71 \text{ a-c})$$

Für die wichtigsten Lastfälle von vollen, auf dem Randkreis $r = a$ eingespannten Platten sind im folgenden fertige Formeln für Durchbiegung und Schnittkräfte zusammengestellt:

Vollast p :

$$\begin{aligned} w &= \frac{p}{64 K} (a^2 - r^2)^2 \\ M_r &= \frac{p}{16} ((1 + \nu) a^2 - (3 + \nu) r^2) \\ M_\varphi &= \frac{p}{16} ((1 + \nu) a^2 - (1 + 3\nu) r^2) \\ Q_r &= -\frac{p r}{2}. \end{aligned}$$

Radial anwachsende Last nach Abb. 70.

$$w = \frac{p_0}{450 K a} [2 r^2 (r^2 - a^2) - 3 a^3 (r^2 - a^2)]$$

$$M_r = \frac{p_0}{45 a} [(1 + \nu) a^3 - (4 + \nu) r^2]$$

$$M_\varphi = \frac{p_0}{45 a} [(1 + \nu) a^3 - (1 + 4 \nu) r^2]$$

$$Q_r = - \frac{4}{45} \frac{p_0 r^2}{a}$$



Abb. 70.

Einzelkraft **P** im Mittelpunkt.

$$w = \frac{P}{16 \pi K} \left((a^2 - r^2) + 2 r^2 \ln \frac{r}{a} \right)$$

$$M_r = - \frac{P}{4 \pi} \left(1 + (1 + \nu) \ln \frac{r}{a} \right)$$

$$M_\varphi = - \frac{P}{4 \pi} \left(\nu + (1 + \nu) \ln \frac{r}{a} \right)$$

$$Q_r = - \frac{P}{2 \pi r}$$

gleichmäßige Belastung *p* auf einem Kreis vom Radius *b* < *a* (Abb. 71).

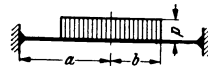


Abb. 71.

für $r < b$

$$w = \frac{p}{64 K} \left[4 a^2 b^2 - 3 b^4 - 2 \frac{b^4 r^2}{a^2} + r^4 + 4 b^2 (b^2 + 2 r^2) \ln \frac{b}{a} \right]$$

$$M_r = \frac{p}{16} \left[(1 + \nu) \frac{b^4}{a^2} - (3 + \nu) r^2 - 4 (1 + \nu) b^2 \ln \frac{b}{a} \right]$$

$$M_\varphi = \frac{p}{16} \left[(1 + \nu) \frac{b^4}{a^2} - (1 + 3 \nu) r^2 - 4 (1 + \nu) b^2 \ln \frac{b}{a} \right]$$

$$Q_r = - \frac{p r}{2}$$

für $r > b$:

$$w = \frac{p}{32 K} \left[\left(2 b^2 + \frac{b^4}{a^2} \right) (a^2 - r^2) + 2 b^2 (b^2 + 2 r^2) \ln \frac{r}{a} \right]$$

$$M_r = - \frac{p b^2}{16} \left[4 - (1 + \nu) \frac{b^2}{a^2} - (1 - \nu) \frac{b^2}{r^2} + 4 (1 + \nu) \ln \frac{r}{a} \right]$$

$$M_\varphi = - \frac{p b^2}{16} \left[4 \nu - (1 + \nu) \frac{b^2}{a^2} + (1 - \nu) \frac{b^2}{r^2} + 4 (1 + \nu) \ln \frac{r}{a} \right]$$

$$Q_r = - \frac{p b^2}{2 r}$$

Durch Superposition lassen sich aus diesen Formeln die Lösungen für weitere Lastfälle finden. Aus der zuletzt aufgeführten Teilbelastung gewinnt man durch Differenzieren nach *b* mit $p db \rightarrow P$ eine Linienbelastung *P* auf dem Kreise $r = b$.

Formeln für die am Rande $r = a$ frei gelagerte Platte gewinnt man durch Überlagerung der vorstehenden Formeln mit denjenigen für die freie, längs des Randes durch Momente $M_r = M$ belastete Platte (Abb. 72):

$$w = \frac{M}{2 (1 + \nu) K} (a^2 - r^2)$$

$$M_r = M_\varphi = M$$

$$Q_r = 0.$$



Abb. 72.

Fertige Formeln für zahlreiche Fälle, insbesondere auch für Ringplatten verschiedener Lagerung, findet man bei K. BEYER: Die Statik im Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 2, Berlin 1934, S. 652f.

Überlagert man bei der frei gelagerten Platte noch eine Linienbelastung — *P* von geeigneter Größe auf dem Kreise $r = b$, so kann man Formeln erhalten für

eine Platte, die bei $r = b$ drehbar gestützt ist und bei $r = a$ einen kräftefreien Rand hat.

Sind alle Lasten proportional dem Abstand vom Durchmesser $\varphi = \pi/2$, so heißt die vollständige Lösung:

$$w(r, \varphi) = [w_0(r) + C_1 r^3 + C_2 r + C_3 r \ln r + C_4 r^{-1}] \cos \varphi. \quad (72)$$

Die Partikulärlösung $w_0(r) \cos \varphi$ heißt z. B. für eine Belastung

$$p = p_0 \frac{x}{a} = p_0 \frac{r}{a} \cos \varphi,$$

die in Verbindung mit einer konstanten Last zum Aufbau einer hydrostatischen Belastung dienen kann,

$$w_0(r) \cos \varphi = \frac{p_0 r^5}{192 K a} \cos \varphi.$$

Einige Beispiele für die Anwendung dieser Formeln (Platte mit Wasserdruck, Gründungsplatte, Punktmoment) findet man bei W. FLÜGGE, Bauing. 10 (1929) S. 221 und bei K. BEYER, Die Statik im Eisenbetonbau, 2. Aufl., 2. Bd., Berlin 1934, S. 670.

2. Kreisplatten veränderlicher Dicke.

Von den bisher benutzten Formeln gelten auch für die Kreisplatte veränderlicher Stärke: die Gleichgewichtsbedingungen (63) und das Elastizitätsgesetz (65), (71 a, b). Die Gleichgewichtsbedingungen lauten in Polarkoordinaten unter Voraussetzung eines drehsymmetrischen Spannungszustandes (Abb. 73):

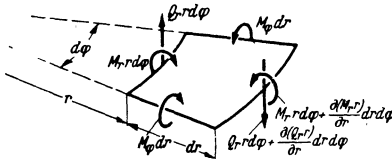


Abb. 73.

Lotrechte Kräfte:

$$\frac{d}{dr} (r Q_r) = - p r$$

Momente in der Meridianebene:

$$\frac{d}{dr} (r M_r) - M_\varphi = r Q_r.$$

Drückt man nach (71 a, b) in der Momentengleichung die beiden Biegemomente durch w aus, so erhält man, wenn man Ableitungen nach r durch einen Strich bezeichnet:

$$r Q_r = - K (r w''' + w'' - w'/r) - K' (r w'' + v w')$$

und aus dem Gleichgewicht der lotrechten Kräfte folgt damit die Differentialgleichung

$$K (r w''' + w'' - w'/r) + K' (r w'' + v w') = \int p r dr + C.$$

Die Gleichung läßt sich noch etwas vereinfachen, wenn man die Neigung der Biegefläche $\psi = w'$ als Unbekannte einführt:

$$\psi'' + \left(\frac{1}{r} + \frac{K'}{K} \right) \psi' - \frac{1}{r} \left(\frac{1}{r} - v \frac{K'}{K} \right) \psi = \frac{1}{K r} [\int p r dr + C].$$

Für $K = \text{const}$ kommt man wieder auf die schon angegebenen Lösungen. Für einige Fälle von technischem Interesse findet man Lösungen bei R. GRAN OLSSON: Ing.-Arch. 8 (1937) S. 81; 9 (1938) S. 108; 10 (1939) S. 14. Für beliebig veränderliche Plattenstärke kann die Gleichung, da sie nur Ableitungen nach einer Koordinate enthält, verhältnismäßig einfach mit der Differenzenmethode behandelt oder durch schrittweise Integration gelöst werden. Auf der rechten Seite ist $\int p r dr = \frac{1}{2\pi} \times$ der innerhalb des Kreises vom Radius r befindlichen Last. Die Konstante C dient zur Erfüllung der Randbedingungen.

C. Rechteckplatten.

1. Lösung mit Fourierschen Doppelreihen.

Die Berechnung der Rechteckplatten gehört zu den wichtigsten, aber auch schwierigsten Aufgaben der Festigkeitslehre. Es ist zwar nicht schwer, eine sehr

allgemeine Lösung anzugeben, doch ist deren praktische Brauchbarkeit nur beschränkt.

Belastet man nämlich eine Platte mit der ungleichmäßig verteilten Auflast

$$p(x, y) = p_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

(Abb. 74), so ist

$$w = \frac{p_{mn}}{\pi^4 K (m^2/a^2 + n^2/b^2)^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

eine Partikularlösung der Plattengleichung (67), wie man durch einsetzen leicht bestätigt. Die dazugehörigen Biege- und Drillmomente und die Querkräfte lassen sich nach (65) und (66) daraus berechnen und sind ebenfalls Produkte von sin und cos der Argumente $m\pi x/a$ und $n\pi y/b$, und die Ausrechnung zeigt, daß die Biegemomente auf den Rändern null werden, daß die Lösung also die Randbedingungen der frei aufgelagerten Platte erfüllt.

Eine beliebige Belastung $p(x, y)$, die sich auch sprunghaft ändern und sogar aus Einzelkräften bestehen darf, läßt sich stets in eine FOURIERSche Doppelreihe

$$p(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} p_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (73)$$

entwickeln. Ist z. B. das in Abb. 75 schraffierte Feld gleichmäßig mit $p = p_0$ belastet, während auf dem übrigen Teil der Platte $p = 0$ ist, so heißt der Entwicklungskoeffizient

$$p_{mn} = \frac{16 p_0}{\pi^2 m n} \sin \frac{m\pi \xi}{a} \sin \frac{n\pi \eta}{b} \sin \frac{m\pi \alpha}{2a} \sin \frac{n\pi \beta}{2b}.$$

Zu der Belastung (73) gehört als Lösung die Durchbiegung der frei aufliegenden Platte

$$w = \frac{1}{\pi^4 K} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{p_{mn}}{(m^2/a^2 + n^2/b^2)^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}, \quad (74)$$

und für die zugehörigen Schnittkräfte findet man auch hier durch Anwendung der Formeln (65), (66) entsprechende Darstellungen.

Die Lösung (74) läßt sich auch auf eingespannte Platten ausdehnen, wenn man geeignete homogene Lösungen hinzufügt. Näheres findet man bei V. LEWE: Pilsdecken, Berlin 1926, S. 42f.

Die Konvergenz dieser Reihen ist stets so gestaffelt, daß die Entwicklung für die Lasten am schlechtesten, für die Durchbiegung am besten konvergiert, während die Schnittkräfte eine Zwischenstellung einnehmen. Solange man nicht gerade Einzelkräfte entwickelt, ist die Konvergenz keineswegs schlecht; aber dadurch, daß in zwei Richtungen summiert wird, muß auch bei geringen Ansprüchen meist schon eine ziemliche Gliederzahl berechnet werden, und für jeden Plattenpunkt, dessen Spannungszustand man zu kennen wünscht, sind für Momente und Querkräfte insgesamt fünf Doppelreihen zu summieren. Die Rechenarbeit nimmt deshalb selbst in den einfachsten Fällen einen solchen Umfang an, daß es nötig ist, für die praktische Berechnung bessere Hilfsmittel bereitzustellen. Immerhin wird man in ungewöhnlichen Fällen, wenn der konstruktive Erfolg den Aufwand lohnt, auf den Ansatz (74) zurückgreifen müssen.

Das zweckmäßigste Hilfsmittel für die praktische Plattenberechnung sind fertig tabulierte Ergebnisse, die etwa mit dem Ansatz (74) gewonnen werden

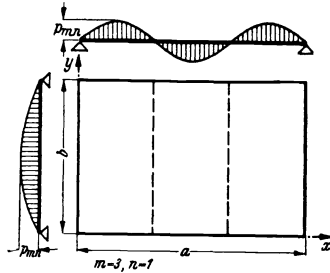


Abb. 74.

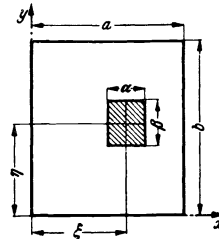


Abb. 75.

können. Für einige wichtige Fälle von quadratischen Platten und Rechteckplatten mit $a : b = 1 : 1,5$ sind solche Ergebnisse nach den Zahlenangaben des

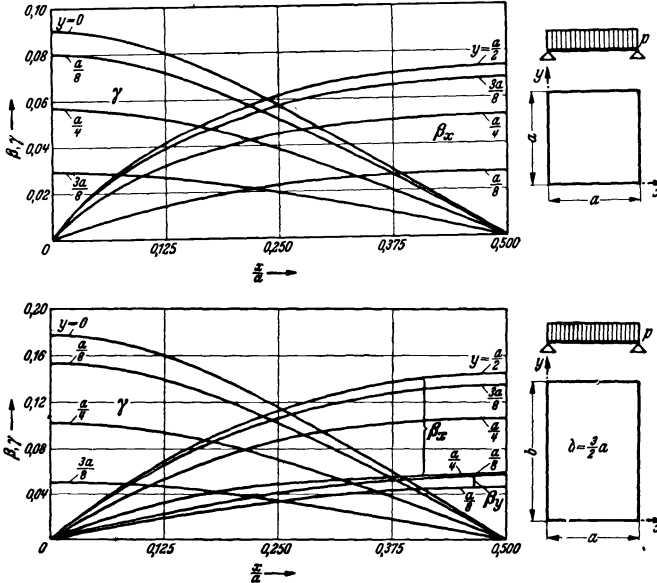


Abb. 76 und 77. Momente frei aufliegender Rechteckplatten unter gleichmäßiger Vollast
 $M_x = \beta_x p a^2$, $M_y = \beta_y p a^2$, $M_{xy} = \gamma p a^2$.
 (Aus V. LEWÉ: Pilzdecken, Berlin 1926.)

oben zitierten Buches von V. LEWÉ in den Abb. 76—78 dargestellt worden. Für weitere Lastfälle und andere Seitenverhältnisse sei auf die Quelle verwiesen.

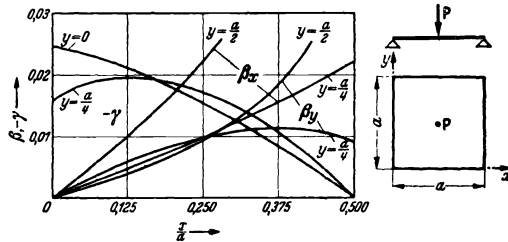


Abb. 78. Momente der frei aufliegenden quadratischen Platte unter Einzellast.
 $M_x = \beta_x P a$, $M_y = \beta_y P a$, $M_{xy} = \gamma P a$.
 (Aus V. LEWÉ: Pilzdecken, Berlin 1926.)

Verzichtet man auf die Angabe des vollständigen Kräftespiels und begnügt sich mit dem Maximalmoment $\max M$ und der größten Durchbiegung $\max w$, so kann man das Seitenverhältnis $a : b$ als Abszisse wählen. In dieser Weise sind in den Abb. 79 a, b die Ergebnisse für einige Lastfälle aufgetragen. Durch geschickte Kombination der Ergebnisse beider Abbildungsgruppen ist es auch für andere Seitenverhältnisse als $1 : 1$ und $1 : 1,5$ möglich, zu einer brauchbaren Abschätzung des ganzen Spannungsbildes zu kommen.

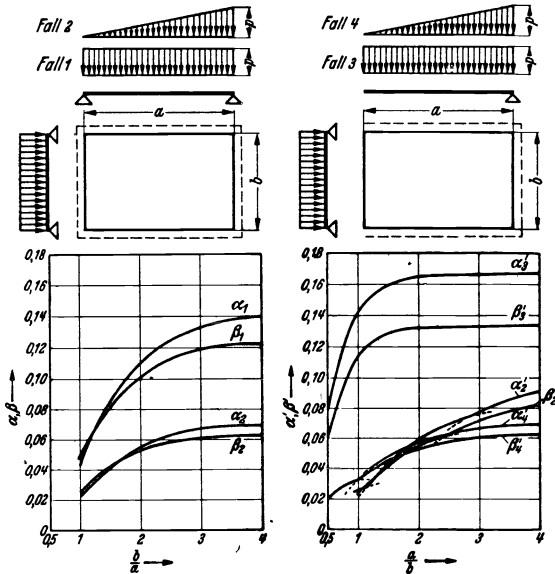


Abb. 79 a und b. Größte Durchbiegung $\max w$ und größtes Moment $\max M$ in allseitig frei aufgelagerten Rechteckplatten.

$$\max w = \alpha \frac{p a^4}{E \delta^3} = \alpha' \frac{p b^4}{E \delta^3}, \quad \max M = \beta p a^2 = \beta' p b^2.$$

[Aus I. A. WOJTAŠZAK: J. appl. Mech. 3 (1936), 71.]

2. Plattenstreifen.

Ein in vielen Fällen zweckmäßiges Verfahren, das die Doppelreihen vermeidet, beruht darauf, daß man als Partikularlösung, die schon die Randbedingungen auf zwei gegenüberliegenden (zweckmäßig den längeren) Rechteckseiten erfüllt, die elementare Lösung für den unendlich langen Streifen verwenden kann (Abb. 80). Ist nämlich die Belastung eines Plattenstreifens von x unabhängig, so kann man aus der Plattengleichung die Ableitungen nach x herausstreichen und erhält die Differentialgleichung (28) des gebogenen Stabes, mit dem einen Unterschied, daß an Stelle der Balkensteifigkeit EI die Plattensteifigkeit K steht, die sich davon um einen Faktor $(1 - \nu^2)$ unterscheidet. Er rührt davon her, daß zwischen ebenen Spannungszustand und einem ebenen Formänderungszustand (s. S. 176 f.).

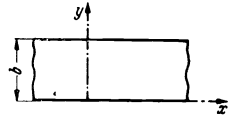


Abb. 80.

Man hat also, um zu einer Lösung für eine Rechteckplatte zu kommen, zu der elementaren Lösung für den Plattenstreifen nur noch homogene Lösungen hinzuzufügen, die die Randbedingungen auf den Langseiten nicht verletzen und auf den Schmalseiten in Ordnung bringen. Ist der Streifen auf seinen Rändern $y = 0$ und $y = b$ frei gelagert, so heißt diese homogene Lösung

$$w = \sum_{n=1}^{\infty} X_n(x) \sin \frac{n\pi y}{b} \tag{75}$$

mit

$$X_n(x) = (A_n + B_n x) e^{n\pi x/b} + (C_n + D_n x) e^{-n\pi x/b}$$

oder

$$X_n(x) = (A'_n + B'_n x) \cos \frac{n\pi x}{b} + (C' + D'_n x) \sin \frac{n\pi x}{b}.$$

Durch geeignete Bestimmung der Integrationskonstanten A_n, B_n, C_n, D_n kann man damit Lösungen für die frei gelagerte und die an den Schmalseiten eingespannte oder kräftefreie Rechteckplatte mit nur von y abhängiger Belastung gewinnen.

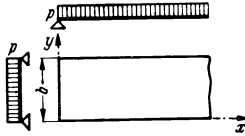


Abb. 81.

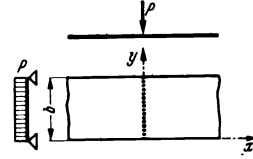


Abb. 82.

Für das Ende einer sehr langen (einseitig unendlich langen) Platte mit gleichförmiger Last p_0 (Abb. 81) ergibt sich auf diese Weise als Gesamtlösung

$$w = \frac{4 p_0 b^4}{\pi^4 K} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^5} \left[1 - \left(1 + \frac{n \pi x}{2 b} \right) e^{-n \pi x / b} \right] \sin \frac{n \pi y}{b}. \quad (76)$$

Mit der homogenen Lösung allein läßt sich der in Abb. 82 dargestellte Fall untersuchen, daß auf einem beiderseits unendlich langen Streifen eine konstante Linienlast P (Maßeinheit: kg/m) wirkt. Man erhält für $x \geq 0$:

$$w = \frac{P b^2}{\pi^4 K} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left(1 + \frac{n \pi x}{b} \right) e^{-n \pi x / b} \sin \frac{n \pi y}{b}. \quad (77)$$

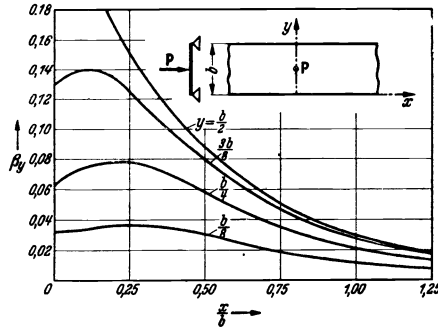


Abb. 83. Biegemoment in einem Plattenstreifen mit Einzellast. $M_y = \beta_y P$. (Aus V. LEWÉ: Pilzdecken, Berlin 1926.)

Weitere Lösungen dieser Art und einige Diagramme findet man bei A. NÁDAI: Elastische Platten, Berlin 1925, S. 67 f.

Zahlenmaterial für einen weiteren Belastungsfall des unendlichen Streifens gibt Abb. 83.

3. Differenzenmethode.

Die Summe M der Biegemomente für zwei zueinander senkrechte Schnittrichtungen ist nach (65)

$$M = M_x + M_y = -K(1 + \nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad (78)$$

und wenn man das in die Plattengleichung einsetzt, so folgt daraus

$$\frac{\partial^4 M}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 M}{\partial y^4} = -(1 + \nu) p. \quad (79)$$

Man kann also die Gleichung (67), eine Differentialgleichung 4. Ordnung, aufspalten in die beiden Gleichungen 2. Ordnung (78) und (79).

An einem Rand $x = \text{const}$ einer frei aufliegenden rechteckigen Platte ist nicht nur $w = 0$, sondern auch alle Ableitungen nach y , insbesondere also $\partial^2 w / \partial y^2 = 0$. Daraus in Verbindung mit der zweiten Randbedingung $M_x = 0$ folgt nach (65a) $\partial^2 w / \partial x^2 = 0$ und dann nach (65b) $M_y = 0$, also $M = 0$, und Entsprechendes gilt überhaupt für jedes *geradlinige* Randstück einer frei gelagerten Platte. Für diese hat man also zu jeder der beiden Differentialgleichungen 2. Ordnung auch je eine Randbedingung, $M = 0$ für (79) und $w = 0$ für (78). Dadurch ist es möglich, das im folgenden geschilderte Differenzenverfahren mit verhältnismäßig geringem Rechenaufwand anzuwenden.

Denkt man sich eine Rechteckplatte durch ein Netz von Linien $x = \text{const}$ und $y = \text{const}$ in eine große Zahl kleiner Felder geteilt und die Netzpunkte nach Abb. 84 beziffert, so kann man die Differentialquotienten der Gleichung (79) angenähert durch endliche Differenzen ersetzen:

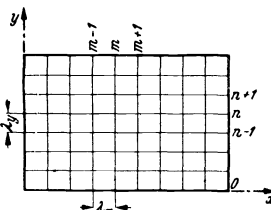


Abb. 84.

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} \approx \frac{M_{m-1, n} - 2M_{m, n} + M_{m+1, n}}{\lambda_x^2}$$

$$\frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \approx \frac{M_{m, n-1} - 2M_{m, n} + M_{m, n+1}}{\lambda_y^2}$$

Macht man den Grenzübergang $\lambda_x \rightarrow 0$, $\lambda_y \rightarrow 0$, so hat man in der Tat die Definitionsgleichungen der Differentialquotienten vor sich. Setzt man die angenäherten Ausdrücke in die Differentialgleichung ein, so heißt diese:

$$\left. \begin{aligned} M_{m-1, n} \lambda_y^2 + M_{m, n-1} \lambda_x^2 - 2M_{m, n} (\lambda_x^2 + \lambda_y^2) \\ + M_{m, n+1} \lambda_x^2 + M_{m+1, n} \lambda_y^2 = - (1 + \nu) \lambda_x^2 \lambda_y^2 p_{m, n}. \end{aligned} \right\} \quad (80)$$

Schreibt man für jeden Punkt m, n des Netzes eine solche Gleichung an und berücksichtigt dabei für die neben dem Rand liegende Punktreihe die Randbedingung $M_{0, n} = M_{m, 0} = 0$, so erhält man ein System von linearen Gleichungen, das zur Berechnung der Unbekannten $M_{m, n}$ gerade ausreicht. Hat man es aufgelöst, so liefert ein zweites, aus (78) zu gewinnendes System derselben Bauart

$$\left. \begin{aligned} w_{m-1, n} \lambda_y^2 + w_{m, n-1} \lambda_x^2 - 2w_{m, n} (\lambda_x^2 + \lambda_y^2) \\ + w_{m, n+1} \lambda_x^2 + w_{m+1, n} \lambda_y^2 = - \frac{\lambda_x^2 \lambda_y^2}{K(1+\nu)} M_{m, n} \end{aligned} \right\} \quad (81)$$

die Durchbiegungen $w_{m, n}$ der Netzpunkte.

Aus den Ergebnissen können die Schnittkräfte berechnet werden, indem man in den Gleichungen (65) und (66) ebenfalls die Differentialquotienten durch Differenzenquotienten ersetzt:

$$(M_x)_{m, n} \approx -K \left(\frac{w_{m-1, n} - 2w_{m, n} + w_{m+1, n}}{\lambda_x^2} + \nu \frac{w_{m, n+1} - 2w_{m, n} + w_{m, n-1}}{\lambda_y^2} \right)$$

$$(M_{xy})_{m, n} \approx -K(1-\nu) \frac{w_{m-1, n-1} - w_{m-1, n+1} - w_{m+1, n-1} + w_{m+1, n+1}}{4 \lambda_x \lambda_y}$$

$$(Q_x)_{m, n} \approx \frac{1}{1+\nu} \frac{M_{m+1, n} - M_{m-1, n}}{2 \lambda_x}$$

Der Wert des Differenzenverfahrens liegt darin, daß es möglich ist, schon mit einer ziemlich groben Netzteilung auszukommen. Dabei wird man natürlich die Symmetrie der Belastung zu den beiden Mittellinien des Rechtecks ausnutzen und nötigenfalls durch Belastungsumordnung herstellen. Teilt man dann die halben Plattenseiten in je 4 Teile, so braucht man nur für die in Abb. 85 bezeichneten Netzpunkte 16 Gleichungen aufzustellen, für eine quadratische Platte wegen der Symmetrie zu den Diagonalen nur 10.

Zur Anwendung der Differenzenmethode auf eine eingespannte Platte muß man von der Gleichung (67) ausgehen und die darin vorkommenden Differentialquotienten 4. Ordnung in entsprechender Weise durch Differenzenquotienten annähern. Dazu ist meist eine feinere Netzteilung nötig, so daß das Verfahren dann merklich mühsamer wird.

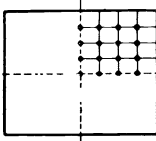


Abb. 85.

Eine ausführliche Darstellung des Differenzenverfahrens mit zahlreichen Beispielen, aus denen man auch nähere Auskunft über die Genauigkeit erhalten kann, findet man bei H. MARCUS: Die Theorie der elastischen Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten, Berlin 1924.

Ein Nachteil des Differenzenverfahrens ist, daß es nicht möglich ist, die Fehler der Ergebnisse zuverlässig abzuschätzen, so daß man sich leicht über die erreichte Genauigkeit täuscht. Auch ist es nicht möglich, wie bei vielen anderen Näherungsverfahren, die Ergebnisse nachträglich zu verbessern, sondern es muß bei gesteigerten Genauigkeitsansprüchen die Rechnung von Anfang an mit verfeinerter Netzteilung wiederholt werden.

4. Faustformeln.

Für einige im Eisenbetonhochbau immer wiederkehrende Fälle, für die ein besonders dringendes Bedürfnis nach sehr einfachen Formeln besteht, sind die nach verschiedenen Methoden gewonnenen Rechenerfahrungen in den amtlichen Eisenbetonbestimmungen zu Faustformeln zusammengefaßt. Sie sind im Laufe der Zeit entsprechend der fortschreitenden Erfahrung mancher Entwicklung unterworfen gewesen und mögen in der jeweils gültigen Fassung der Bestimmungen nachgeschlagen werden.

D. Pilzdecken.

Pilzplatten, d. h. Platten, die außer an den Rändern noch in einzelnen Punkten oder kleinen Flächen (den Säulenköpfen) gestützt sind, können, wenn diese Stützpunkte die Netzpunkte eines rechteckigen Netzes sind, mit dem Ansatz (74) auf S. 191 oder nach dem Differenzenverfahren behandelt werden. Die Rechnung ist stets sehr mühevoll. Reiches Tabellenmaterial über sehr viele Belastungsfälle findet man bei V. LEWE: Pilzdecken, Berlin 1926.

VII. Schalen.

Unter Schalen versteht man plattenartige Bauteile, deren Mittelfläche nicht eben, sondern merklich gewölbt ist. Sie zeigen ein von den Platten wesentlich abweichendes statisches Verhalten. Ihre Beanspruchung ist bei geeigneter Formgebung wesentlich geringer, ihre Steifigkeit entsprechend größer und ihre Berechnung meist einfacher.

Der Spannungszustand jeder Schale kann aus zwei Teilen aufgebaut werden: Membranspannungen und Biegespannungen. Membranspannungen sind ähnlich wie die Spannungen in ebenen Scheiben (s. Teil V), z. B. in einem Schnitt $x = \text{const}$ die Längskraft $N_x = \sigma_x \cdot \delta$ und die Schubkraft $N_{xy} = \tau_{xy} \cdot \delta$, wobei δ die Schalenstärke ist. Die Biegespannungen entsprechen denen der Platten: Sie werden dargestellt durch Biegemomente M_x , Drillungsmomente M_{xy} und Querkräfte Q_x .

Die wesentlichen Eigenschaften der Schalen beruhen auf der Tatsache, daß in der Regel die Biegespannungen nach Größe und Wichtigkeit gegenüber den Membranspannungen stark zurücktreten, so daß man sie oft ganz vernachlässigen kann. Dann sind alle Spannungen gleichmäßig über die Schalenstärke verteilt und tangential zur Mittelfläche gerichtet. Rechnungen, die auf diese Annahmen gegründet sind, werden als Membrantheorie bezeichnet.

A. Membrantheorie drehsymmetrischer Schalen mit drehsymmetrischer Last.

1. Allgemeine Beziehungen.

Koordinatenlinien sind die Meridiane und Breitenkreise der Mittelfläche. Als Koordinaten dienen: Das Azimut ϑ („geographische Länge“) und die Neigung φ der Meridiantangente gegen die Breitenkreisebene (Abb. 86a). Schnittkräfte sind demnach: die Meridianlängskraft N_φ und die Ringlängskraft N_ϑ (Abb. 86b). Schubkräfte $N_{\varphi\vartheta}$ treten in drehsymmetrischen Spannungszuständen nicht auf. Die Lasten je Flächeneinheit werden wie folgt bezeichnet (Abb. 86b): Y tangential zum Meridian in Richtung wachsender φ , Z normal zur Schale, positiv nach innen.

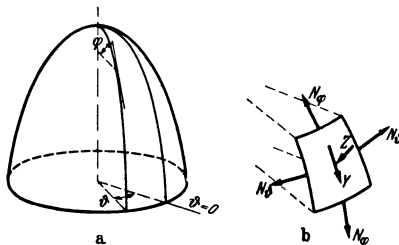


Abb. 86 a und b.

Der Krümmungsradius des Meridians sei r_1 . Er ist eine Funktion von φ und durch die Gleichung $r_1 = r_1(\varphi)$ ist die Meridianform bestimmt. Sie kann als Meridiangeleichung aufgefaßt werden und heißt z. B.

für einen Kreis $r_1 = a = \text{const}$

für eine Parabel $r_1 = a/\cos^2 \varphi$

für eine Ellipse $r_1 = a^2 b^2 / \sqrt{a^2 \sin^2 \varphi + b^2 \cos^2 \varphi}$.

Zur Berechnung der Meridianlängskraft N_φ betrachtet man das Gleichgewicht des oberhalb des Breitenkreises φ gelegenen Schalenteils (Abb. 87). Die Resultierende der daran angreifenden Lasten Y und Z ist aus Symmetriegründen lotrecht. Ihre Größe ergibt sich durch Integration über die Schalenfläche von $\varphi' = 0$ bis $\varphi' = \varphi$: Die Fläche eines Schalenelements ist $dF = r_1 d\varphi' \cdot r_0 d\vartheta$ und die lotrechte Komponente der Last daran $(Y \sin \varphi' + Z \cos \varphi') dF$. Für den ganzen zwischen den Breitenkreisen φ' und $\varphi' + d\varphi'$ liegenden ringförmigen Schalenteil ist also die resultierende Last

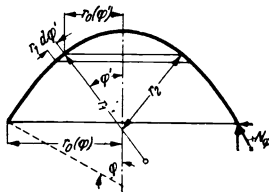


Abb. 87.

$$dR = 2 \pi r_0 (Y \sin \varphi' + Z \cos \varphi') r_1 d\varphi',$$

und durch Integration nach φ' folgt daraus für den ganzen über dem Breitenkreis $\varphi' = \varphi$ liegenden Schalenteil

$$R = 2 \pi \int_0^\varphi (Y \sin \varphi' + Z \cos \varphi') r_1 r_0 d\varphi' \tag{82}$$

Diese Last wird getragen durch die lotrechte Komponente der auf diesem Breitenkreis angreifenden Meridianlängskräfte von der Größe $2 \pi r_0 \cdot N_\varphi \sin \varphi$, und daraus folgt durch Gleichsetzen die Meridianlängskraft:

$$N_\varphi = - \frac{R}{2 \pi r_0 \sin \varphi} = - \frac{1}{r_0 \sin \varphi} \int_0^\varphi (Y \sin \varphi' + Z \cos \varphi') r_1 r_0 d\varphi'. \tag{83}$$

Ist die Schale oben längs des Breitenkreises $\varphi = \varphi_0$ aufgeschnitten (z. B. Oberlichtöffnung einer Kuppel), so heißt die untere Integrationsgrenze natürlich φ_0 statt 0. Greift an dem dadurch geschaffenen Schalenrand eine Belastung R_0 an, so ist diese außerdem zu R hinzuzufügen (Abb. 88).

Zur Bestimmung von N_ϑ betrachtet man das Gleichgewicht des Schalenelements gegenüber den zur Schale normalen Kräften (Abb. 89). Die Lasten liefern hierzu den Beitrag $Z r_1 d\varphi r_0 d\vartheta$. Die beiden Kräfte $N_\varphi \cdot r_0 d\vartheta$, die beide in der Meridianebene liegen, bilden dort miteinander den kleinen Winkel $d\varphi$ und haben also eine nach innen gerichtete Resultierende $N_\varphi r_0 d\vartheta \cdot d\varphi$, und entsprechend haben auch die beiden in der Breitenkreisebene liegenden Kräfte $N_\vartheta \cdot r_1 d\varphi$, die dort den Winkel $d\vartheta$ einschließen, eine Resultierende $N_\vartheta r_1 d\varphi \cdot d\vartheta$, die ebenfalls in der Breitenkreisebene liegt, mit der Schalennormalen also

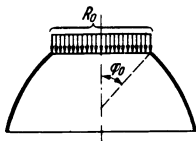


Abb. 88.

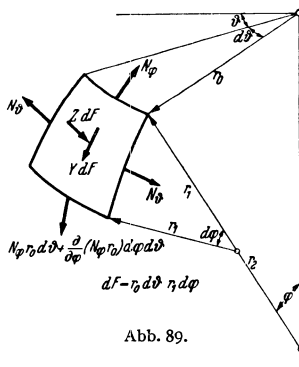


Abb. 89.

den Winkel $\frac{\pi}{2} - \varphi$ bildet, so daß für die aufzustellende Gleichgewichtsbedingung nur ihre Komponente $N_\vartheta r_1 d\varphi d\vartheta \cdot \sin \varphi$ in Frage kommt. Diese heißt also

$$N_\varphi r_0 d\vartheta d\varphi + N_\vartheta r_1 d\varphi d\vartheta \sin \varphi + Z r_1 d\varphi r_0 d\vartheta = 0$$

oder, wenn man mit $r_0 r_1 d\vartheta d\varphi$ durchdividiert:

$$\frac{N_\varphi}{r_1} + \frac{N_\vartheta}{r_2} = -Z. \quad (84)$$

Dabei bezeichnet $r_2 = r_0/\sin \varphi$ den zweiten Hauptkrümmungsradius der Schale.

2. Kugelschale.

Ist die Meridianform durch $r_1 = r_1(\varphi)$ analytisch gegeben, und sind auch die Lasten $Y(\varphi)$ und $Z(\varphi)$ formelmäßig dargestellt, so lassen sich die Schnittkräfte der Schale stets durch eine Integration bestimmen, die geschlossen oder nach der SIMPSON-Regel auszuführen ist. Für eine Kugelschale vom Radius a sind im folgenden die Schnittkräfte zu einigen Belastungsfällen zusammengestellt:

Eigengewicht für konstante Wandstärke: $p = \gamma \cdot \delta$, γ = spez. Gewicht des Baustoffs:

$$N_\varphi = -\frac{p a}{1 + \cos \varphi}$$

$$N_\vartheta = p a \left(\frac{1}{1 + \cos \varphi} - \cos \varphi \right)$$

„Schmeelast“, konstant = p je Einheit der Grundrißfläche:

$$N_\varphi = -\frac{p a}{2}$$

$$N_\vartheta = -\frac{p a}{2} \cos 2\varphi.$$

Gleichmäßiger Innendruck: $Y = 0$, $Z = -p$

$$N_\varphi = N_\vartheta = \frac{p a}{2},$$

Hydrostatischer Druck: $Y = 0$, $Z = a \gamma \cos \varphi$

$$N_\varphi = -a^2 \gamma \frac{1 - \cos^3 \varphi}{3 \sin^2 \varphi}$$

$$N_\vartheta = a^2 \gamma \left(\frac{1 - \cos^3 \varphi}{3 \sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right).$$

Lotrechte Einzelkraft P im Scheitel (Abb. 90):

$$N_{\varphi} = -N_{\theta} = -\frac{P}{2\pi \sin^2 \varphi}.$$

Diese letzte Formel, die für $\varphi = 0$ unendliche Schnittkräfte liefert, gilt erst in einiger Entfernung vom Kraftangriffspunkt. In der unmittelbaren Umgebung der Laststelle, auch wenn diese einen endlichen, aber kleinen Durchmesser hat, werden die Kräfte im wesentlichen durch Biegung übertragen.

Formeln für oben offene Schalen können aus den vorstehenden erhalten werden, indem man zu der vorhandenen Belastung eine fiktive Scheitellast P hinzufügt und deren Größe so bemißt, daß insgesamt am oberen Schalenrand $\varphi = \varphi_0$ die Meridianlängskraft $N_{\varphi} = 0$ oder gleich dem durch die dort angreifenden äußeren Kräfte vorgeschriebenen Wert wird.

Über die Spannungen in der Nähe der Schalenränder s. S. 201 — 204.

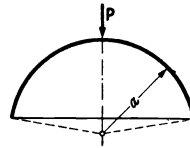


Abb. 90.

3. Kegelschale.

Für die Kegelschale ist die Meridianneigung φ als Koordinate unbrauchbar, weil sie für alle Punkte denselben Wert hat. Man führt statt dessen den längs der Erzeugenden gemessenen Abstand y von der Kegelspitze ein (Abb. 91). Die Meridianlängskraft heißt dann entsprechend N_y . Das nötige Formelwerk läßt sich aus dem unter 1 angegebenen durch einen Grenzübergang gewinnen. Aus (83) wird dabei

$$N_y = -\frac{1}{y} \int_0^y (Y + Z \tan \alpha) y' dy'$$

und aus (84)

$$N_{\theta} = -r_2 Z = -Z y \tan \alpha.$$

Für die wichtigsten Lastfälle ergeben sich folgende Formeln:

Eigengewicht p je Flächeneinheit der Schale oder

Schneelast p/sin alpha je Flächeneinheit des Grundrisses:

$$N_y = -\frac{p y}{2 \cos \alpha}$$

$$N_{\theta} = -p y \sin \alpha \tan \alpha.$$

Gleichmäßiger Innendruck: Y = 0, Z = -p

$$N_y = \frac{p y}{2} \tan \alpha$$

$$N_{\theta} = p y \tan \alpha.$$

Hydrostatischer Außendruck: Y = 0, Z = y \gamma \cos \alpha

$$N_y = -\frac{1}{3} \gamma y^2 \cos \alpha$$

$$N_{\theta} = -\gamma y^2 \cos \alpha.$$

Einzelkraft P im Scheitel:

$$N_y = -\frac{P}{2\pi y \sin \alpha \cos \alpha}$$

$$N_{\theta} = 0.$$

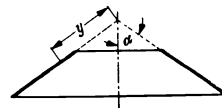


Abb. 91.

4. Zeichnerisches Verfahren für beliebige Meridianform.

Ist die Meridiankurve nicht formelmäßig, sondern etwa durch eine Zeichnung gegeben, so ist die Bestimmung der Krümmungsradien zu mühsam und zu

ungenau. In diesem Falle bedient man sich zweckmäßig eines zeichnerischen Verfahrens (Abb. 92).

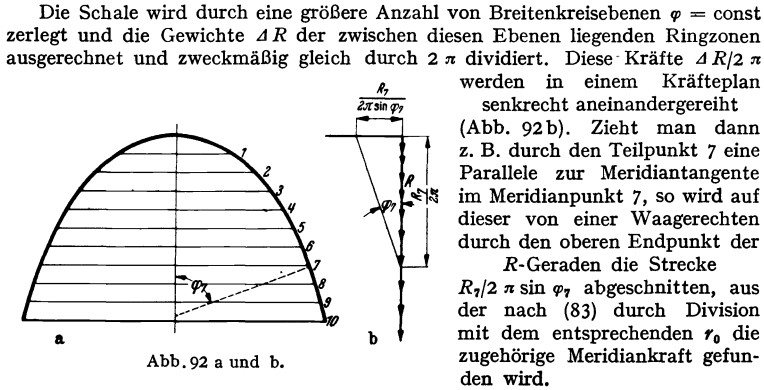


Abb. 92 a und b.

Zur Bestimmung der Ringkräfte dient die Gleichgewichtsbedingung der waagerechten Kräfte am Schalelement. Sie heißt (Abb. 89), wenn nur lotrechte Lasten wirken,

$$\frac{\partial}{\partial \varphi} (N_{\varphi} r_0 \cos \varphi) d\varphi d\theta = N_{\theta} r_1 d\theta d\varphi.$$

Ersetzt man hierin $d\varphi$ durch die endliche Differenz $\Delta\varphi$, die der Zonenteilung der Schale entspricht, und schreibt für $r_1 d\varphi$ das Meridianelement Δs , so wird daraus

$$N_{\theta} \Delta s = \frac{\partial}{\partial \varphi} (N_{\varphi} r_0 \cos \varphi) \cdot \Delta \varphi = \frac{\partial}{\partial \varphi} \left(-\frac{R}{2\pi} \cot \varphi \right) \cdot \Delta \varphi.$$

In der Klammer rechts stehen die Vektoren auf der waagerechten Geraden des Kräfteplanes. Die ganze rechte Seite stellt also die Abschnitt zwischen den einzelnen Teilpunkten dieser Geraden dar. Um sie hinreichend genau ablesen zu können, muß der Kräfteplan sorgfältig und in hinreichend großem Maßstabe gezeichnet werden.

5. Zug- und Druckringe.

Jede drehsymmetrische Schale wird durch einen oder zwei Breitenkreise begrenzt (Abb. 93). Sie kann an diesen Rändern grundsätzlich nur solche Lasten und Stützkkräfte aufnehmen, die die Richtung der Meridiantangente haben.

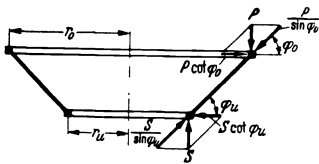


Abb. 93.

Haben die äußeren Kräfte eine andere Richtung, wie z. B. die Auflast P oder die Stützkkräfte S des in Abb. 93 gezeichneten Behälterbodens, so sind diese Kräfte in der dort angegebenen Weise nach Breitenkreisradius und Meridiantangente in Komponenten zu zerlegen. Die Komponente $P/\sin \varphi_0$ oder $S/\sin \varphi_u$ ist gleich der dort wirkenden Meridiankraft N_{φ} , während zur Aufnahme der waagerechten Kraft $P \cot \varphi_0$ oder $S \cot \varphi_u$ ein Zugring oder Druckring nötig ist, in dem diese von allen Seiten radial wirkende Belastung eine Längskraft $+P r_0 \cot \varphi_0$ oder $-S r_u \cot \varphi_u$ erzeugt. Solche Ringe müssen außer an Schalenrändern auch überall da angebracht werden, wo die Meridiankurve einen Knick hat. Sie sind stets Ausgangspunkt einer Störung des Membranspannungszustandes (s. unter B1).

B. Biegespannungen in drehsymmetrischen Schalen.

Die Formeln der Membrantheorie enthalten nicht genügend Integrationskonstante, um damit alle vernünftigerweise zu fordernden Randbedingungen zu erfüllen. Insbesondere ist es bei drehsymmetrischen Schalen nicht möglich, durch geeignete Wahl der Integrationskonstanten dafür zu sorgen, daß die Ringdehnung $\epsilon_\varphi = N_\varphi/E \delta$ der Schale längs ihres Randes mit der Dehnung eines dort mit ihr fest verbundenen anderen Bauteils (Zug- oder Druckring, starre Unterlage) übereinstimmt. Das gleiche gilt für Schalen, bei denen sich an einem Breitenkreis die Meridiankrümmung, die Schalenstärke oder die Last je Flächeneinheit sprunghaft ändert. Auch wenn eine Schale an einem unversteiften Rand durch Randkräfte belastet ist, die eine Komponente in Richtung der Schalennormalen haben (z. B. die Belastung P in Abb. 93, wenn man sich den dort gezeichneten Ring wegdenkt), ist es nicht möglich, diese Lasten durch Membrankräfte allein aufzunehmen. In allen diesen Fällen spielen Querkräfte und Biegemomente (Abb. 94) im Kräftespiel der Schale eine wesentliche Rolle, die in der statischen Berechnung einen Ausdruck finden muß.

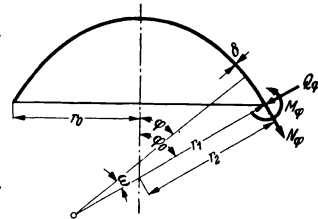


Abb. 94.

Die genaue Berechnung der biegesteifen Schale ist eine äußerst mühsame Aufgabe, die, abgesehen vom einfachen Sonderfall der Zylinderschale (s. S. 202), für den Bauingenieur keine unmittelbare Bedeutung hat. Glücklicherweise ist es möglich, gerade für dünnwandige Schalen eine einfache und recht brauchbare Näherungstheorie aufzustellen, die auf der aus der strengen Theorie gewonnenen Erfahrung beruht, daß sich die Biegespannungen auf eine nicht sehr breite Zone längs des Randes beschränken und mit wachsendem Abstand vom Rand schnell abklingen. Dadurch sind weitgehende Vernachlässigungen in der strengen Differentialgleichung möglich, die sich dadurch vereinfacht zu¹

$$\frac{d^4 Q_\varphi}{d\varphi^4} + 4 \kappa^4 Q_\varphi = 0 \tag{85}$$

mit

$$\kappa = \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \frac{r_1}{\sqrt{r_2 \delta}}.$$

Ersetzt man κ innerhalb der allein interessierenden Randzone durch einen konstanten Mittelwert, und das ist fast immer möglich, so hat die Gleichung die Lösung

$$Q_\varphi = e^{+\kappa\varphi} (a_1 \cos \kappa \varphi + b_1 \sin \kappa \varphi) + e^{-\kappa\varphi} (a_2 \cos \kappa \varphi + b_2 \sin \kappa \varphi),$$

in der a_1, b_1, a_2, b_2 Integrationskonstanten sind. Da die Lösung nur in der Nähe des Schalenrandes $\varphi = \varphi_0$ interessiert, führt man zweckmäßig den Winkelabstand von diesem Rand als Koordinate ein, also $\omega = \varphi_0 - \varphi$ für den unteren, $\omega = \varphi - \varphi_0$ für den oberen Schalenrand, und erhält damit durch Umformung der oben angegebenen Lösung

$$Q_\varphi = e^{-\kappa\omega} (A \cos \kappa \omega + B \sin \kappa \omega) = C e^{-\kappa\omega} \sin(\kappa \omega + \psi). \tag{86}$$

Dabei erscheinen nur noch zwei Integrationskonstante A, B oder C, ψ , da der zweite Teil der Lösung, der den Faktor $e^{+\kappa\omega}$ enthält und demnach mit wachsendem ω nicht abklingt, dann nicht mehr in Betracht kommt.

¹ Die Gleichungen sind in der Literatur mehrfach behandelt worden. Die Herleitung der strengen Gleichungen findet man bei H. REISSNER: MÜLLER-Breslau-Festschrift, Leipzig 1912, S. 181 und E. MEISSNER: Phys. Z. 14 (1913) S. 343 und Vjschr. naturforsch. Ges. Zürich 60 (1915) S. 23, die Näherungstheorie bei J. W. GECKELER: Forsch.-Arb. Ingwes. H. 276, Berlin 1926, eine zusammenfassende Darstellung bei W. FLÜGGE: Statik und Dynamik der Schalen, Berlin 1934.

Zu (86) gehören folgende Werte für die Schnittkräfte und für die Drehung χ der Meridiantangente:

$$\begin{aligned} N_\varphi &= -Q_\varphi \cot \varphi \\ N_\theta &= -C \kappa \sqrt{2} e^{-\kappa \omega} \sin \left(\kappa \omega + \psi - \frac{\pi}{4} \right) \\ M_\varphi &= C \frac{a}{\kappa \sqrt{2}} e^{-\kappa \omega} \sin \left(\kappa \omega + \psi + \frac{\pi}{4} \right) \\ M_\theta &= \nu M_\varphi \\ \chi &= C \frac{2\kappa^3}{E \delta} e^{-\kappa \omega} \cos (\kappa \omega + \psi). \end{aligned}$$

C. Biegespannungen in kreiszylindrischen Behältern.

Ein zylindrischer Wasserbehälter der Höhe h sei mit Wasser gefüllt (Abb. 95). In der Höhe x über dem Boden ist dann der Wasserdruck $p = \gamma (h - x)$. Schneidet man in dieser Höhe durch zwei waagerechte Schnitte im Abstand dx einen Ring aus dem Behälter heraus und trennt diesen durch einen Durchmesser in zwei Hälften, so ergibt das Gleichgewicht der einen von ihnen die Membranringkraft $N_\varphi = p a$. Hat der Behälter an dieser Stelle die Wandstärke δ , so ist die Ringdehnung $\varepsilon_\varphi = N_\varphi / E \delta$ und daher die Vergrößerung des Behälterradius (Durchbiegung)

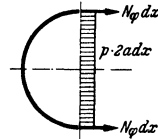
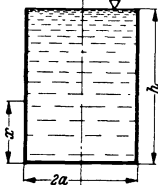


Abb. 95.

$$w = \varepsilon_\varphi a = \frac{N_\varphi a}{E \delta} = \frac{\gamma a^2}{E \delta} (h - x).$$

Am unteren Rande $x = 0$ ist also

$$w = \frac{\gamma a^2}{E \delta} h, \quad w' = \frac{dw}{dx} = -\frac{\gamma a^2}{E \delta}.$$

Beides ist in der Regel mit den Randbedingungen nicht verträglich, da die Formänderung der Behälterwand durch die Verbindung mit dem Behälterboden behindert wird. Dabei werden vom Boden her Querkräfte Q_{x0} und Momente M_{x0} (Abb. 96) in die Zylinderwand eingeleitet, deren Größe so zu bemessen ist, daß sie im Zusammenwirken mit den eben berechneten Membrankräften in der Schale dieselbe Randdeformation erzeugen wie im Boden.

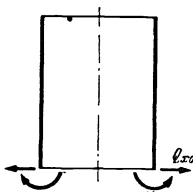


Abb. 96.

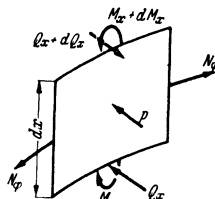


Abb. 97.

Abb. 97 zeigt ein Schalenelement $dx \cdot a d\varphi$ mit den daran wirkenden Kräften. Das Gleichgewicht in Richtung der Schalenormalen gibt

$$dQ_x a d\varphi + N_\varphi dx d\varphi = p a d\varphi dx,$$

also, wenn man mit $dx d\varphi$ durchdividiert,

$$a Q'_x + N_\varphi = p a,$$

und das Gleichgewicht der Momente um eine waagerechte Zylindertangente:

$$\frac{dM_x}{dx} = M'_x = Q_x.$$

Durch Elimination der Querkraft Q_x folgt aus diesen beiden Gleichungen

$$a M''_x + N_\varphi = p a. \tag{87}$$

In dieser Gleichung können die beiden unbekanntenen Schnittkräfte durch die Durchbiegung w ausgedrückt werden. Für N_φ wurde schon gefunden $N_\varphi = E \delta w/a$, und das Moment ist proportional der Meridiankrümmung w'' , also $M_x = K w''$, wobei wie bei den Platten $K = E \delta^3/12 (1 - \nu^2)$ die Biegesteifigkeit der

Schale ist, die mit x veränderlich sein kann. Setzt man die Schnittkräfte in (87) ein, so erhält man die Differentialgleichung der Behältertheorie:

$$(K w'')' + \frac{E \delta}{a^2} w = p = \gamma (h - x). \tag{88}$$

Für Behälter konstanter Wandstärke heißt die Lösung

$$E w = \frac{\gamma a^2}{\delta} (h - x) + C_1 \mathfrak{C}0 \int \lambda x \cos \lambda x + C_2 \mathfrak{C}0 \int \lambda x \sin \lambda x + C_3 \mathfrak{S}in \lambda x \cos \lambda x + C_4 \mathfrak{S}in \lambda x \sin \lambda x \tag{89}$$

mit $\lambda^4 = 3(1 - \nu^2)/a^2 \delta^2$. Ist λh groß (etwa > 3), so faßt man die Hyperbelfunktionen zweckmäßig zu Exponentialfunktionen zusammen und schreibt

$$E w = \frac{\gamma a^2}{\delta} (h - x) + e^{-\lambda x} (A_1 \cos \lambda x + B_1 \sin \lambda x) + e^{-\lambda(h-x)} (A_2 \cos \lambda(h-x) + B_2 \sin \lambda(h-x)) \tag{90}$$

und kann dann unabhängig voneinander A_1, B_1 aus den Randbedingungen am unteren, A_2, B_2 aus denen am oberen Behälterrand bestimmen, wobei man in der Regel $A_2 = B_2 = 0$ erhält. Die zu (90) gehörenden Schnittkräfte erhält man, indem man den Gang der Rechnung rückwärts verfolgt und überall (90) einsetzt; also z. B. für $A_2 = B_2 = 0$:

$$\begin{aligned} N_\varphi &= \gamma a (h - x) + \frac{\delta}{a} e^{-\lambda x} (A_1 \cos \lambda x + B_1 \sin \lambda x) \\ M_x &= \frac{\delta^2}{2 \sqrt{3} (1 - \nu^2) a} e^{-\lambda x} (A_1 \sin \lambda x - B_1 \cos \lambda x) \\ Q_x &= \frac{\delta^2 \lambda}{2 \sqrt{3} (1 - \nu^2) a} e^{-\lambda x} ((B_1 - A_1) \sin \lambda x + (A_1 + B_1) \cos \lambda x). \end{aligned}$$

Ist der Behälter in eine dicke Bodenplatte eingespannt, die als starr betrachtet werden kann, so sind die Konstanten A_1, B_1 aus der Forderung zu bestimmen, daß für $x = 0$ $w = 0$ und $w' = 0$ wird, und man erhält

$$A_1 = -\frac{\gamma a^2}{\delta} h, \quad B_1 = \frac{\gamma a^2}{\delta} \left(\frac{1}{\lambda} - h\right).$$

Ist der Behälterboden eine biegsame Platte oder eine Schale, so sind die längs des Randkreises zwischen Boden und Zylinderwand übertragenen Querkräfte Q_x und Einspannmomente M_x nach den Methoden der Theorie statisch unbestimmter Systeme aus den Forderungen zu bestimmen, daß M und w' für beide Teile übereinstimmen müssen.

Ist die Wandstärke des Behälters linear veränderlich, so wählt man als Koordinatennullpunkt zweckmäßig diejenige oberhalb des oberen Behälterrandes liegende Stelle, für die sich extrapoliert $\delta = 0$ ergibt, und kann dann schreiben $\delta = \alpha x$ mit $\alpha = (\delta_u - \delta_0)/h$ (Abb. 98). In der Differentialgleichung (88) ist dann auf der rechten Seite zu setzen $p a = \gamma (x - x_0)$. Durch einige Umformungen läßt sich die Gleichung in diesem Falle auf eine BESSELSche zurückführen, deren Lösung heißt:

$$E w = \frac{1}{\sqrt{x}} [C_1 Z'_1(\xi) + C_2 Z'_2(\xi) + C_3 Z'_3(\xi) + C_4 Z'_4(\xi)]. \tag{91}$$

Dabei ist

$$\xi = \sqrt{\frac{8}{a \alpha}} \sqrt{3(1 - \nu^2)} \sqrt{x}.$$

während die Z' und die in den folgenden Formeln vorkommenden Z reelle Funktionen von ξ sind, die man an folgenden Stellen tabuliert findet: F. SCHLEICHER: Kreisplatten auf elastischer Unterlage, Berlin 1926. — K. HAYASHI: Fünfstellige

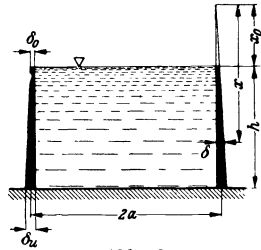


Abb. 98.

Funktionentafeln, Berlin 1930, Tabelle 21. — JAHNKE-EMDE: Funktionentafeln, Leipzig 1933, S. 296—307 (dort in anderer Bezeichnung). — F. TÖLKE: BESSELSche und HANKELSche Zylinderfunktionen nullter bis dritter Ordnung vom Argument $r\sqrt{i}$, Stuttgart 1936. — Die Funktionen Z_1, Z'_1, Z_2, Z'_2 werden mit wachsender Entfernung vom unteren Schalenrand schnell kleiner, während Z_3, Z'_3, Z_4, Z'_4 sich umgekehrt verhalten. Ist nur der untere Behälterrand in seiner Formänderung behindert und die Wandstärke nicht zu groß, so kann man deshalb die zweite Funktionsgruppe in der Lösung vernachlässigen und erhält dann zu (91) folgende Werte für die Schnittkräfte:

$$N_\varphi = \frac{\alpha}{a} \sqrt{x} [C_1 Z'_1(\xi) + C_2 Z'_2(\xi)]$$

$$M_x = \frac{\alpha^2}{48(1-\nu^2)} \sqrt{x} [C_1 (\xi^2 Z'_2(\xi) - 4\xi Z_2(\xi) + 8Z'_1(\xi)) - C_2 (\xi^2 Z'_1(\xi) - 4\xi Z_1(\xi) - 8Z'_2(\xi))]$$

$$Q_x = -\frac{\alpha^2}{4\sqrt{3}(1-\nu^2)\alpha} \sqrt{x} [C_1 (\xi Z_1(\xi) + 2Z'_2(\xi)) + C_2 (\xi Z_2(\xi) - 2Z'_1(\xi))].$$

Zur Berücksichtigung der Sohleneinspannung braucht man noch w' :

$$E w' = \frac{1}{2x\sqrt{x}} [C_1 (\xi Z_2(\xi) - 2Z'_1(\xi)) - C_2 (\xi Z_1(\xi) + 2Z'_2(\xi))].$$

Für Argumente $\xi > 6$ kann man die Z -Funktionen auf Rechenschiebergengenauigkeit durch folgende Näherungsausdrücke ersetzen, die den Gebrauch besonderer Tabellen überflüssig machen:

$$\begin{aligned} Z_1(\xi) &\approx \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right) \\ Z_2(\xi) &\approx -\frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right) \\ Z'_1(\xi) &\approx \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right) \\ Z'_2(\xi) &\approx -\frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right). \end{aligned}$$

VIII. Knickung.

A. Grundbegriffe.

In diesem Abschnitt handelt es sich um eine grundsätzlich andere Fragestellung als in allen vorangehenden. Während dort zur Beurteilung der Sicherheit stets die größten vorkommenden Spannungen gesucht wurden, um sie mit den vom Baustoff ertragbaren zu vergleichen, handelt es sich hier darum, nachzuprüfen, ob das von den so berechneten Spannungen und den äußeren Kräften gebildete Gleichgewicht stabil ist. Die Notwendigkeit einer solchen Untersuchung ergibt sich aus der Erfahrung, daß in schlanken Konstruktionsgliedern (Stäben, Platten, Schalen), und zwar besonders unter einfachen Spannungszuständen, in denen Druckspannungen eine wesentliche Rolle spielen, das elastische Gleichgewicht durch Steigerung der Lasten labil werden kann. Dabei treten stets große Formänderungen auf, die fast immer zum Zusammenbruch führen.

Die Fragestellung in der Stabilitätstheorie ist stets die, ob neben der nach den Methoden der Spannungstheorie meist sehr einfach zu berechnenden Deformation des Systems unter derselben Belastung noch ein zweiter, komplizierterer Deformationszustand möglich ist, bei dem innere und äußere Kräfte im Gleichgewicht sind, und die Antwort hat immer die Form, daß das nur für einen kritischen Wert der Belastung, eben die Knicklast, der Fall ist. Das dann mögliche Bestehen zweier benachbarter Gleichgewichtszustände bedeutet Indifferenz des elastischen Gleichgewichts als Grenze der für kleinere Lasten bestehenden Stabilität und der für größere bestehenden Labilität.

B. Knickung schlanker Stäbe.

1. Die Euler-Formeln.

Ein gerader Stab sei gestützt und belastet nach Abb. 99. Die triviale Deformation besteht darin, daß er nach Gleichung (19') um ein geringes kürzer wird. Es ist zu untersuchen, ob daneben noch eine Gleichgewichtsform möglich ist, bei der der Stab außerdem seitlich ausgebogen ist. An der Stelle x ist dann das Biegemoment

$$M = P w$$

(Gleichgewichtsbedingung) und nach (27), S. 160:

$$M = -EI \frac{d^2 w}{dx^2}$$

(Elastizitätsgesetz). Durch Gleichsetzen ergibt sich daraus die Differentialgleichung der Stabknickung

$$EI \frac{d^2 w}{dx^2} + P w = 0. \tag{92}$$

Sie hat die Lösung

$$w = w_0 \sin \lambda x \quad \text{mit} \quad \lambda^2 = P/EI,$$

die die Randbedingung $w = 0$ für $x = 0$ erfüllt, für $x = l$ aber nur dann, wenn mindestens

$$P = P_k = \frac{EI \pi^2}{l^2} \tag{93b}$$

ist oder $= n^2 P_k$ mit ganzzahligem n . Formel (93b) heißt EULER-FORMEL, P_k EULERSche Knicklast. Es ist die kleinste Last, bei der das elastische Gleichgewicht indifferent wird. Die höheren Knicklasten $n^2 P_k$ haben kein praktisches Interesse da der Bruch immer schon bei der Knicklast 1. Ordnung eintritt.

Für andere Randbedingungen erhält man durch ähnliche Rechnungen folgende Formeln für die Knicklast und die „freie Knicklänge“ l_k , d. h. diejenige Länge l , die man in (93b) einsetzen muß, um die richtige Knicklast zu erhalten:

unten eingespannt, oben frei beweglich (Abb. 100):

$$P_k = \frac{EI \pi^2}{4 l^2}, \quad l_k = 2 l, \tag{93a}$$

unten eingespannt, oben in der Achse geführt (Abb. 101):

$$P_k = 2,04 \frac{EI \pi^2}{l^2}, \quad l_k = 0,7 l, \tag{93c}$$

an beiden Enden eingespannt (Abb. 102):

$$P_k = 4 \frac{EI \pi^2}{l^2}, \quad l_k = \frac{1}{2} l. \tag{93d}$$

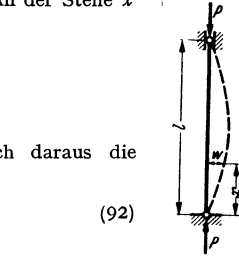


Abb. 99.

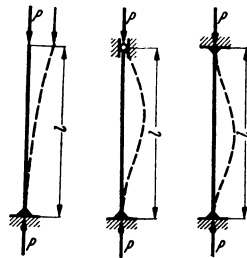


Abb. 100—102.

Man bezeichnet diese vier Fälle nach der Größe der Knicklast geordnet als die vier EULER-Fälle. Es ist im allgemeinen zweckmäßig, bei Festigkeitsrechnungen auf die Berücksichtigung einer Einspannung, wie sie im 3. und 4. Fall angenommen ist, zu verzichten, da der in den Formeln zum Ausdruck kommenden Erhöhung der Knicklast auf der anderen Seite die Gefahr gegenübersteht, daß durch eine Einspannung eine Exzentrizität des Kraftangriffs entsteht, die zu einem Knickbiegevorgang (s. S. 206) führt und die Tragfähigkeit vermindert. Man wird also, abgesehen von den seltenen Fällen, in denen ein Stabende seitwärts ausweichen kann, immer mit Formel (93b) rechnen.

2. Unelastische Knickung.

Rechnet man aus (93b) die unter der Knicklast P_k , jedoch vor Beginn der seitlichen Ausbiegung vorhandene Druckspannung aus, so erhält man

$$\sigma_k = \frac{P_k}{F} = \frac{E \pi^2}{(l/i)^2}. \tag{94}$$

Das Verhältnis l/i der Stablänge zum kleinsten Trägheitsradius des Querschnitts wird als Schlankheit des Stabes bezeichnet. In einem Koordinatensystem l/i , σ_k wird die Gl. (94) durch eine kubische Hyperbel dargestellt, die EULER-Hyperbel (Abb. 103).

Die Gültigkeit der EULER-Formel ist an die Voraussetzung gebunden, daß die Druckspannung σ_k unterhalb der Elastizitätsgrenze liegt. Das ist nach Abb. 103 nur bei hinreichend großer Schlankheit der Fall. Die Grenze liegt für Flußstahl etwa bei $l/i = 100$. Kürzere Stäbe befinden sich, wenn sie knicken, zwar noch nicht an der Fließgrenze, aber in dem zwischen Elastizitäts- und Fließgrenze gelegenen Spannungsbereich (s. Abb. 8, S. 150). Während in der Spannungstheorie die Anwendung des HOOKESchen Gesetzes auf diesen Zustand im allgemeinen noch zu qualitativ brauchbaren

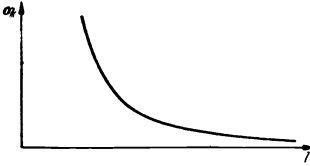


Abb. 103.

Ergebnissen führt, liefert die EULER-Formel hier eine viel zu hohe Knicklast.

Eine rechnerische Verfolgung der Vorgänge in diesem Bereich ist möglich und um der grundsätzlichen Klärung willen wertvoll (Theorie der unelastischen Knickung von ENGESSER und KÁRMÁN. Man vgl. dazu auch TH. v. KÁRMÁN: Forsch.-Arb. Ing.-Wes., H. 81, Berlin 1910.) Die Theorie setzt eine genaue

Aufmessung des zwischen Elastizitäts- und Fließgrenze liegenden Teiles des Formänderungsgesetzes voraus und erfordert ziemlich mühsame Rechnungen. Für praktische Zwecke ist es einfacher, den an Stelle der EULER-Hyperbel tretenden Zusammenhang unmittelbar aus Knickversuchen zu entnehmen. Einige Formeln dieser Art sind im folgenden angeführt:

Flußstahl St 37:

$$\begin{aligned} l/i \leq 60: & \quad \sigma_k = 2,40 \text{ t/cm}^2 \\ 60 \leq l/i \leq 100: & \quad \sigma_k = (2,890 - 0,00818 l/i) \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

Flußstahl St 48:

$$\begin{aligned} l/i \leq 60: & \quad \sigma_k = 3,12 \text{ t/cm}^2 \\ 60 \leq l/i \leq 100: & \quad \sigma_k = (4,690 - 0,02618 l/i) \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

Hochwertiger Baustahl St 52:

$$\begin{aligned} l/i \leq 60: & \quad \sigma_k = 3,60 \text{ t/cm}^2 \\ 60 \leq l/i \leq 100: & \quad \sigma_k = (5,890 - 0,03818 l/i) \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

Diese Formeln sind auch auf die EULER-Fälle 1, 3, 4 anwendbar, wenn man l durch die freie Knicklänge l_k ersetzt. Für Schlankheiten über 100 gilt für die aufgeführten Baustähle die EULER-Formel.

3. Knickbiegung.

Unter Knickbiegung versteht man die Beanspruchung eines schlanken Stabes durch eine Druckkraft, die annähernd, aber nicht genau mit der Stabachse zusammenfällt. Verschiedene Ursachen einer solchen Exzentrizität zeigen die Abb. 104—107. Durch das Biegemoment $M = Pz$ erfährt der Stab eine seitliche Ausbiegung w , und wenn z klein genug ist, so ist es für den Spannungszustand des Stabes wesentlich, daß die Exzentrizität von P durch die Durchbiegung vergrößert wird, daß also schließlich ein Moment $M = P(z + w)$ vom Stabe aufgenommen werden muß. Führt man das in die Gleichung (27) der Biegelinie ein, so erhält man die Differentialgleichung der Knickbiegung:

$$EI \frac{d^2 w}{dx^2} + P(z + w) = 0. \quad (96)$$

Sie unterscheidet sich von allen in den Abschnitten I—VII aufgestellten Differentialgleichungen grundsätzlich dadurch, daß sie ein Glied Pw enthält, in dem eine Last mit der von ihr erzeugten Formänderung multipliziert ist, das also nicht linear ist, und hat diese Eigenschaft mit der Gleichung (92) der Stab-

knickung gemein. Es ist deshalb in diesem Falle die Formänderung nicht der Belastung proportional und das Superpositionsgesetz nicht anwendbar.

Die Lösung von (96) heißt für den nach einer Sinuslinie

$$z = f \sin \frac{\pi x}{l}$$

gekrümmten Stab (Abb. 104):

$$w = \frac{P}{P_k - P} f \sin \frac{\pi x}{l},$$

wobei $P_k = E I \pi^2/l^2$ die EULER-Last bezeichnet. Das zugehörige Biegemoment ist

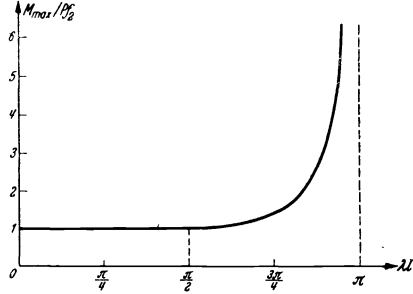
$$M = \frac{P P_k}{P_k - P} f \sin \frac{\pi x}{l}. \tag{97}$$



Abb. 104.



a



b

Abb. 105 a und b.

Entsprechende Formeln lassen sich für andere Fälle aufstellen:

Exzentrisch belasteter Stab nach Abb. 105 a:

$$M = P \frac{f_1 \sin \lambda (l-x) + f_2 \sin \lambda x}{\sin \lambda l}, \quad \lambda = \sqrt{\frac{P}{E I}}. \tag{98}$$

Die Lage des Maximalmoments $\max M$ ist von der Höhe der Axiallast abhängig. Für den Sonderfall $f_1 = 0$ ist z. B., wenn $\lambda l \leq \pi/2$ ist, $\max M = P f_2$ und tritt am Stabende auf, während für $\pi/2 \leq \lambda l \leq \pi$

$$\max M = \frac{P f_2}{\sin \lambda l}$$

ist. Abb. 105 b zeigt diesen Zusammenhang.

Stab mit Querlast in der Mitte nach Abb. 106 ($x \leq l/2$):

$$M = \frac{Q l}{2} \frac{\sin \lambda x}{\lambda l \cos \lambda l/2}. \tag{99}$$

Stab mit gleichmäßig verteilter Querbelastung nach Abb. 107:

$$\max M = q l^2 \frac{1 - \cos \lambda l/2}{\lambda^2 l^2 \cos \lambda l/2}. \tag{100}$$

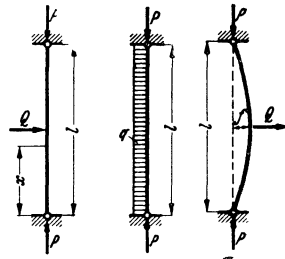


Abb. 106—108.

Wie alle diese Formeln erkennen lassen, sind die Momente zwar nicht der Axialkraft P proportional, wohl aber den Exzentrizitäten f oder Querbelastungen Q, q . Es ist also beim Zusammenwirken mehrerer dieser Einflüsse eine Superposition in der Weise möglich, daß man z. B. für einen krummen Stab mit Querlast nach Abb. 108 die Momente nach (97) für die Kraft P am krummen Stab und die Momente nach (99) für gleichzeitige Wirkung von P und Q addiert:

$$M = \frac{P P_k}{P_k - P} f \sin \frac{\pi x}{l} + \frac{Q l}{2} \frac{\sin \lambda x}{\lambda l \cos \lambda l/2}.$$

Die Wirkung der Last P erscheint dabei also zweimal!

4. Sicherheit bei Knickbiegung.

Da in der statischen Berechnung Annahmen über die Abmessungen des Tragwerks, seinen statischen Aufbau (Einspannungsverhältnisse usw.), die vorkommenden Lasten und die Materialwerte (Festigkeit, Elastizitätsmodul) gemacht werden müssen, die mehr oder weniger von der Wirklichkeit abweichen, so ist es nötig, zwischen der geforderten und der errechneten Tragfähigkeit des Systems einen hinreichenden Spielraum zu lassen und zu fordern, daß die errechnete Tragfähigkeit ein Vielfaches (das n -fache) der vorgesehenen Belastung sein soll. Für die Wahl dieses als „Sicherheit“ bezeichneten Faktors n liegt ein aus der Nachrechnung von Einstürzen stammendes großes Erfahrungsmaterial vor.

Bei allen der Spannungstheorie angehörenden Rechnungen (Teil II—VII) ist die Forderung einer n -fachen Sicherheit gegen Erreichen der Elastizitätsgrenze gleichbedeutend mit der Forderung, daß die errechneten Spannungen nur den n -ten Teil der Spannungen an der Elastizitätsgrenze erreichen dürfen.

Dagegen ist bei der Berechnung der auf Knickbiegung beanspruchten Bauglieder niemals das Verhältnis der errechneten Spannung zur Fließ- oder Bruchspannung als maßgebend für die vorhandene Sicherheit zu werten, da die Spannung ja nicht der Last proportional ist, sondern schneller zunimmt. Es ist daher stets die Bruchlast auszurechnen und durch die gegen Bruch vorgeschriebene Sicherheit zu dividieren, um die zulässige Belastung des Baugliedes zu erhalten.

5. Dünne, querbelastete Zugstäbe.

Mit den Knickbiegefällen eng verwandt sind diejenigen, die sich von den Abb. 104—107 nur dadurch unterscheiden, daß P eine Zugkraft ist. Man erhält die zugehörigen Formeln, indem man in (97) bis (100) P durch $-P$ ersetzt. λ wird dabei imaginär, und wo es im Argument von Kreisfunktionen vorkommt, gehen diese in Hyperbelfunktionen über.

Diese Formeln werden z. B. gebraucht, wenn in einem schlanken Zugband die durch sein Eigengewicht erzeugte Biegespannung errechnet werden muß. Für die Beurteilung der Sicherheit gilt das unter 4 Gesagte, jedoch mit der Abänderung, daß bei Zuggliedern der Vergleich der errechneten Spannung mit der zulässigen nicht zu einer Überschätzung, sondern zu einer Unterschätzung der Sicherheit führt, also zwar ungefährlich, aber unter Umständen recht unwirtschaftlich ist.

6. Knickstäbe mit veränderlichem Trägheitsmoment.

Für Knickstäbe mit beliebig veränderlichem Trägheitsmoment braucht man ein numerisches oder zeichnerisches Verfahren zur Bestimmung der Knicklast P_k . Man gewinnt es durch Aufstellung einer Integralgleichung für die Ordinaten $w(x)$ der Knicklinie (s. Mathematik, S. 39). Um sie zu gewinnen, denkt man sich den Stab in der Weise aus der geraden in die gebogene Gleichgewichtslage überführt, daß ein Längenelement dx nach dem ändern die endgültige Krümmung $w''(x)$ annimmt. Hält man dabei immer die Stabenden entsprechend den Lagerbedingungen $w = 0$ fest, so liefert z. B. das Stabelement an der Stelle $x = \eta l$ (Abb. 109), wenn es die Krümmung $w''(\eta)$ annimmt, zur Durchbiegung $w(\xi)$ an der Stelle $x = \xi l$ den Beitrag:

$$\begin{aligned} -(1-\eta) \xi w''(\eta) l^2 d\eta & \quad \text{für } \xi \leq \eta, \\ -\eta(1-\xi) w''(\eta) l^2 d\eta & \quad \text{für } \xi \geq \eta. \end{aligned}$$

Die gesamte Durchbiegung $w(\xi)$ erhält man, indem man die Beiträge aller Elemente $d\eta$ superponiert:

$$w(\xi) = -l^2 \int_0^\xi \eta(1-\xi) w''(\eta) d\eta - l^2 \int_\xi^1 (1-\eta) \xi w''(\eta) d\eta = -l^2 \int_0^1 h(\xi, \eta) w''(\eta) d\eta, \quad (101)$$

wobei unter $h(\xi, \eta)$ eine unstetige Funktion der beiden Veränderlichen verstanden wird:

$$\text{für } \xi \leq \eta: h(\xi, \eta) = (1-\eta) \xi, \quad \text{für } \xi \geq \eta: h(\xi, \eta) = \eta(1-\xi).$$

In (101) kann man $w''(\eta)$ durch das Moment ausdrücken:

$$w''(\eta) = -\frac{M(\eta)}{EI(\eta)} = -\frac{P_k w(\eta)}{EI(\eta)},$$

und damit ergibt sich die Integralgleichung für w in der Form

$$w(\xi) = \frac{P_k l^2}{E} \int_0^1 \frac{k(\xi, \eta)}{I(\eta)} w(\eta) d\eta.$$

Sie wird noch in eine für die Rechnung geeignetere Form überführt, indem man als Veränderliche

$$W(\xi) = w(\xi) \sqrt{\frac{I_0}{I(\xi)}}$$

einführt, wobei I_0 ein beliebig gewähltes Vergleichsträgheitsmoment ist, und statt des Kerns $k(\xi, \eta)$ den Kern

$$K(\xi, \eta) = k(\xi, \eta) \frac{I_0}{\sqrt{I(\xi) \cdot I(\eta)}}$$

benutzt. Setzt man noch $P_k = \lambda P$, so heißt die Gleichung:

$$W(\xi) = \lambda \frac{P l^2}{E I_0} \int_0^1 K(\xi, \eta) W(\eta) d\eta. \quad (102)$$

Diese Integralgleichung läßt sich benutzen, um die Knicklast P_k durch schrittweise Näherung zu bestimmen. Wählt man nämlich für P einen beliebigen Wert und setzt für W auf der rechten Seite eine Funktion W_1 ein, die ungefähr den Verlauf der zu erwartenden Lösung hat, so liefert die Ausführung der Integration eine Funktion

$$W_2(\xi) = \frac{P l^2}{E I_0} \int_0^1 K(\xi, \eta) W_1(\eta) d\eta,$$

die eine verbesserte Näherung für W ist und ihrerseits auf der rechten Seite von (102) eingesetzt werden kann, um eine weitere Näherung W_3 zu gewinnen usw. Da außerdem für jede solche Näherung W_n die Integralgleichung (102) angenähert erfüllt sein muß, so ist

$$W_{n-1}(\xi) = \lambda W_n(\xi),$$

und daraus folgt ein im allgemeinen von ξ abhängiger Wert λ , der jedoch mit fortschreitender Näherung nach einer Konstanten konvergiert, die mit dem gewählten P multipliziert die Knicklast P_k liefert.

Das Verfahren konvergiert sehr schnell, wenn W_1 einigermaßen vernünftig gewählt wird, und macht, wenn man die Integrationen nach der Trapezregel oder der SIMPSON-Formel tabellarisch durchführt, verhältnismäßig wenige Mühe.

Die Berechnung des Integrals in (102) oder in der entsprechenden Gleichung für w bedeutet mechanisch die Bestimmung der Durchbiegung zu gegebenen oder angenommenen Biegemomenten $M(\xi) = P w(\xi)$. Man kann daher die rechnerische Lösung der Integralgleichung auch durch wiederholtes Zeichnen von Seilecken ersetzen, indem man zu einer angenommenen Knickfigur $w_1(\xi)$ die Momente $P w_1$ bildet und durch Zeichnen des Seilecks die Durchbiegungen w_2 bestimmt, mit diesen wiederum die Momente $P w_2$ berechnet und das nächste Seileck zeichnet usw. Auch hier findet sich der Faktor $\lambda = P_k/P$ als Quotient der Durchbiegungen in zwei aufeinander folgenden Näherungsschritten:

$$\lambda = \frac{w_{n-1}}{w_n}.$$

Will man sofort einen von ξ unabhängigen Wert λ erhalten, so muß man zur Bildung des Quotienten geeignete Mittelwerte von w_{n-1} und w_n benutzen, etwa $\int_0^1 w_n(\xi) d\xi$, also den Flächeninhalt der zugehörigen Seileckfläche. In dieser Form bezeichnet man das Verfahren als das Verfahren von VIANELLO.

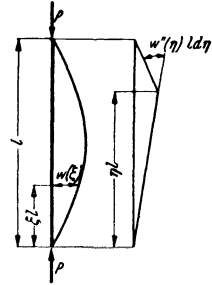


Abb. 109.

7. Gegliederte Stäbe.

Bei der Aufstellung der Differentialgleichung (92) für die Knickung wurde davon ausgegangen, daß die Krümmung d^2w/dx^2 des Stabes proportional dem Moment Pw der äußeren Kräfte ist. Der Einfluß der Schubverformung, der auf S. 168 für den gebogenen Balken erörtert ist, wurde dabei vernachlässigt. Solange es sich um Vollstäbe handelt, ist das unbedenklich, da man es ja bei

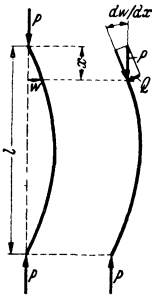


Abb. 110.

Knickuntersuchungen mit schlanken Stäben zu tun hat, während die Querkraftdeformation gerade bei gedungenen Stäben zu berücksichtigen ist. Anders liegen die Verhältnisse bei den gegliederten Stützen des Eisenbaues. Bei ihnen steht zur Aufnahme von Querkraften nur die verhältnismäßig schwache Vergitterung zur Verfügung, so daß sie gegenüber einfachen Stäben gleichen Trägheitsmomentes eine unverhältnismäßig geringe Schubsteifigkeit haben. Deshalb muß bei ihnen der Einfluß der Querkraftdeformation bei Aufstellung der Knickgleichung berücksichtigt werden. Das kann in folgender Weise geschehen:

Die Krümmung d^2w/dx^2 der elastischen Linie setzt sich aus zwei Teilen zusammen: Das Biegemoment liefert den Beitrag M/EI und die Querkraft Q liefert zusätzlich nach (42) $\frac{\nu}{GF} \frac{dQ}{dx}$, wobei hier $\frac{\nu}{GF} = \zeta$ gesetzt werden möge. Nun ist für einen knickenden Stab nach Abb. 110 $M = -Pw$ und $Q = P dw/dx$, also

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{M}{EI} + \zeta \frac{dQ}{dx} = -\frac{Pw}{EI} + \zeta P \frac{dw}{dx}.$$

Die Gleichung (92) entsprechende Gleichung für die EULER-Knickung mit Berücksichtigung der Schubdeformation heißt also

$$EI(1 - \zeta P) \frac{d^2w}{dx^2} + Pw = 0. \tag{103}$$

Sie stimmt mit (92) überein, wenn man dort das Trägheitsmoment durch den abgeminderten Wert $I(1 - \zeta P)$ ersetzt, wobei ζ die Gleitung γ ist, die ein Stabelement erfährt, wenn es eine Querkraft $Q = 1$ zu übertragen hat.

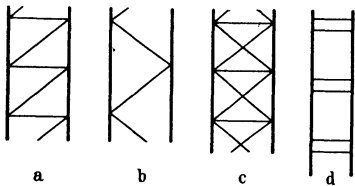


Abb. 111.

Man erhält also den Abminderungsfaktor, wenn man diese Schubdeformation nach den Methoden der Baustatik für ein Element der gegliederten Stütze bestimmt. Auf diese Weise erhält man z. B. folgende Formeln für die gegliederten Stützen nach Abb. 111a—d (α ist der Winkel der Streben gegen die Vertikale): Abb. 111a:

$$\zeta = \frac{1}{EF_d \cos \alpha \sin^2 \alpha} + \frac{\tan \alpha}{EF_r},$$

wobei F_d der Querschnitt der Diagonalen, F_r derjenige der waagerechten Riegel ist

Abb. 111 b:

$$\zeta = \frac{1}{EF_d \cos \alpha \sin^2 \alpha},$$

Abb. 111 c:

$$\zeta = \frac{1}{2EF_d \cos \alpha \sin^2 \alpha},$$

Abb. 111 d:

$$\zeta = \frac{h}{12} \left(\frac{a}{EI_b} + \frac{h}{2EI_p} \right),$$

wobei I_b das Trägheitsmoment des Bindeblechquerschnitts, bezogen auf seine waagerechte Schwerachse, I_p das Trägheitsmoment eines Pfostens für die zur

Ebene der Abb. 111d senkrechte Schwerachse ist, ferner h der Abstand der Bindebleche, a der Achsabstand der Pfosten. Für hohe kurz Bindebleche ist deren Schubdeformation wesentlicher als die in der vorstehenden Formel berücksichtigte Biegedeformation. Man hat dann zu setzen:

$$\zeta = \frac{h}{12} \left(\frac{a}{EI_b} + \frac{h}{2EI_p} \right) + \frac{\kappa h}{GF_b a},$$

wobei F_b der Bindeblechquerschnitt und κ die Schubverteilungszahl, also im allgemeinen $\kappa = 1,2$ ist.

In allen diesen Formeln ist zu beachten, daß die darin vorkommenden Trägheitsmomente und Querschnitte jeweils die Summe für alle im Aufriß hintereinander liegenden Teile bedeuten. Für eine aus 2 L-Eisen oder 4 L-Eisen mit doppelter Vergitterung bestehende Stütze bedeutet also z. B. F_d den Querschnitt der vorderen und der hinteren Diagonale zusammen.

C. Plattenknickung.

1. Differentialgleichung der Plattenknickung.

Ebenso wie gedrückte Stäbe können auch Platten, die als Scheiben in ihrer Ebene beansprucht werden, seitlich ausknicken, und zwar immer dann, wenn sie auf Druck oder Schub beansprucht sind (Abb. 112). Die Differentialgleichung dieses Knickvorgangs erhält man ebenso wie beim EULER-Stab, indem man

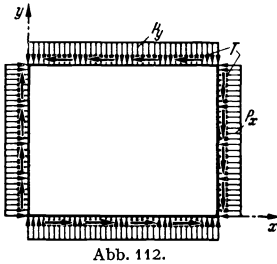


Abb. 112.

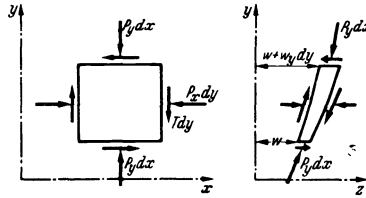


Abb. 113.

das Gleichgewicht des seitlich ausgebogenen Plattenelements unter der Wirkung der daran angreifenden Kräfte formuliert.

Abb. 113 zeigt ein deformiertes Plattenelement $dx \cdot dy$ mit den daran angreifenden, von der äußeren Belastung herrührenden Kräften. Die Last $P_y dx$ an der unteren Kante dx hat gegen die x - y -Ebene die Neigung $\partial w / \partial y$ und daher in z -Richtung die Komponente $P_y dx \cdot \partial w / \partial y$. Die obere Kraft $P_y dx$ hat eine in Richtung $-z$ zeigende Komponente, die um $\frac{\partial}{\partial y} \left(P_y dx \frac{\partial w}{\partial y} \right) dy = P_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} dx dy$ größer ist, und dieser Überschuß bedeutet eine Querbelastung der Platte, die in die sogleich aufzustellende Gleichgewichtsbedingung der Kräfte in z -Richtung eingeht. Zu ihr liefern die Kräfte $P_x dy$ entsprechend den Beitrag $P_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dx dy$. Die Schubkräfte $T dy$ geben den Beitrag

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T dy \frac{\partial w}{\partial y} \right) dx = T \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} dx dy$$

und die Schubkräfte $T dx$ einen Beitrag derselben Größe. Die äußeren Kräfte P_x, P_y, T liefern also je Flächeneinheit der ausgebeulten Platte eine Querbelastung

$$p = -P_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2T \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} - P_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}.$$

Setzt man sie in die Differentialgleichung (67) der gebogenen Platte ein, so hat man die Gleichung der Plattenknickung:

$$K \Delta \Delta w + P_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2T \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + P_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0. \quad (104)$$

Sie gilt unabhängig von der Form des Plattenrandes, und zwar auch dann noch, wenn der durch P_x , P_y , T beschriebene Spannungszustand nicht in allen Punkten derselbe ist.

2. Ringsum frei drehbar gelagerte Rechteckplatte unter Druckkräften.

Für die an allen vier Rändern frei gelagerte Rechteckplatte, die nur durch Druckkräfte beansprucht ist (Abb. 114), gibt es eine einfache Lösung von (104):

$$w = w_0 \sin \frac{m \pi x}{a} \sin \frac{n \pi y}{b} \quad (105)$$

mit ganzzahligen m und n . Setzt man sie in (104) ein, so erhält man

$$\pi^2 K \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 = P_x \frac{m^2}{a^2} + P_y \frac{n^2}{b^2}. \quad (106)$$

Dabei sind m und n so zu bestimmen, daß die Knicklasten so klein wie möglich erhalten werden. Im folgenden werden einige Sonderfälle dieser Formel angeführt:

Einachsiger Druck, lange Platte ($P_y = 0$, $a > b$):

P_x wird ein Minimum für $n = 1$:

$$P_x = \frac{\pi^2 K}{b^2} \left(\frac{m b}{a} + \frac{a}{m b} \right)^2. \quad (107)$$

Ist a/b eine ganze Zahl, so muß $m b/a = 1$ gesetzt werden, und die Knicklast ist

$$P_x = \frac{4 \pi^2 K}{b^2}.$$

Die Platte zerlegt sich beim Knicken durch Knotenlinien $w = 0$ in einzelne Quadrate. Die Formel gilt insbesondere auch für die in Krafrichtung unendlich lange Platte und für die quadratische Platte. Für die Knickspannung $\sigma_x = P_x/\delta$ gibt sie

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{\pi^2 \delta^2}{3 b^2}. \quad (108)$$

Ist a/b keine ganze Zahl, so ist für m in (107) die nächste über und unter a/b liegende ganze Zahl einzusetzen, und der kleinere der sich so ergebenden Werte P_x ist die Knicklast.

Einachsiger Druck, kurze Platte ($P_y = 0$, $a < b$):

Dann ist $m = n = 1$ zu setzen:

$$P_x = \frac{\pi^2 K}{a^2} \left(1 + \frac{a^2}{b^2} \right)^2 \quad (109)$$

Allseitig gleicher Druck ($P_x = P_y$):

Dann ist $m = n = 1$ zu setzen:

$$P_x = \frac{\pi^2 K}{a^2} \left(1 + \frac{a^2}{b^2} \right)^2 \quad (110)$$

Für die quadratische Platte ergibt sich hier die Hälfte der in (108) angegebenen Knickspannung.

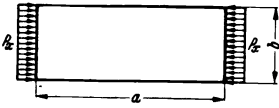


Abb. 115.

3. Rechteckplatten unter anderen Randbedingungen und Belastungen.

Für andere Randbedingungen und Belastungen lassen sich die Lösungen der Differentialgleichung (104) nicht so einfach finden,

und zum Teil ist man auf Näherungsverfahren angewiesen. Eine ausführliche Darstellung findet man bei S. TIMOSHENKO: Theory of elastic stability, New York 1936, von wo auch die folgenden Angaben entnommen sind.

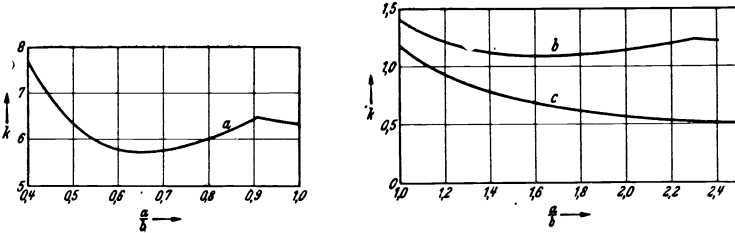


Abb. 116 a und b.

Platte mit Druckkräften P_x in x -Richtung, die belasteten Ränder drehbar gelagert, die beiden anderen (Längsränder) mit verschiedenen Randbedingungen (Abb. 115):

$$\sigma_x = \frac{P_x}{\delta} = k \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{\delta^2}{b^2}$$

Die Werte k enthält Abb. 116 für folgende drei Fälle:

- a) beide Längsränder eingespannt,
- b) ein Längsrand eingespannt, der andere kräftefrei,
- c) ein Längsrand drehbar gelagert, der andere kräftefrei.

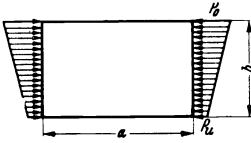


Abb. 117.

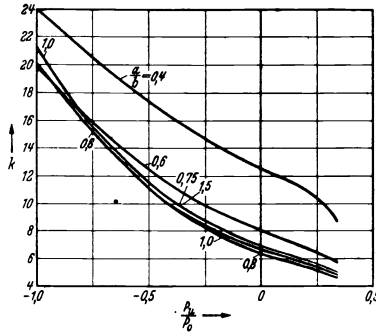


Abb. 118

Platte mit linear verteilten Kräften P_x (Abb. 117), die Ränder drehbar gelagert:

$$\sigma_o = \frac{P_o}{\delta} = k \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{\delta^2}{b^2} \tag{111}$$

Den Koeffizienten k in Abhängigkeit von a/b und P_u/P_o gibt Abb. 118. Der Fall $P_u/P_o = -1$ bedeutet eine reine Biegungsbeanspruchung im Stegblech eines I-Trägers.

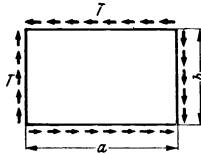


Abb. 119.

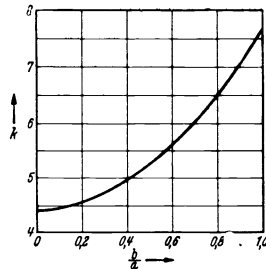


Abb. 120.

Platte mit Schubkräften T , Ränder frei gelagert:

Für reinen Schub (Abb. 119) ist:

$$\tau = \frac{T}{\delta} = k \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{\delta^3}{b^2}.$$

Den Wert k gibt Abb. 120.

Für die Belastung eines Stegbleches mit linear verteilten Längskräften und einer Schubbelastung nach Abb. 121 gibt Abb. 122 einen Wert k zur Berechnung der größten Druckspannung nach (111). Dabei ist k außer vom Seitenverhältnis a/b der Platte noch abhängig vom Verhältnis der vorhandenen

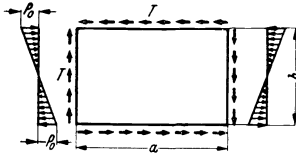


Abb. 121.

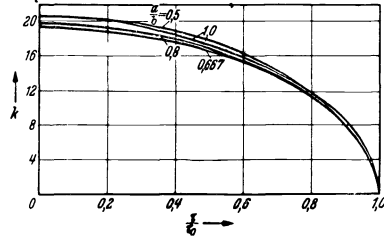


Abb. 122.

Schubspannung $\tau = T/\delta$ zu derjenigen Schubspannung τ_0 , die für sich allein nach Abb. 119 schon die Platte zum Knicken bringen würde.

Baustatik.

Von

Dr.-Ing. KURT BEYER,

o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

I. Die Theorie des Tragwerks.

A. Begriffsbildung.

1. Aufgabe.

Die Baumechanik besteht in der Anwendung und Erweiterung von Methoden der allgemeinen Mechanik für den starren und elastisch verformbaren Körper, um Tragwerke aus Holz, Stahl, Mauerwerk oder Eisenbeton mit vorgeschriebenem Spannungs- und Verschiebungszustand oder vorgeschriebenen Eigenschwingungszahlen zu entwerfen. Die Entwicklung dient also nicht allein zum Nachweis dieser Eigenschaften. Sie soll vielmehr auch Richtlinien für die zuverlässige Gestaltung der baulichen Einzelheiten und für die einwandfreie, wirtschaftliche Gliederung eines in seinem allgemeinen Aufbau bekannten Bauwerks abgeben. Die Baumechanik wird auf diese Weise zur Theorie des Tragwerks.

2. Hilfsmittel.

Zur Beschreibung des Spannungszustandes dienen die bekannten Begriffe der allgemeinen Mechanik, die Kraft \mathfrak{P} , die Spannung $\bar{\kappa} = \bar{\kappa} \hat{+} \bar{\tau}$ und die Energie. Der Verschiebungszustand wird durch die Wege

$$\mathbf{r} = u \hat{+} v \hat{+} w \quad (1)$$

ausgezeichneter Punkte und durch die Richtungsänderung und Drilling

$$\bar{\varphi} = \varphi_x \hat{+} \varphi_y \hat{+} \varphi_z \quad (2)$$

ausgezeichneter Geraden angegeben (Abb. 1). Spannung und Verschiebung sind bei einem homogenen Baustoff stetige, also beliebig differenzierbare Funktionen des Ortes [$\bar{\kappa} = \bar{\kappa}(x, y, z)$, $u = u(x, y, z)$], so daß die Gleichgewichtsbedingungen für die Kräfte an einem differentialen Prisma angeschrieben und der Verschiebungszustand durch die Verzerrung des differentialen Prismas ausgedrückt werden kann. Spannung und Verzerrung lassen sich aber bekanntlich durch versuchstechnisch begründete Erfahrungsgesetze verknüpfen, die entweder die elastischen Eigenschaften oder die Fließbedingung eines homogenen, idealisierten Baustoffes beschreiben.

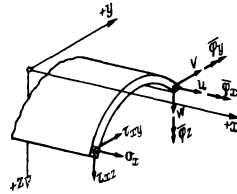


Abb. 1.

3. Tragwerk und Verschiebungszustand.

Die Tragwerke des Bauwesens sind in der Regel vierteilige räumliche Gebilde, deren Glieder sich durch besondere geometrische Eigenschaften auszeichnen. Man unterscheidet die Scheiben, Platten, Schalen und die geraden oder gekrümmten Stäbe. Die geometrischen Eigenschaften dieser Bauteile, verbunden mit der ihnen eigentümlichen Art der Belastung, rechtfertigen stets besondere Annahmen über den Spannungs- und Verschiebungszustand. Man unterscheidet daher auch eine Statik der Scheiben, Platten, Schalen und eine Statik der Stabwerke. Die

Statik der Flächentragwerke ist, soweit dies der Rahmen des Taschenbuches zuläßt, bereits im Abschnitt Festigkeitslehre (S. 176 f.) enthalten, so daß in diesem Zusammenhange nur die Statik des Stabwerks behandelt werden soll.

Ein Bauteil gilt als Stab, wenn die Abmessungen des Querschnittes (y, z -Ebene) im Vergleich zur Länge der Stabachse (x -Richtung) klein sind, so daß die Dehnungen $\varepsilon_y, \varepsilon_z$ im Vergleich zu ε_x vernachlässigt werden können. Der Verschiebungszustand kann dann durch die elastische Linie der Stabachse $r_0 = u_0 \hat{i} + v_0 \hat{j} + w_0 \hat{k}$ und durch die Richtungsänderung $\bar{\varphi}_y + \bar{\varphi}_z$ der Querschnittsnormalen und ihre Drehung $\bar{\varphi}_x$ beschrieben werden. Der Querschnitt selbst bleibt bei der Formänderung eben (Abb. 1, 2).

In der Regel ist der Verschiebungszustand erheblich einfacher, da die Achse der Stäbe als ebener, gebrochener oder gekrümmter Stabzug verläuft, dessen Ebene alle äußeren Kräfte enthält. Der Querschnitt des Stabes liegt dann in der Regel zur x, z -Ebene symmetrisch. In diesem Falle ist $v = 0, \varphi_z = 0, \varphi_x = 0, w = w_0$ und $u = u_0 - z \frac{dw}{dx}$. Unter Umständen ist auch $u_0 = 0$ und $u = -z \frac{dw}{dx}$ oder auch $\frac{dw}{dx} = \text{const}$ (Abb. 2).

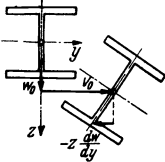


Abb. 2.

Die Stäbe lassen sich in einfachen Fällen aus dem Zusammenhang eines Tragwerks lösen, ohne dadurch den Spannungszustand wesentlich zu stören. Das sind nach dem Sprachgebrauch die Träger. Die Stäbe sind in der Regel Teile eines räumlichen elastischen Gebildes, das zur vereinfachten Lösung oft in ebene Tragwerke zerlegt werden kann, um die der Baustatik zugewiesenen Fragen einwandfrei zu beantworten. Ausgenommen sind dabei stets ausgesprochen räumliche Gebilde, wie Kuppeln, Flechtwerke und Trägerroste.

Die Stäbe sind in Knoten miteinander verbunden, welche räumlichen Charakter besitzen oder eben sind, je nachdem die durch einen Rundschnitt zu äußeren Kräften gewordenen elastischen Kräfte mit den am Knoten angreifenden Lasten 6 oder nur 3 Gleichgewichtsbedingungen unterworfen sind. Man unterscheidet Knoten mit endlichen Abmessungen und Knotenpunkte. Die Formänderung der Knoten ist im Vergleich zu derjenigen der Stäbe in der Regel so klein, daß ihr Bereich mit ausreichender Genauigkeit als starr gilt.

Die Stäbe sind am Knoten entweder biegesteif oder frei drehbar angeschlossen. In dem einen Falle bestimmt der Knotendrehwinkel die Verdrehung der Endtangentialen aller angeschlossenen Stäbe, in dem anderen Falle ist das Moment der inneren Kräfte des Anschlußquerschnittes bezogen auf den Drehpunkt der relativen Bewegung Null. Es ist immer vorteilhaft, wenn sich die Achsen der in einem Knoten angeschlossenen Stäbe in einem Punkte schneiden. Können diese Punkte zur Vereinfachung der statischen Untersuchung als reibungslose Gelenke idealisiert werden, so spricht man von räumlichen oder ebenen Fachwerken, wenn die Stabachsen gerade sind und diese die Schwerpunkte der Stabquerschnitte enthalten. In der Regel werden dann alle am Tragwerk angreifenden Lasten zu Einzellasten in den Knotenpunkten zusammengefaßt, so daß die Spannungen längs eines jeden Stabes, wie sich später zeigen wird, konstant sind und durch eine Stabkraft $S_s = \int \sigma_r dF = \sigma_r \cdot F$ beschrieben werden können. Die Stabachsen bleiben bei der Formänderung gerade. Der Verschiebungszustand des Fachwerks ist daher durch die Verschiebungen der Knotenpunkte bestimmt. Auf diese Weise sind, abgesehen von den Flächentragwerken, die wichtigsten idealisierten Tragwerke der Baustatik definiert. Es sind der Träger und Trägerrost, das ebene und räumliche Stabwerk, das ebene und räumliche Fachwerk.

4. Kennzeichnung des Spannungszustandes.

Die Spannungen gelten im Sinne der Mechanik als unmittelbare Ursache der Verzerrung eines differentialen Abschnittes und werden für isotropen Werkstoff in der Technik nach dem Hooke'schen Gesetz als Funktion des Elastizitätsmoduls E

und der Poissonschen Konstanten $m = 1/\mu$ angegeben. Bei einem Stabe mit $\epsilon_y = 0, \epsilon_z = 0$ sind für $\mu = 0$ auch $\sigma_y = 0, \sigma_z = 0$ und $\tau_{yz} = 0$. Die inneren Kräfte $\sigma_x dF, \tau_{xz} dF, \tau_{xy} dF$ lassen sich in einer Kraftschraube zusammenfassen, die auf die beiden Hauptträgheitsachsen des Querschnitts und die dem Schwerpunkt zugeordnete Flächennormale bezogen ($\int y dF = 0; \int z dF = 0; \int yz dF = 0$) und durch die folgenden Schnittkräfte beschrieben wird (Abb. 3):

$$\left. \begin{aligned} N &= \int \sigma_x dF; & M_y &= \int \sigma_x z dF; & M_z &= \int \sigma_x y dF; \\ Q_z &= \int \tau_{xz} dF; & Q_y &= \int \tau_{xy} dF; & M_x &= \int (\tau_{xz} y - \tau_{xy} z) dF. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

N ist die Längskraft, M_x das Drillungsmoment, M_y, M_z sind die Biegemomente und Q_z, Q_y die Querkräfte des Querschnitts. Sie stehen mit den äußeren Kräften,

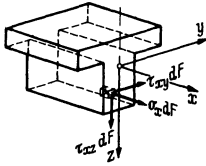


Abb. 3.

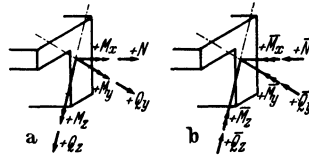


Abb. 4.

die links oder rechts davon am Stabe angreifen ($\bar{N}, \bar{M}_y, \bar{Q}_z$ usw.), im Gleichgewicht. Diese können ebenfalls auf das Achsensystem des Querschnitts bezogen und dabei derart definiert werden, daß

$$N = \bar{N} = \bar{R}_x; \quad M_y = \bar{M}_y = \bar{M}_{Ry}; \quad M_z = \bar{M}_z = \bar{M}_{Rz}; \quad (4)$$

$$Q_z = \bar{Q}_z = \bar{R}_z; \quad Q_y = \bar{Q}_y = \bar{R}_y; \quad M_x = \bar{M}_x = \bar{M}_{Rx}. \quad (5)$$

Nach den Annahmen auf S. 216 sind ϵ_x und daher auch σ_x lineare Funktionen in y und z ($\sigma_x = a + by + cz$), deren Konstanten a, b, c daher aus (4) statisch bestimmt sind. Mit $M_x = 0, Q_y = 0, M_x = 0$ ist $\sigma_x = a + cz$. Die statische Untersuchung wird daher in der Regel auf die Berechnung der Schnittkräfte beschränkt, da sich die Spannungen des Querschnitts daraus leicht nach bekannten Formeln angeben lassen. Für die Vorzeichen der Spannungen, der Schnittkräfte und der Komponenten der äußeren Kraft links vom Schnitt sind die Angaben in Abb. 4 maßgebend.

5. Stützung.

Die Stab- und Fachwerke sind entweder freie Tragwerke, deren äußere Kräfte im Gleichgewicht sind, oder Scheiben, Körper und Ketten von räumlichen oder

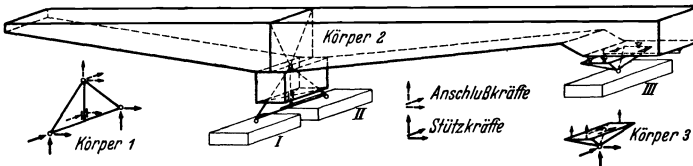


Abb. 5. Die Körper I, II, III sind Teile der Erdscheibe, so daß zur kinematisch starren Verbindung der drei Körper 1, 2, 3 die Anzahl $3 \cdot 6 = 18$ Stütz- und Verbindungskräfte notwendig ist. Vorhanden sind 8 Stützkkräfte und 10 Verbindungskräfte.

ebenen, relativ zueinander beweglichen Gebilden, die sich starr gegen den Erdkörper abstützen (Abb. 5).

Die allgemeine Bewegung jedes Körpers ist durch 6, die ebene Bewegung durch 3 Freiheitsgrade ausgezeichnet, so daß zur starren Abstützung eines räumlichen Gebildes 6 und zur starren Abstützung einer Scheibe 3 voneinander

unabhängige Bedingungen vorgeschrieben werden müssen. Aus demselben Grunde bedarf eine Kette von n Körpern mit v gegenseitigen Bindungen $(6n - v) = t$

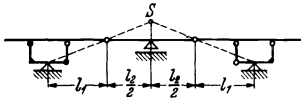


Abb. 6.

und eine Kette von n Scheiben mit v gegenseitigen Bindungen $(3n - v) = t$ Stützenbedingungen, um kinematisch starr zu sein. Ist $(t + v) > 6n$ oder $(t + v) > 3n$, so spricht man von überstarrer Stützung. Ist $(t + v) < 6n$ oder $(t + v) < 3n$, so ist die Kette beweglich. $(v + t) = 6n$ oder $(v + t) = 3n$ sind aber nur

notwendige Bedingungen und nicht zur Definition der starren Stützung hinreichend. Insbesondere ist der Ausnahmefall der unendlich kleinen Beweglichkeit auszuschließen (Abb. 6).

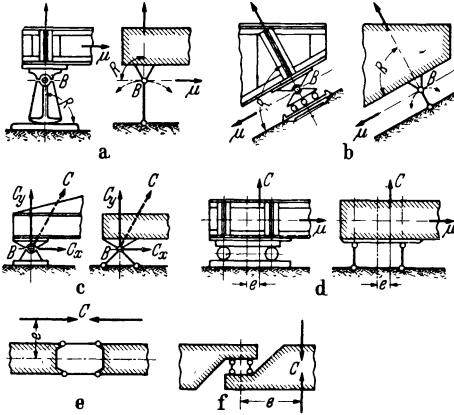


Abb. 7.

Die Stützenbedingungen werden in beiden Fällen ebenso wie die Bedingungen der relativen Bewegung zweier Gebilde durch Stützenstäbe idealisiert und durch Lager, Gelenke und Führungen verschiedener Ausführung konstruktiv verwirklicht, die im Räume 1 bis 6 Bindungen, also 5 bis 0 Freiheitsgrade, in der Ebene 1 bis 3 Bindungen, also 2 bis 0 Freiheitsgrade bedeuten können (Abb. 7). Wird das tragende Gebilde unmittelbar auf den Baugrund abgestützt, so tritt an Stelle der Stützung in Punkten die Stützung in Flächen. Sie wirkt als starre

oder elastische Einspannung des Bauteils im Erdkörper.

6. Stützkraft.

Wird die Stützung des Körpers oder der Scheibe beseitigt, so ändert sich an dem Formänderungs- und Spannungszustand nichts, wenn die Stützenbedingungen

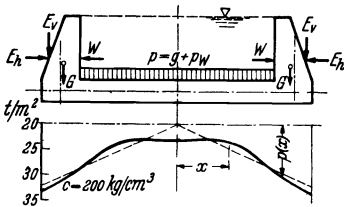


Abb. 8.

durch Kräfte erfüllt werden, die mit der Belastung des Bauteils im Gleichgewicht stehen, ohne bei einer virtuellen Bewegung der Scheibe Arbeit zu leisten. Jedes bewegliche Lager einer Scheibe wird dann durch eine Stützkraft ersetzt, deren Richtung mit der Bahnnormalen der Führung zusammenfällt. Jedes Gelenk entspricht einer beliebig gerichteten, durch den Gelenkpunkt gehenden Stützkraft mit zwei unabhängigen Komponenten. Jede Einspannung kann durch ein Moment

und eine Kraft ersetzt werden. An die Stelle einer Flächenstützung tritt eine Flächenkraft $p(x, y) dF$. Die Spannungen $p(x, y)$ oder $p(x)$ werden entweder nach dem Geradliniengesetz verteilt angenommen oder der dem Flächenteilchen zugeordneten Einsenkung w der stützenden Ebene proportional gesetzt: $p(x) = cw(x)$. c in kg/cm^3 führt die Bezeichnung Bettungsziffer (Abb. 8).

Die Betrachtung läßt sich für die Abstützung eines räumlichen Gebildes in ähnlicher Weise wiederholen und auf die Verbindung von Ketten ebener und räumlicher Gebilde erweitern. Die Zahl der Bindungen, also auch die Anzahl

der Stützen- und Verbindungsstäbe, ist daher identisch mit der Anzahl der Stütz- und Verbindungskräfte, die zu den eingepprägten, am abgestützten Tragwerk angreifenden Kräften hinzuzufügen sind, um die gestützte Kette aus n räumlichen oder ebenen Gebilden durch n freibewegliche Körper oder Scheiben zu ersetzen.

Lasten und Stützkkräfte bilden gemeinsam die Gruppe der äußeren, am Bauteil angreifenden Kräfte. Sie unterliegen den Bedingungen des Gleichgewichtes. Nach diesen sind bei einer räumlichen Gruppe von äußeren Kräften Resultierende und resultierendes Moment der äußeren Kräfte Null, so daß 6 Bedingungen erfüllt sein müssen (9), während bei einer ebenen Gruppe von äußeren Kräften nur 3 Bedingungen (10) vorgeschrieben werden können. Die notwendigen Bedingungen für die statisch bestimmte Berechnung der Stütz- und Verbindungskräfte von n räumlichen Gebilden oder von n Scheiben sind daher

$$t + v = 6n \quad \text{oder} \quad t + v = 3n. \quad (6)$$

Die Anordnung der Stützen- und Verbindungsstäbe muß jedoch endliche oder unendlich kleine Beweglichkeit ausschließen (Abb. 9), die bei einer beliebigen Belastung zu unendlich großen Stütz- und Verbindungskräften führen würde.

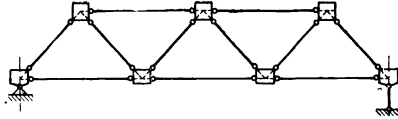


Abb. 9. Scheibenverbindung mit 7 Freiheitsgrade, die nur im Gleichgewicht ist, wenn sich die Stäb-achsen in einem Punkte schneiden und gleichzeitig mit den Wirkungslinien zusammenfallen.

$$t + v + f = 3n; \quad f = \text{Anzahl der Freiheitsgrade.} \\ 3 + 44 + 7 = 3(7 + 11) = 54.$$

7. Belastung.

Der Spannungs- und Verschiebungszustand sind die Folge von äußeren oder inneren Ursachen physikalischer und chemischer Natur oder die Folge von Stützenverschiebungen und falscher Montage. Man unterscheidet nach der Art der Eintragung Massenkkräfte, die wie das Eigengewicht und die Beschleunigungskräfte des D'ALEMBERTSchen Prinzips an die Masse des Bauteils gebunden sind und Flächenkräfte, die als Gewicht der Bauausrüstung oder Nutzlast auf die Oberfläche des Bauteils wirken. Dies geschieht dann unmittelbar oder mittelbar in ausgezeichneten Bereichen der Oberfläche.

Man unterscheidet ferner ruhende Lasten, wie das Eigengewicht des Bauteils und seiner Ausrüstung, zufällige Lasten, wie die Kräfte aus Schnee, Wind, Wasser oder Erdhinterfüllung und bewegliche Lasten, die als Stütz- oder Verkehrslast ihre Lage zum Bauteil ändern. Dies sind dann gleichförmig verteilte, auf die Flächen- oder Streckeneinheit bezogene Kräfte oder Lastenzüge, also Reihen von gleichgerichteten Einzellasten in vorgeschriebenen Abständen mit vorgeschriebener Größe, die sich bei der Bewegung des Lastenzuges relativ zum Tragwerk ebenso wenig ändern wie ihre Richtung (Abb. 45). Mit der Verkehrsbelastung sind in zahlreichen Fällen auch Reibungskräfte verbunden, die beim Anfahren oder Bremsen der Lastenzüge entstehen.

Alle diese Lasten werden als unabhängig von der Zeit angenommen, im Gegensatz zu den periodischen Kräften, die unter Umständen die Formänderung auf Grund der elastokinetischen Eigenschaften des Tragwerks aufschaukeln und dabei das Tragwerk zerstören können. Die Eintragung von kinetischer Energie hat stets Schwingungen und Formänderungsenergie zur Folge.

Zu diesen äußeren Ursachen treten oft noch Eigenspannungen durch Temperaturänderung, Schwinden, Kriechen oder Quellen des Baustoffs; Erscheinungen, die zur Vereinfachung der Untersuchung in jedem Querschnitt konstant oder linear veränderlich angenommen werden.

8. Schnittkraft.

Mit den Bemerkungen unter I, 7 ist die Frage unter I, 1 nach dem Spannungszustand eines Stab- oder Fachwerkes auf den Nachweis der Stütz- und Schnitt-

kräfte in starren oder überstarren Tragwerken zurückgeführt. Bewegliche Tragwerke, die nur bei ausgezeichneter Belastung im Gleichgewicht sind, werden ebenso ausgeschlossen wie Tragwerke mit unendlich kleiner Beweglichkeit. Das-

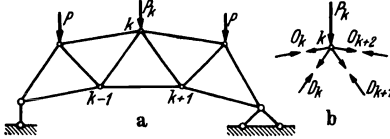


Abb. 10.

selbe gilt in der Regel auch von den Tragwerken mit veränderlicher Gliederung, d. h. mit Bauteilen, welche die ihnen zufallenden Schnittkräfte nicht immer aufzunehmen vermögen. Die Untersuchung bleibt ferner auf Tragwerke beschränkt, deren Verschiebungen im Vergleich zu den Abmessungen der Stabquerschnitte

klein von höherer Ordnung sind, so daß die Rechnung auf das unverzerrte Stabnetz mit

$$l + \Delta l \approx l \quad \text{und} \quad \alpha + \Delta \alpha \approx \alpha \quad (7)$$

bezogen werden kann. Ohne diese Voraussetzung ändert sich die statische Untersuchung grundsätzlich.

Das starre oder überstarre Stab- oder Fachwerk bleibt also bei der Belastung, von verschwindend kleinen elastischen Verschiebungen abgesehen, in Ruhe. Daran

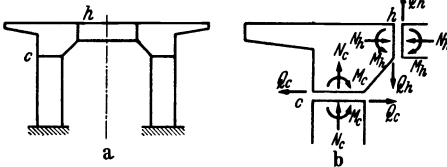


Abb. 11.

ändert sich nichts, wenn Teile des Tragwerks, also Knotenpunkte, Knotenscheiben, Stäbe und differentiale Abschnitte der Stäbe oder ganze Teile des Tragwerks durch Rund- oder Querschnitte abgetrennt werden und die an beiden Ufern dieser Schnitte vorhandenen inneren Kräfte

$$N_x = \int \sigma_x dF, \quad M_y = \int \sigma_x z dF, \quad Q_z = \int \tau_{xz} dF \quad (8)$$

als äußere Kräfte zur Erhaltung des Gleichgewichts des Abschnitts mitwirken. Das gestützte Stab- oder Fachwerk wird auf diese Weise zum freien Stab- oder

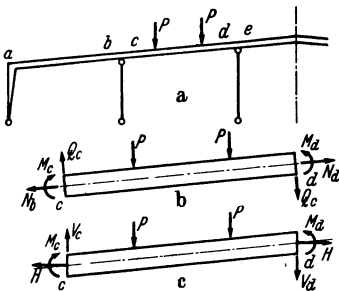


Abb. 12.

Fachwerk, der einzelne Bauteil, der differentiale Abschnitt oder die Knotenscheibe zur freien Scheibe, der Stabknoten zum freien Punkt, an welchen die äußeren Kräfte, also die eingepägten Kräfte, die

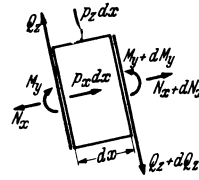


Abb. 13.

Stützkräfte und die Schnittkräfte im Gleichgewicht sind (Abb. 10—13). Auf diese Weise werden die Bedingungsgleichungen für die Berechnung der nach Lage, Richtung und Richtungssinn definierten Schnittkräfte erhalten. Die statische Untersuchung besteht also zunächst in der geeigneten Formulierung der Gleichgewichtsbedingungen, um jede unbekannte Schnittkraft nach Möglichkeit unabhängig angeben zu können.

9. Gleichgewichtsbedingungen an frei beweglichen Körpern, Scheiben und Punkten.

Werden die Komponenten der äußeren Kräfte R_i bei räumlicher Anordnung mit K_{ix}, K_{iy}, K_{iz} und die Momente der Kraft R_i , bezogen auf die drei Achsen eines rechtwinkligen Koordinatensystems mit M_{ix}, M_{iy}, M_{iz} bezeichnet (Abb. 14), so ist Gleichgewicht vorhanden, wenn

$$\left. \begin{aligned} \Sigma K_{ix} &= 0, & \Sigma K_{iy} &= 0, & \Sigma K_{iz} &= 0 \\ \Sigma M_{ix} &= 0, & \Sigma M_{iy} &= 0, & \Sigma M_{iz} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Diese 6 linearen Gleichungen gestatten, 6 darin enthaltene unbekannte Stütz- oder Schnittkräfte zu berechnen. Um die algebraische Aufgabe zu vereinfachen, werden jedoch in der Regel an Stelle der Koordinatenachsen ausgezeichnete Bezugsachsen gewählt, mit denen jede unbekannte Kraft unabhängig von den übrigen angegeben werden kann.

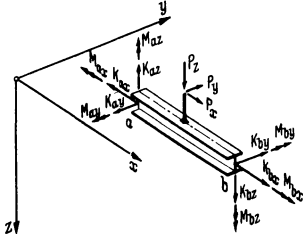


Abb. 14.

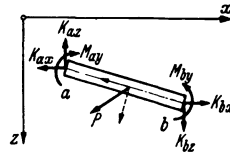


Abb. 15.

Bei einer ebenen Kräftegruppe, die mit der x, z -Ebene zusammenfallen soll (Abb. 15), gelten allein die Bedingungen

$$\Sigma K_{ix} = 0, \quad \Sigma K_{iz} = 0, \quad \Sigma M_{iy} = 0. \quad (10)$$

Das Moment M_{iy} der Kraft R_i in bezug auf die y -Achse ist gleichbedeutend mit dem Moment in bezug auf den Ursprung O des Koordinatensystems. Die 3 voneinander unabhängigen Bedingungen (10) lassen sich durch 3 andere ersetzen,

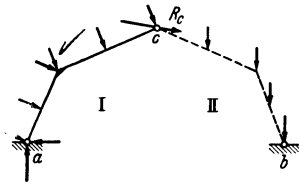


Abb. 16.

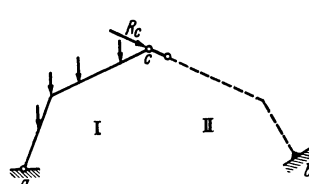


Abb. 17.

nach denen das Moment aller äußeren Kräfte R_i in bezug auf 3 beliebige Punkte A, B, C der Ebene, die nicht in einer Geraden liegen, Null ist (Abb. 29).

Dienen die Bedingungsgleichungen zur Ermittlung von unbekanntem Stütz- oder Schnittkräften, so werden als Bezugspunkte stets die Schnittpunkte je zweier unbekannter Kräfte gewählt (Kräftezerlegung nach RITTER und CULMANN).

Besitzt ein Stabwerk Gelenke, so ist das Moment der äußeren Kräfte Null, die an dem Tragwerkteil rechts oder links davon angreifen und auf diesen ausgezeichneten Punkt bezogen werden (Abb. 16). Sind zwei Teile eines ebenen Stabwerks gegeneinander durch einen Verbindungsstab abgestützt, so ist nur dann Gleichgewicht vorhanden, wenn das Moment in bezug auf einen Endpunkt des Stabes Null ist und die zum Stab senkrechte Komponente der Resultierenden aller links oder rechts angreifenden äußeren Kräfte verschwindet (Abb. 17).

Besitzen die äußeren Kräfte \mathfrak{R}_i einen gemeinsamen Punkt, so bestehen bei *räumlicher* Zuordnung die Bedingungsgleichungen

$$\sum K_{ix} = 0, \quad \sum K_{iy} = 0, \quad \sum K_{iz} = 0, \quad (11)$$

bei *ebener* Zuordnung

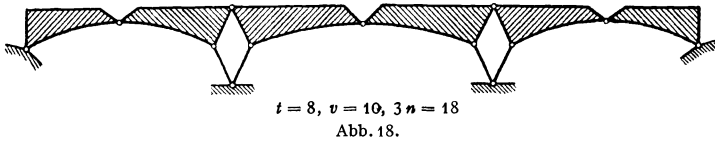
$$\sum K_{ix} = 0, \quad \sum K_{iy} = 0. \quad (12)$$

Danach können die t Stützen- und v Verbindungskräfte einer Kette von n *räumlichen* Gebilden statisch bestimmt und eindeutig angegeben werden, wenn

$$t + v = 6n. \quad (13)$$

Besteht die Kette aus n *einer Ebene* zugeordneten Scheiben (Abb. 18), so ist

$$t + v = 3n. \quad (14)$$



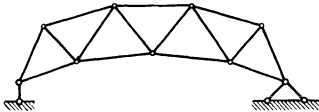
Die Anzahl der Bindungen oder Verbindungsstäbe an einem Gelenk mit r *räumlich* angeschlossenen Gebilden ist $3(r - 1)$ und an einem Gelenk mit r Scheiben $2(r - 1)$. Die s Stabkräfte eines *räumlichen* Fachwerks mit k Knotenpunkten sind eindeutig und statisch bestimmt, wenn

$$s + t = 3k. \quad (15)$$

Handelt es sich um ein *ebenes* Fachwerk mit k Knotenpunkten (Abb. 19), so lautet die Bedingung

$$s + t = 2k. \quad (16)$$

Die Gleichungen sind in jedem Falle linear, so daß alle Stütz- oder Schnittkräfte durch Superposition der den einzelnen Belastungsanteilen zugeordneten Beiträge berechnet werden können.



$$+s + t = 2k; \quad 15 + 3 = 18$$

Abb. 19.

$$K_n = \sum K_{nm} P_m. \quad (17)$$

Die Auflösung eines jeden Ansatzes liefert

$$K_n = D_n/D. \quad (18)$$

Die Nennerdeterminante D ist unabhängig von der vorgeschriebenen Belastung und nur von der Zuordnung der unbekanntnen Stütz- oder Schnittkräfte abhängig. Mit $D = 0$ ist $K_n = \infty$, eine Eigenschaft, die kinematisch unendlich kleine Beweglichkeit bedeutet und nur durch Änderung des Tragwerks verschwindet (Abb. 6).

Um diese Aufgaben graphisch zu lösen, wird die Resultierende aus der Belastung jeder Scheibe durch Kraft- und Seileck gebildet. Flächenkräfte erscheinen dabei als äquivalente Einzelkräfte. (Abschn. Mechanik). Die Stütz- und Verbindungskräfte ergeben sich aus einer Zerlegung der Resultierenden nach vorgeschriebenen Richtungen (CULMANSsche Kräftezerlegung) (Abb. 20, 21, 22). Damit sind auch die Schnittkräfte bekannt. Sie werden bei geneigten Stützkräften durch eine Mittelkraftlinie in Verbindung mit dem zugeordneten Krafteck bestimmt. Dasselbe geschieht bei parallelen äußeren Kräften nach Ergänzung der vorliegenden Gruppe $P_1 \dots P_5$ durch zwei gleich große, entgegengesetzt gerichtete Kräfte S_0, S_0 , die an einem ausgezeichneten Punkt angreifen, ohne also das vorgeschriebene Kräftebild zu ändern (Abb. 23, 24).

An unbelasteten Scheiben bilden die Stütz- und Verbindungskräfte eine Gleichgewichtsgruppe. Hieraus ergeben sich ihre Richtungen (Abb. 31). Die sym-

metrische oder antimetrische Belastung symmetrisch ausgebildeter Scheiben bedeutet auch Symmetrie oder Antimetrie der Stütz- und Schnittkräfte.

Sind mehrere Scheiben einer statisch bestimmten Kette belastet, so werden zunächst die anteiligen Stützkräfte aus der Belastung einer Scheibe bestimmt

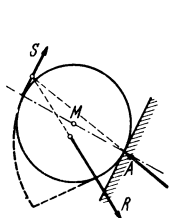


Abb. 20.

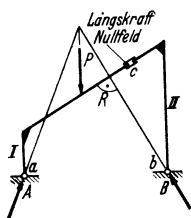


Abb. 21.

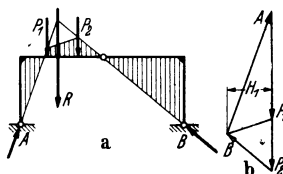


Abb. 22.

und die Teilergebnisse später durch Superposition zusammengefaßt. Die Stützkräfte lassen sich aber auch unmittelbar angeben, wenn die vorgeschriebene

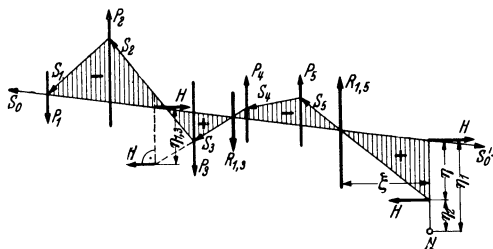


Abb. 23.

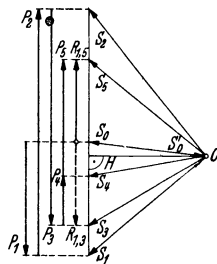


Abb. 24.

$$R = S_0 + \sum_1^5 P_k + S'_0 = S_6 + S'_0; \quad M = R\xi = H\eta_1 - H\eta_2; \quad M = H \cdot \eta.$$

Belastung einer Scheibe durch 2 äquivalente Kräfte ersetzt wird, die in den Anschlußpunkten der Scheibe angreifen (Abb. 175, 176).

Die graphische Ermittlung der Stabkräfte in Fachwerken besteht im allgemeinen in der Zerlegung einer Kraft nach 2 vorgeschriebenen Richtungen in der Ebene oder nach 3 vorgeschriebenen Richtungen im Raum. Die Wiederholung dieser Grundaufgabe liefert Kräftepläne, deren zweckmäßige Anordnung in I, 14 beschrieben wird.

10. Gleichgewichtsbedingungen an beweglichen Scheibenketten.

Unter Umständen ist es notwendig oder zweckmäßig, einzelne ausgezeichnete Stütz- und Schnittkräfte unabhängig von den übrigen zu berechnen. Diese werden dann an den beiden Ufern des Querschnitts als äußere Kräfte betrachtet. Sie wirken an einem Tragwerk, welches die dem Betrag Null der ausgezeichneten Schnittkraft zugeordneten statischen Eigenschaften konstruktiv verwirklicht. Ist also das Biegemoment Null, so wird der Schwerpunkt des Querschnitts zum Gelenk (Abb. 25). Ist eine Längskraft Null, so wird der Querschnitt zum Längskraft-Nullfeld (Abb. 26). Ist die Querkraft Null, so entsteht im Querschnitt ein Querkraft-Nullfeld (Abb. 27). Das starre oder überstarre Stab- oder Fachwerk wird auf diese Weise zu einem beweglichen Gebilde, an welchem neben eingepprägten Kräften einzelne Schnittkräfte an beiden Ufern der Querschnitte als Doppelkräfte angreifen. Diese halten das bewegliche Gebilde im Gleichgewicht.

müssen also in Verbindung mit den eingprägten Kräften \mathfrak{P} ebenfalls die Gleichgewichtsbedingungen erfüllen, die in diesem Falle nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen angeschrieben werden. Auf diese Weise entstehen in dem abgeänderten Tragwerk ebenso viele Bedingungsleichungen, als Freiheitsgrade vorhanden sind. Sie lauten für den Bewegungszustand (J)

$$A_J = \Sigma \mathfrak{P}_k \cdot \delta s_{i,k} + \Sigma M_r \cdot \delta \varphi_{i,r} = 0. \quad (19)$$

Dabei bedeuten die \mathfrak{P}_k Lasten, Stützkräfte oder Schnittkräfte, die M_r eingprägte Kräftepaare oder Schnittkräfte.

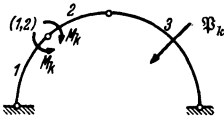


Abb. 25.

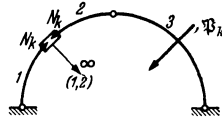


Abb. 26

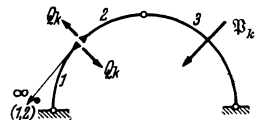


Abb. 27.

Die virtuellen Verschiebungen sind im Vergleich zu den Abmessungen des Tragwerks verschwindend klein und werden zur graphischen Untersuchung ihrer Abhängigkeit durch Division mit dem Zeitdifferential dt zu Geschwindigkeiten v_R , $\bar{\omega}_r$ und damit zu endlichen Größen, deren Maßstab von demjenigen des Stabnetzes unabhängig ist.

11. Geschwindigkeitszustand zwangläufiger Scheibenketten.

Die virtuellen Verschiebungen werden in der Regel für zwangläufige Stabverbindungen aufgestellt. In diesem Falle ist die Geschwindigkeit eines Punktes der Größe nach frei wählbar. Die Geschwindigkeiten der übrigen Angriffspunkte

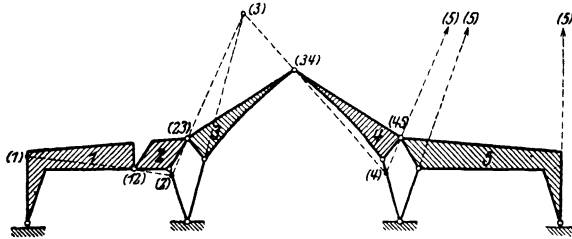


Abb. 28. Polplan einer aus 5 Scheiben bestehenden kinematischen Kette.

der äußeren Kräfte werden entweder aus der Polkonfiguration der zwangläufigen Kette abgeleitet oder als gedrehte Geschwindigkeiten ermittelt. Die Bewegung einer kinematischen Kette ist bestimmt durch die Drehung jeder Scheibe k um ein Momentanzentrum der ruhenden Ebene, den Hauptpol (h), und durch die gegenseitige Drehung zweier Scheiben i und k um ein Momentanzentrum der relativen Bewegung, den Nebenpol (ik) (Abb. 28). Der Polplan wird mit den folgenden Sätzen entwickelt:

1. Die Hauptpole (i) und (h) zweier Scheiben liegen mit ihrem gemeinsamen Nebenpol (ik) auf einer Geraden.

2. Die Nebenpole (hi), (ik), (kh) dreier Scheiben liegen auf einer Geraden.

Die Geschwindigkeiten aller Punkte einer starren Scheibe sind ihren Abständen vom Hauptpol verhältnismäßig. Um diese geometrische Eigenschaft zur Darstellung eines Geschwindigkeitsplanes zu verwenden, wird der Geschwindigkeitsvektor um 90° im Sinne des Uhrzeigers gedreht, so daß sich alle gedrehten Geschwindigkeiten im Hauptpol der Scheibe schneiden. Hieraus ergibt sich die Lösung der Teilaufgabe, die Geschwindigkeit des Nebenpols zweier Scheiben aus

den Geschwindigkeiten je eines Punktes der beiden Scheiben zu finden (Abb. 44). Bei Verwendung von gedrehten Geschwindigkeiten erhält der Arbeitsausdruck $\Sigma \mathfrak{P}_k \cdot v_k$ des Prinzips der virtuellen Verrückungen die Bedeutung des Momentes der äußeren Kräfte in bezug auf die Spitzen der gedrehten Geschwindigkeiten.

B. Spannungszustand

in statisch bestimmten ebenen Stab- und Fachwerken.

12. Stützkkräfte einer Scheibe.

R ist in Abb. 29 die Resultierende einer vorgeschriebenen Belastung, die analytisch oder graphisch durch Kraft- und Seileck bestimmt wird.

Analytische Lösung. Das Moment der Kräfte A und R für den Schnittpunkt a der Kräfte C und B ist Null usw.

Graphische Lösung. Kräftezerlegung nach CULMANN, mit

$$\begin{aligned} R \hat{+} L_2 \hat{+} B &= 0, \\ A \hat{+} C &= L_2 \quad \text{also} \\ R \hat{+} A \hat{+} B \hat{+} C &= 0 \quad \text{oder} \\ R \hat{+} L_1 \hat{+} A &= 0 \quad \text{und} \\ R \hat{+} L_3 \hat{+} C &= 0. \end{aligned}$$

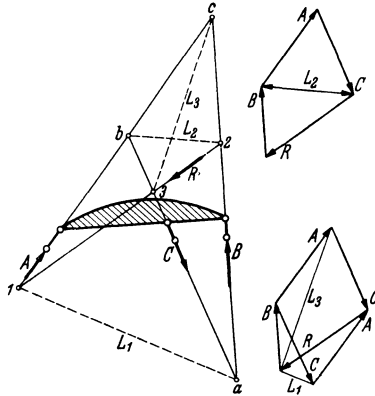
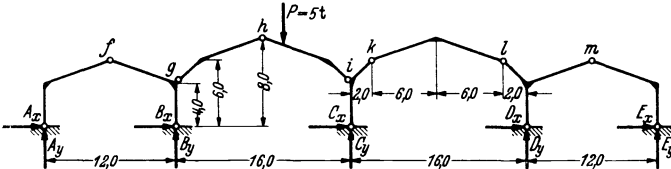


Abb. 29.

13. Stütz- und Verbindungskräfte einer Scheibenkette.

Die 10 Stützkkräfte in Abb. 30 gehören zu den äußeren Kräften einer freien Kette mit 8 Scheiben, die sich bei Gleichgewicht auch nicht relativ zueinander



$$\begin{aligned} \text{Momente für } j &: -6,0 A_x + 6,0 A_y &= 0 \\ \text{Momente für } g &: -4,0 A_x + 12,0 A_y - 4,0 B_x &= 0 \\ \text{Momente für } h &: -8,0 A_x + 20,0 A_y - 8,0 B_x + 8,0 B_y &= 0 \\ \text{Momente für } i \text{ (Kräfte links vom Schnitt)} &: -4,0 A_x + 28,0 A_y - 4,0 B_x + 16,0 B_y = +5,0 \cdot 6,0 \\ \text{Momente für } i \text{ (Kräfte rechts vom Schnitt)} &: -4,0 D_x - 16,0 D_y - 4,0 E_x - 28,0 E_y &= 0 \\ \text{Momente für } k &: -6,0 D_x - 14,0 D_y - 6,0 E_x - 26,0 E_y &= 0 \\ \text{Momente für } l &: -6,0 D_x - 2,0 D_y - 6,0 E_x - 14,0 E_y &= 0 \\ \text{Momente für } m &: -6,0 E_x - 6,0 E_y &= 0 \\ \text{Momente für } e &: +56,0 A_y + 44,0 B_y + 28,0 C_y + 12,0 D_y &= +5,0 \cdot 34,0 \\ \text{Summe der waagerechten Kräfte: } &A_x + B_x + C_x + D_x + E_x &= 0. \end{aligned}$$

Abb. 30.

bewegen. Daher treten zu den 3 Gleichgewichtsbedingungen für die äußeren Kräfte noch 7 unabhängige Bedingungen, welche die relative Drehung einzelner Scheiben oder Kettenteile ausschließen.

Die Abb. 31 gibt die graphische Lösung nach den Bemerkungen auf S. 222 wieder. Sie enthält ferner die Mittelkraftlinie, die in Verbindung mit den Komponenten H_1 bis H_4 die Biege- oder Kernmomente liefert. Die allgemeine Verwendung der Mittelkraftlinie zur Bestimmung der Schnittkräfte in Verbindung

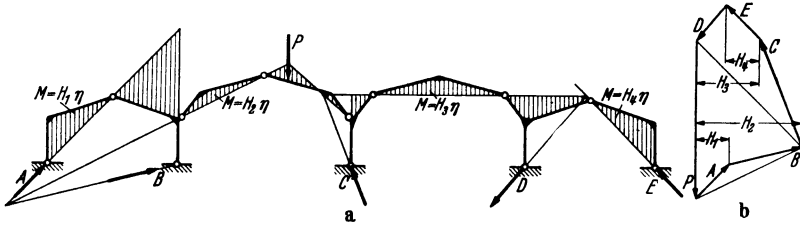


Abb. 31.

mit den positiven Definitionen der Schnittkräfte N , M und Q in Abb. 4 zeigt Abb. 32. Danach ist mit \bar{H}_k als waagerechter Projektion der Mittelkräfte \bar{R}_k , $M_k + \bar{H}_k \cdot \eta_k = 0$. Sind die Stützen- oder Verbindungskräfte eines Stabes und

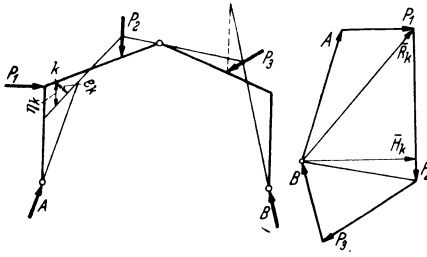


Abb. 32. $\bar{R}_k e_k = \bar{H}_k \eta_k$.

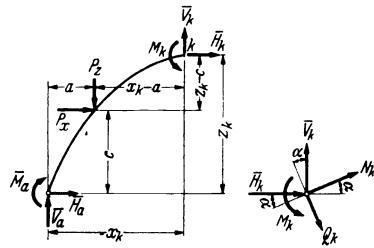


Abb. 33.

damit auch die Resultierende $\bar{R}_k = \bar{V}_k + \bar{H}_k$ aller äußeren Kräfte links von einem Querschnitt k und deren Angriffsmoment \bar{M}_k in bezug auf einen ausgezeichneten Punkt des Querschnitts k (Schwerpunkt), k_i , k_a (Kernpunkte der x -Achse) bekannt, so lassen sich die Schnittkräfte N_k , Q_k , M_k

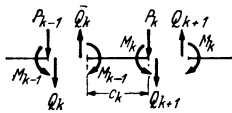


Abb. 34.

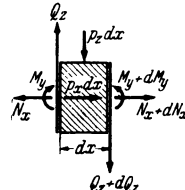


Abb. 35.

aus den Gleichgewichtsbedingungen angeben (Abb. 33).

$$\left. \begin{aligned} \bar{H}_k &= \bar{H}_a + \sum_k P_x, & \bar{V}_k &= \bar{V}_a - \sum_k P_z, \\ M_k &= \bar{M}_k = \bar{V}_a x_k - \bar{H}_a z_k - \sum_k P_x (x_k - a) - \sum_k P_x (z_k - c) + \bar{M}_a \\ Q_k &= \bar{Q}_k = -\bar{H}_k \sin \alpha_k + \bar{V}_k \cos \alpha_k, & N_k &= \bar{N}_k = -\bar{H}_k \cos \alpha_k - \bar{V}_k \sin \alpha_k. \end{aligned} \right\} (20)$$

Die Gleichgewichtsbedingungen für einen durch Querschnitte mit Einzel-lasten begrenzten Stabteil nach Abb. 34 führen zur schrittweisen Berechnung der Schnittkräfte:

$$Q_k = Q_{k-1} - P_{k-1}, \quad M_k = M_{k-1} + (Q_{k-1} - P_{k-1}) c_k = M_{k-1} + Q_k c_k. \quad (21)$$

Ähnliche Betrachtungen wie für (21) gelten nach Abb. 35 auch für den differentialen Stababschnitt dx :

$$\frac{dQ(x)}{dx} = -p_x(x); \quad \frac{dN(x)}{dx} = -p_x(x); \quad \frac{dM(x)}{dx} = Q(x); \quad \frac{d^2M(x)}{dx^2} = -p_x(x). \quad (22)$$

Nach dieser Definition ist die Querkraft Q bei einer Zunahme von M positiv und das Biegemoment ein Größtwert für Querschnitte mit $Q = 0$. Die Lösung der Differentialgleichung dient zur Berechnung der Schnittkräfte bei stetigen Funktionen $p_x = p_x(x)$.

14. Stabkräfte des Fachwerks.

a) Analytische Lösung. Um die 3 Stabkräfte O_{k+1} , D_k , U_k zu berechnen, welche durch einen Querschnitt $t-t$ äußere Kräfte eines Abschnitts sind, werden

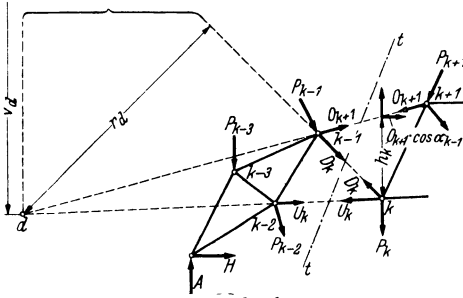


Abb. 36.

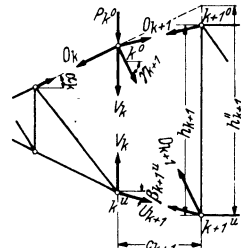


Abb. 37.

wieder die Angriffsmomente \bar{M}_k aller äußeren Kräfte links oder rechts vom Querschnitt $t-t$ in bezug auf den Schnittpunkt von zwei dieser Stabkräfte gebildet, so daß die dritte unmittelbar angegeben werden kann. In ähnlicher Weise lassen sich auch die anderen Bedingungen für das Gleichgewicht der äußeren Kräfte an einem Abschnitt oder an einzelnen Stabknoten des Fachwerks verwenden (Abb. 36, 37). Auf diese Weise entstehen Rechenvorschriften nach Tabelle 1 zur statischen Untersuchung von Fachwerken mit den üblichen Bauformen.

Tabelle 1. Stabkräfte in Fachwerken.

Strebenfachwerk, allgemeine Struktur (Abb. 38a).

$$U_k = + \sec \beta_k \frac{M_{k-1}}{h_{k-1}},$$

$$O_{k+1} = - \sec \alpha_{k+1} \frac{M_k}{h_k},$$

$$D_k = + \sec \gamma_k \left(\frac{M_k}{h_k} - \frac{M_{k-1}}{h_{k-1}} - H_k \right),$$

$$D_{k+1} = - \sec \gamma_{k+1} \left(\frac{M_{k+1}}{h_{k+1}} - \frac{M_k}{h_k} + H_{k+1} \right).$$

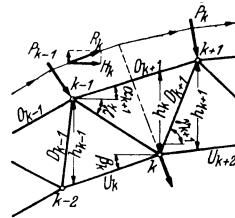


Abb. 38a.

Tabelle 1 (Forts.).

Strebenfachwerk, waagerechte Gurte.

$$U_k = + \frac{M_k - 1}{h}, \quad D_k = + \frac{Q_k}{\sin \gamma_k},$$

$$O_{k+1} = - \frac{M_k}{h}, \quad D_{k+1} = - \frac{Q_k + 1}{\sin \gamma_{k+1}}$$

Ständerfachwerk, allgemeine Struktur (Abb. 38b).

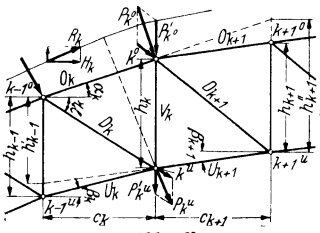


Abb. 38b.

$$U_{k+1} = + \sec \beta_{k+1} \frac{M_k^o}{h_k}, \quad O_k = - \sec \alpha_k \frac{M_k^u}{h_k},$$

$$D_k = + \sec \gamma_k \left(\frac{M_k^u}{h_k} - \frac{M_k^o - 1}{h_k - 1} - H_k \right),$$

$$V_k = + P_k^u - \frac{h_k - 1}{c_k} \left[\frac{M_k^o}{h_k} \frac{h_k' - 1}{h_k - 1} - \frac{M_k^o - 1}{h_k - 1} \right],$$

$$= - P_k^o \frac{h_k + 1}{c_{k+1}} \left[\frac{M_k^u}{h_k + 1} - \frac{M_k}{h_k} \frac{h_k'' + 1}{h_k + 1} \right].$$

Ständerfachwerk, waagerechter Obergurt (Abb. 38c).

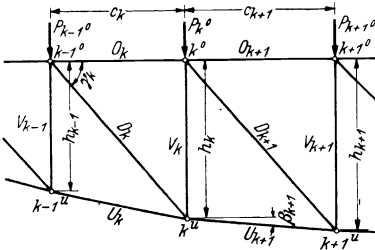


Abb. 38c.

$$U_{k+1} = + \sec \beta_{k+1} \frac{M_k^o}{h_k}, \quad O_k = - \frac{M_k^u}{h_k},$$

$$D_k = + \sec \gamma_k \left(\frac{M_k^u}{h_k} - \frac{M_k^o - 1}{h_k - 1} - H_k \right),$$

$$V_k = - P_k^o - \frac{h_k + 1}{c_{k+1}} \left[\frac{M_k^u}{h_k + 1} - \frac{M_k^u}{h_k} \right].$$

Ständerfachwerk, waagerechter Untergurt (Abb. 38d).

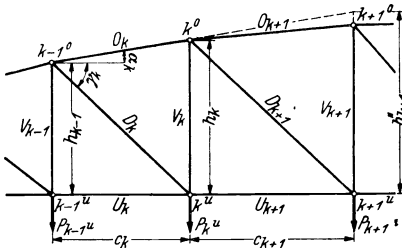


Abb. 38d.

$$U_{k+1} = + \frac{M_k^o}{h_k}, \quad O_k = - \sec \alpha_k \frac{M_k^u}{h_k},$$

$$D_k = + \sec \gamma_k \left(\frac{M_k^u}{h_k} - \frac{M_k^o - 1}{h_k - 1} - H_k \right),$$

$$V_k = + P_k^u - \frac{h_k - 1}{c_k} \left[\frac{M_k^o}{h_k} - \frac{M_k^o - 1}{h_k - 1} \right],$$

Tabelle 1 (Forts.).

Ständerfachwerk, waagerechte Gurte (Abb. 38e).

$$U_{k+1} = + \frac{M_k^o}{h}, \quad O_k = - \frac{M_k^u}{h},$$

$$D_k = + \frac{Q_k}{\sin \gamma_k}, \quad V_k = -Q_k + P_k^u.$$

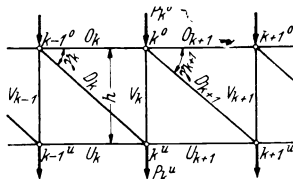


Abb. 38e.

K-Fachwerk (Abb. 38f). Allgemeine Struktur.

$$U_k = + \sec \beta_k \frac{M_{k-1}^o}{h_{k-1}}, \quad O_k = - \sec \alpha_k \frac{M_{k-1}^u}{h_{k-1}},$$

$$D_{1k} = \sec \gamma_1 k \left[P_k^{u,u} + \frac{M_k^o}{h_k} - \frac{M_{k-1}^o}{h_{k-1}} \right],$$

$$D_{2k} = \sec \gamma_2 k \left[P_k^{o,o} - \frac{M_k^u}{h_k} + \frac{M_{k-1}^u}{h_{k-1}} \right],$$

$$V_{1k} = + P_k^u - \frac{h_1(k-1)}{c_k} \left[\frac{M_k^o}{h_k} \frac{h_1'(k-1)}{h_1(k-1)} - \frac{M_{k-1}^o}{h_{k-1}} \right],$$

$$V_{2k} = - P_k^o + \frac{h_2(k-1)}{c_k} \left[\frac{M_k^u}{h_k} \frac{h_2'(k-1)}{h_2(k-1)} - \frac{M_{k-1}^u}{h_{k-1}} \right].$$

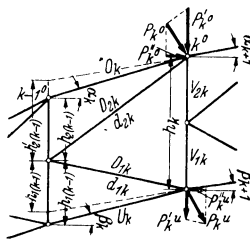


Abb. 38f.

K-Fachwerk, waagerechte Gurte.

$$U_k = + \frac{M_{k-1}^o}{h}, \quad O_k = - \frac{M_{k-1}^u}{h}$$

$$D_{1k} = + \frac{d_1 k}{h} Q_k, \quad D_{2k} = - \frac{d_2 k}{h} Q_k,$$

$$V_{1k} = - \frac{h_1 k - 1}{h} Q_k + P_k^u, \quad V_{2k} = + \frac{h_2 k - 1}{h} Q_k - P_k^o.$$

b) Graphische Lösung. Die Lösung besteht in der Zerlegung der Resultierenden R_t aller äußeren Kräfte links von einem Schnitt $t-t$, die also der Größe, Richtung und Lage nach bekannt sein muß. Diese Voraussetzung ist durch eine Mittelkraftlinie für alle Querschnitte erfüllt. In Abb. 39a ist R_t in 3 verschiedenen Arten nach den Stabachsen von O , U und D derart zerlegt worden, daß die 4 Kräfte ein geschlossenes Kräfteck bilden. Die 3 verschiedenen Lösungen bieten Gelegenheit zur Nachprüfung der Ergebnisse ($a \parallel a'$, $b \parallel b'$, $c \parallel c'$).

Bei ungünstigen Schnitten zugeordneter gerader Linien wird R_t nach Abb. 39b durch eine äquivalente Kräftegruppe $R_t' \hat{+} R_t''$ ersetzt und jede Teilkraft nach den 3 Stabachsen derart zerlegt, daß

$$R_t' \hat{+} O' \hat{+} D' = 0 \quad \text{und} \quad R_t'' \hat{+} U'' \hat{+} D'' = 0.$$

Da $O'' = 0$ und $U' = 0$, liefert die Superposition der Teilergebnisse $O = O'$, $U = U''$, $D = D' + D''$. Die Nachprüfung der Lösung besteht in der Forderung (R_t, O, U, D) $\equiv 0$.

In anderen Fällen, insbesondere bei parallelen äußeren Kräften wird nicht die Resultierende R_t , sondern die Stützkraft A und die Resultierende der Knotenlasten Q_t getrennt nach den 3 Stabachsen zerlegt, so daß

$$(A, O', U', D') \equiv 0, \\ (Q_t, O'', U'', D'') \equiv 0.$$

Da $(A, Q_t) \equiv R_t$, ist auch $O = O' + O''$, $U = U' + U''$, $D = D' + D''$.

Ist jedoch bei einer statischen Untersuchung nach allen Stabkräften eines Fachwerks gefragt, so werden die Knotenpunkte J einzeln durch Rundschnitte abgetrennt und die Stabkräfte als äußere Kräfte an freien Punkten J betrachtet, die im Gleichgewicht sind. Der Richtungssinn wird dabei zunächst angenommen und in der

Regel als Zugkraft definiert, so daß ein negatives Rechenergebnis eine Druckkraft bedeutet. Auf diese Weise entstehen $2k$ Bedingungsgleichungen von der Form

$$P_J \cos \varphi_J + \sum_J S \cos \alpha = 0, \quad P_J \sin \varphi_J + \sum_J S \sin \alpha = 0. \quad (23)$$

Der Ansatz läßt sich in der Regel schrittweise lösen, so daß stets 2 unbekannte Stabkräfte aus 2 Gleichungen erhalten werden. Die Rechnung bedeutet graphisch

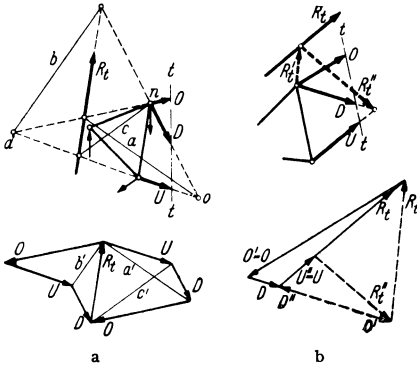


Abb. 39.

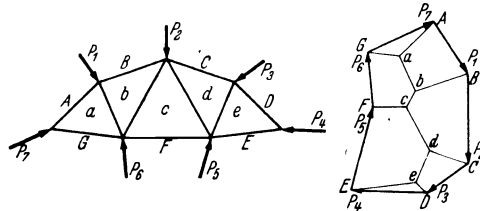


Abb. 40.

die Zerlegung einer Kraft, bestehend aus der Knotenlast P_i und der Summe der *bekannt* Stabkräfte am Knoten J nach den Richtungen der beiden *unbekannt* Stabkräfte am Knoten J . Der Umlaufsinn des geschlossenen Kräftezuges bestimmt das Vorzeichen der unbekannt Stabkräfte (Zug +, Druck -). Die Wiederholung dieser Aufgabe für jeden Fachwerkknoten führt zum Cremonaplan, der jede Stabkraft nur einmal enthält. In diesem Falle müssen zunächst alle am Fachwerk angreifenden äußeren Kräfte derart in einem geschlossenen Kräfteck aneinandergereiht werden, wie sie bei einer Umrundung des Umfanges, also des Gurtstabszuges, der Reihe nach angreifen. Dasselbe gilt von den äußeren Kräften an jedem freien Stabknoten (Abb. 40).

Der Kräfteplan wird auf diese Weise reziprok zum Lageplan, da jede Kraft darin als Strecke nur einmal enthalten ist, da ferner jedem Knotenpunkt des Fachwerks ein geschlossenes Kräfteck des Kräfteplans und jedem Eckpunkt des Kräfteplans ein geschlossenes Stabeck des Fachwerks zugeordnet ist. Dabei gelten Stabkreuzungen als Stabknoten. Die an dem Fachwerk angreifenden äußeren Kräfte erhalten bei diesem Vergleich die Bedeutung von Stäben, so daß sich geschlossene Innenecke und offene Außenecke unterscheiden lassen.

Werden alle Innen- und Außenecke des Stabnetzes bezeichnet, so kehren die Buchstaben oder Ziffern der jedem Fachwerkknoten zugeordneten Stabecke durch die reziproken Beziehungen als die Eckpunkte des zugeordneten Kräftecks, im Uhrzeigersinn geordnet, wieder. Die Polygonseite wird damit zur gerichteten Stabkraft, welche als äußere Kraft am Knoten ihre Eigenschaft als Zug- oder Druckkraft bestimmt. Daher werden die äußeren Kräfte bei Verwendung der reziproken Beziehungen nach den Buchstaben oder Ziffern der beiden der äußeren Kraft anliegenden Außenecke, die Stabkräfte nach den beiden dem Stab anliegenden Innenecken bezeichnet. Die Reihenfolge der Buchstaben oder Ziffern bestimmt der Uhrzeigersinn am Fachwerkknoten. Reziproke Kräftepläne können daher nur gezeichnet werden, wenn jede äußere Kraft oder jeder Stab nur in 2 Innen- oder Außenecken liegt (Abb. 40).

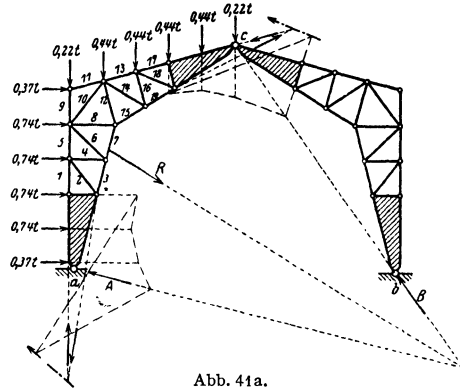


Abb. 41a.

Der Entwicklung eines Cremonaplanes geht stets die analytische oder graphische Berechnung der Stütz- und Verbindungskräfte voraus, so daß bei k Knoten einer Fachwerkscheibe nur $(2k - 3)$ Gleichgewichtsbedingungen

(12) unabhängig voneinander sind. Die Zerlegung beginnt an einem Knoten mit 2 Stäben und wird jeweils an einem Knoten fortgesetzt, der nur 2 unbekannte Stabkräfte zählt. Die Stabkräfte eines unbelasteten Knotenpunktes mit 2 Stäben sind Null. Fallen an einem Knoten mit den drei Stäben s_1, s_2, s_3 zwei Stäbe in eine Gerade, so kann die Knotenlast P nach s_3 und der Resultierenden aus s_1 und s_2 zerlegt und damit also die Stabkraft s_3 eines dreiständigen belasteten Knotens bestimmt werden (Abb. 42).

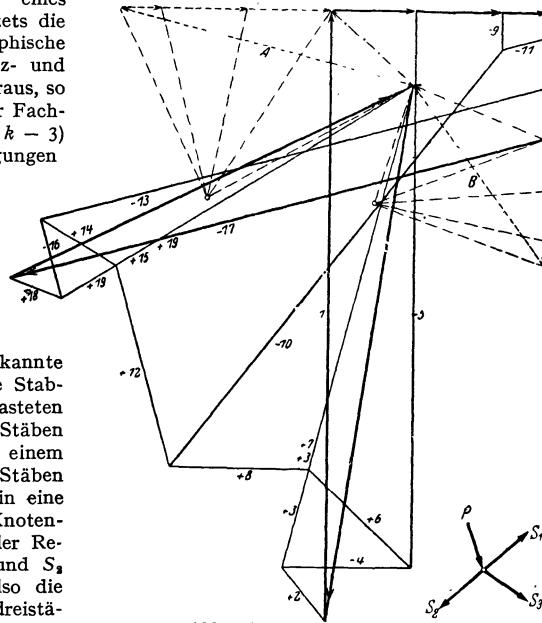


Abb. 41b

Abb. 42.

Da $(2k - 3)$ Bedingungsgleichungen von den $2k$ Gleichungen (12) zur Berechnung der $(2k - 3)$ Stabkräfte einer statisch bestimmten Fachwerkscheibe ausreichen, so stehen am Schluß der Untersuchung drei Kontrollen für die einwandfreie Lösung zur Verfügung. Der Kräfteplan muß sich schließen. Fehler

werden durch einen genügend großen Maßstab des Stabnetzes vermieden, um darnach die Richtungen im Kräfteplan genau genug festlegen zu können.

15. Erweiterung der Annahmen unter 14. in bezug auf Belastung, Stabnetz und Art der statischen Untersuchung.

Äußere Kräfte Q_r , die an Fachwerkstäben r angreifen, werden durch zwei äquivalente Kräfte C_r, C'_r an den benachbarten Knotenpunkten ersetzt. Werden dann die Stabkräfte für diese und die übrigen vorgeschriebenen Knotenlasten P_J bestimmt, so braucht der Spannungszustand des Fachwerks nur noch im Bereich der Stäbe r durch die Anteile aus den äußeren Kräften $Q_r, -C_r, -C'_r$ ergänzt zu werden. Die Wahl der Kräfte C_r, C'_r ist abgesehen von der Bedingung $Q_r \equiv (C_r, C'_r)$, beliebig. Dies lehrt die Eindeutigkeit der Lösung (Abb. 43).

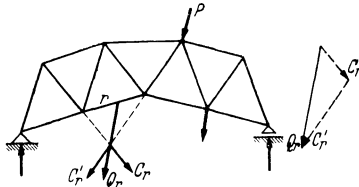


Abb. 43.

Damit ist unter anderen auch der Spannungszustand eines Fachwerks mit Berücksichtigung des Eigengewichts der Fachwerkstäbe oder anderer Massenkraft bestimmt. Dasselbe gilt von Fachwerken, deren Stabachsen zum Teil gekrümmt sind oder nicht mit den Verbindungsgeraden der zugeordneten Knotenpunkte zusammenfallen.

Besteht ein ebenes Tragwerk aus Fachwerk und biegungssteifen Scheiben, so werden im Anschluß an die Berechnung der

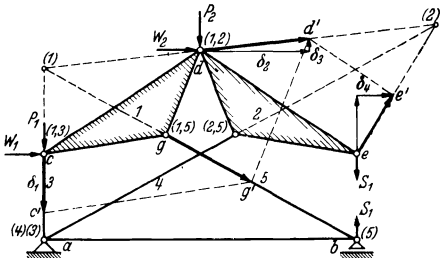


Abb. 44.

Stütz- und Verbindungskräfte zunächst die Stabkräfte zum Anschluß des Fachwerks an die biegungssteifen Scheiben bestimmt (Abb. 41). Mit diesen kann dann ein Kräfteplan nach bekannten Regeln gezeichnet werden.

Einzelne Stabkräfte S_r von Fachwerken können ebenso wie die Schnittkräfte von Stabwerken (20) aus dem Gleichgewicht der äußeren Kräfte an einer kinematischen Kette (r) berechnet werden, in welcher

der Stab r nicht mehr enthalten ist, sondern durch 2 äußere Kräfte S_r ersetzt wird, die mit den übrigen eingepägten Kräften P_J im Gleichgewicht sind. Die Arbeit der Kräfte S_r, P_J ist also bei einer virtuellen Verrückung der Kette (r) Null. Der Bewegungszustand wird auf die Zeiteinheit bezogen und aus der Polfigur der Scheibenketten (r) oder dem zugeordneten Plan der gedrehten Geschwindigkeiten ihrer Knotenpunkte J bestimmt. Nach dem Prinzip der virtuellen Geschwindigkeiten mit

$$A_r = S_r v_r^* + \sum_J (P_{Jx} v_{Jx} + P_{Jz} v_{Jz}) = 0 \tag{24}$$

ist dann das Moment der äußeren Kräfte P_J, S_r bezogen auf die Endpunkte der gedrehten Geschwindigkeiten Null. Die Rechenvorschrift dient zur statischen Untersuchung von Grunddecken. Das sind statisch bestimmte Fachwerke, die keinen Knotenpunkt mit weniger als 3 Stäben enthalten. Sie ist durch Abschnitt 10, 11 und Abb. 44 mit der Berechnung von S_1 erläutert worden.

16. Stütz- und Schnittkräfte bei beweglicher Belastung.

Die bewegliche Belastung eines Tragwerks besteht aus einer Linien- oder Flächenkraft mit konstantem Einheitsvektor oder aus einer Gruppe gleich-

gerichteter Einzellasten P_m mit unveränderlichen Abständen c_m . Sie wechselt im Gegensatz zu einer ruhenden Belastung ihre Lage relativ zum Tragwerk (Abb. 45). Nach dem für den Spannungs- und Verschiebungszustand gültigen Superpositions-gesetz kann jede Schnittkraft oder Verschiebung W_r nach (25) als Funktion der Belastung angesehen werden.

$$W_r = \sum W_{rm} P_m + \int W_{rn} p_n ds. \quad (25)$$

Um daher die Grenzwerte dieser ausgezeichneten Kraftwirkung und die ihnen zugeordnete ungünstigste Stellung der Lasten bestimmen zu können, muß W_{rm} , d. h. die Kraftwirkung W_r für $P_m = 1 t$, als

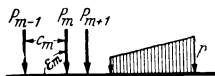


Abb. 45.

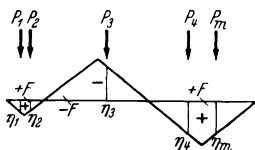


Abb. 46.

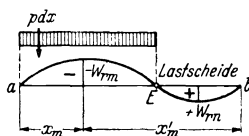


Abb. 47.

Funktion der Abszissen a_m , a'_m des Lastpunktes bekannt sein. Sie heißt Einflußfunktion der Kraftwirkung W_r für eine ausgezeichnete Krafrichtung P_m , ihre geometrische Darstellung die Einflußlinie. Diese kann stetig oder unstetig sein und positive oder negative Ordinaten enthalten. Die Nullstellen sind die Lastscheiden. Sie trennen positive und negative Beitragsstrecken und Einflußflächen F^+ und F^- (Abb. 46, 47).

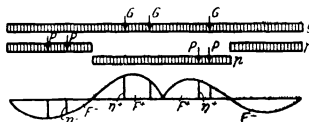


Abb. 48.

Mit $W_{rm} = \eta_m(x)$ und $p(x) = p_0$ ist

$$\left. \begin{aligned} W_r &= \sum P_m \eta_m + \int_{x_1}^{x_2} p \eta dx = \sum P_m \eta_m + p_0 \int_{x_1}^{x_2} \eta dx, \\ W_r &= \sum P_m \eta_m + p_0 F. \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

F ist je nach den Integrationsgrenzen ein Teil oder die Summe der positiven oder negativen Einflußflächen. Um daher die Wirkung einer beweglichen Belastung zu untersuchen, werden die Einflußlinien mit den Ordinaten $W_{rm} = \eta_m$ für alle wesentlichen Komponenten des Spannungs- und Verschiebungszustandes aufgezeichnet. Sie dienen zur Ermittlung der Laststellung mit dem positiven oder negativen Grenzwert W_r . Dies geschieht in der Regel durch einen Versuch mit mehreren Laststellungen, bei welchen die schwersten Lasten den größten Ordinaten der Einflußlinie zugeordnet sind. Trennung und Umordnung eines Lastenzuges z. B. mit Lokomotive Kopf vor Kopf und die Aufstellung der Lastenzüge bei mehrgleisigen Brücken sind stets Gegenstand besonderer Vereinbarung.

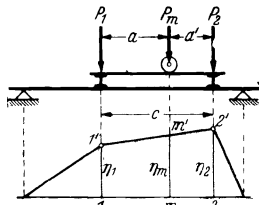


Abb. 49.

Die Grenzwerte jeder Schnittkraft W_r lassen sich dann für eine Gruppe dauernd wirkender Lasten G , g dx und die ungünstigste Stellung der Nutzlast nach (27) anschreiben (Abb. 48):

$$\left. \begin{aligned} \max + W_r &= \sum (G_h \eta_h + G_i \eta_i) + g \sum (F^+ + F^-) + \sum P_m \eta_m^+ + p \sum F^+ \\ \max - W_r &= \sum (G_h \eta_h + G_i \eta_i) + g \sum (F^+ + F^-) + \sum P_m \eta_m^- + p \sum F^- \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

Sie können aber ebenso wie für eine ruhende Belastung unmittelbar berechnet werden. Diese Lösung ist bei statisch bestimmten Schnittkräften aus beweglicher Belastung stets einfacher.

Die Zwischenkonstruktionen zur mittelbaren Eintragung der Lasten, wie die Längs- und Querträger bei Brücken, gelten als einfache Träger, so daß die Einflußlinien zwischen je zwei Querträgern stets gerade Linien sind (Abb. 49).

17. Ungünstigste Laststellung.

Bedeutet W_r die Kraftwirkung bei einer ausgezeichneten Stellung des Lastenzuges und $W_r + dW_r$ die Kraftwirkung bei einer Verschiebung des Lastenzuges um $\pm dx$, so ist W_r ein Grenzwert, wenn dW_r Null ist oder das Vorzeichen bei einer un stetigen Funktion $W_{r,m}$ wechselt. Dies kann aber nur eintreten, wenn eine Last P_k über der ausspringenden Ecke k einer als Vieleck vorgegebenen Einflußlinie steht und die Last P_k bei Rechtsfahrt, der linken Beitragsstrecke zugeordnet, einen positiven Beitrag dW_r , dagegen der rechten Beitragsstrecke zugeordnet, einen negativen Beitrag dW_r , liefert (Abb. 50).

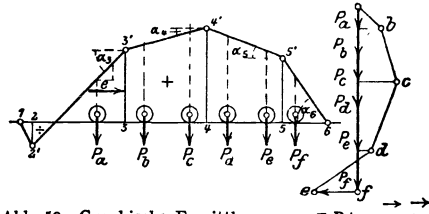


Abb. 50. Graphische Ermittlung von $\sum P \text{tg} \alpha = ef$ durch einen Normalenzug zur Einflußlinie.

$$dW_r = \sum_1^n P_m d\eta_m = dx \sum P_m \text{tg} \alpha_m \lesseqgtr 0.$$

Diese Bedingungen sind bei einer Dreieckseinflußlinie mit $x_i + x'_i = x_n$ und einer Belastung durch $P_1 \dots P_i \dots P_n$ mit

$$\sum_1^{i-1} P_m = \mathfrak{P}_{i-1}, \quad \sum_1^i P_m = \mathfrak{P}_i, \quad \sum_1^n P_m = \mathfrak{P}_n$$

erfüllt, wenn

$$\frac{x_i}{x_n} < \frac{\mathfrak{P}_i}{\mathfrak{P}_n} \quad \text{und} \quad \frac{x_i}{x_n} > \frac{\mathfrak{P}_{i-1}}{\mathfrak{P}_n}. \tag{28}$$

Das Kriterium wird graphisch durch die Ähnlichkeit der in Abb. 51 enthaltenen Dreiecke bestätigt. Dieser Nachweis für ein relatives Maximum W_r gilt auch als Nachweis für das absolute Maximum, wenn der Lastenzug mit den schwersten Lasten in der Nähe der ausspringenden Ecke aufgestellt wird. Sind die Ungleichungen (28) bei der Prüfung einer ungünstigen Laststellung nicht erfüllt, so muß der Lastenzug verschoben, also P_{i-1} über i oder P_{i+1} über i gestellt, und die Untersuchung wiederholt werden. Dabei ändert sich im allgemeinen auch die der Beitragsstrecke x_n zugeordnete Lastensumme \mathfrak{P}_n .

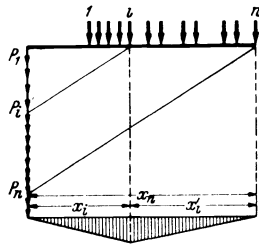


Abb. 51.

Rechenvorschrift. Annahme einer Lastenstellung mit P_i über i , Bildung der Summen $\mathfrak{P}_{i-1}, \mathfrak{P}_i, \mathfrak{P}_n$ und ihrer Quotienten nach (28).

Bei allen Einflußflächen, die sich nicht aus einzelnen Dreiecken zusammensetzen, entscheidet am einfachsten der Vergleich zwischen den Beträgen W_r nach (25) für einzelne ungünstige Laststellungen.

18. Die Einflußlinien statisch bestimmter Stütz- und Schnittkräfte.

Da die statisch bestimmten Stütz- und Schnittkräfte aus den Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet werden, sind die zugeordneten Einflußfunktionen für eine

Last $P_m = 1$ t mit den veränderlichen Abszissen a_m, a'_m des Lastpunktes m linear. Die Einflußlinien bestehen also aus geraden Linien, von denen jede durch zwei ausgezeichnete Ordinaten bestimmt ist. Sie werden in der Regel für die Abszissen $a_m = 0$ oder $l, a'_m = 0$ oder l berechnet und aufgetragen. Umgekehrt lassen sich aber auch die Abszissen e, e' der Lastscheide E mit dem Betrag $W_r m = 0$ analytisch oder geometrisch angeben und verwenden.

Am einfachsten ergeben sich die analytischen Grundlagen der Einflußlinien aus den Bedingungsgleichungen für das Gleichgewicht einer kinematischen Kette mit den Schnittkräften W_r und der über den Lastgurt wandernden Last $P_m = 1$ t als äußeren Kräften. Die Arbeit dieser Kräfte ist bei einer virtuellen Geschwindigkeit der Kette

$$\left. \begin{aligned} W_r v_r^* + P_m v_m &= 0, \\ W_r &= \pm P_m \frac{v_m}{v_r^*}. \end{aligned} \right\} (29)$$

Hierin bedeutet v_r^* die relative Geschwindigkeit der Querschnitte r, v_m die Geschwindigkeit der Punkte m des Lastgurtes. Die Ordinaten der Einflußlinie sind daher die Projektionen der gerichteten Strecken v_m auf die Richtung der wandernden Kraft. Diese lassen sich nach I, 10 leicht aus einem Geschwindigkeitsplan für die zwangläufige

und jedem Gliede der Scheibenkette des Lastgurtes eine Gerade der Einflußlinie zugeordnet ist. Die Ordinaten v_m der Einflußlinie und die relative Geschwindigkeit v_r^* sind daher nur noch von einem Parameter bestimmt. Man verfügt über ihn meist derart, daß $v_r^* = 1$ (Abb. 52).

In einzelnen Fällen kann die Einleitung einer virtuellen Bewegung ohne die Befriedigung der Stützenbedingungen zweckmäßig sein, so daß neben P_m, W_r auch die Stützkkräfte Arbeit leisten. Ihre Einflußlinien müssen also bei der Berechnung der Schnittkräfte bekannt sein. Die Stützenbedingungen lassen sich dann aber auch nachträglich mit einer zweiten Bewegung der Kette ohne die relative Bewegung ihrer einzelnen Teile erfüllen. Die Einflußlinie entsteht also

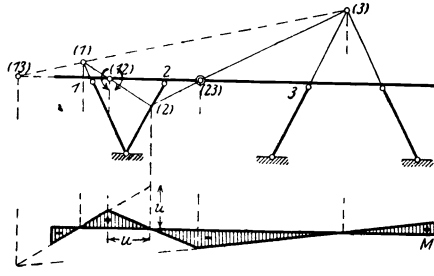


Abb. 52a. Einflußlinie für ein Biegemoment.

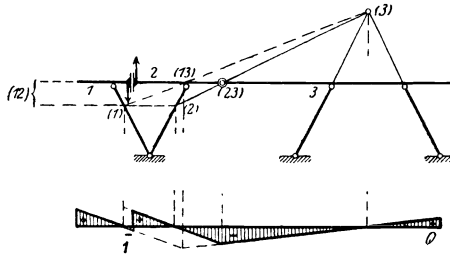


Abb. 52b. Einflußlinie für eine Querkraft.

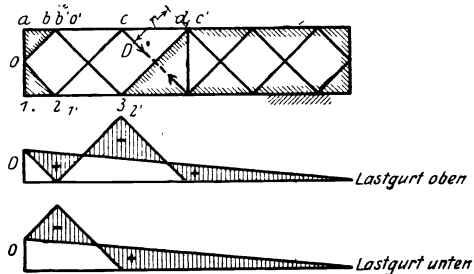


Abb. 53.

durch Überlagerung eines ersten Geschwindigkeitsplanes mit einem zweiten Geschwindigkeitsplan (Abb. 53).

C. Der Verschiebungszustand von Stab- und Fachwerken.

19. Theoretische Grundlagen.

Die geometrischen Eigenschaften eines Stab- und Fachwerkes sind durch den Lageplan der Knoten, durch die Form der Stäbe und durch die Verbindung zwischen Stab und Knoten bestimmt. Die Beschreibung des Verschiebungszustandes der Knotenfigur enthält die Angaben über die Verschiebung $r_J = u_J + w_J$ und die Verdrehung φ_J^* der Knotenscheiben J . Der Verschiebungszustand der Stäbe $\overline{JK} = l_h$ wird durch die Stabdrehwinkel ϑ_h , die Drehwinkel der End-

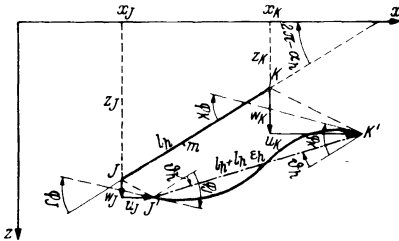


Abb. 54.

tangenten φ_J, φ_K , die Längenänderung $\Delta l_h = \epsilon_h l_h$ der Stabzugsehne und durch die Ordinaten w_h, u_h der elastischen Linie beschrieben. Bei einem Fachwerk bleiben die Achsen der gewichtslos angenommenen Stäbe gerade Linien. Alle Komponenten des Verschiebungszustandes sind, verglichen mit den Abmessungen der Stäbe, verschwindend klein (Abb. 54).

Der Verschiebungszustand der Knotenpunktfigur ist mit der Formänderung der Stäbe durch geometrische

Verträglichkeitsbedingungen verknüpft, die bei verschwindend klein angenommenen Wegen r_J, φ_J usw. ebenso wie die Gleichgewichtsbedingungen auf das spannungslose Tragwerk bezogen werden können und linear sind. Im übrigen gelten für den Verschiebungszustand des Stab- und Fachwerkes die allgemeinen Minimalbedingungen der Elastizitätstheorie, nach welchen die im Tragwerk aufgespeicherte potentielle Energie der inneren und äußeren Kräfte bei Gleichgewicht, ebenso wie die Formänderungsenergie, zum Minimum wird.

Die Verzerrung des differentialen Prismas $dx \cdot dy \cdot dz = dV$ eines als Stab definierten elastischen Gebildes ist bei einer ebenen Belastung mit $p_x dz, p_z dx, Q_m, M_m$ durch die Dehnung ϵ_x und die mittlere Winkeländerung im Bereich eines Querschnitts $\gamma_{xz,0}$ bestimmt, so daß die Spannungen σ_x und τ_{xz} zur Beschreibung des Spannungszustandes genügen. Die Formänderungsenergie beträgt in diesem Falle

$$A_i = \frac{1}{2} \int (p_x u \sin \alpha + p_z w \cos \alpha) ds + \frac{1}{2} \sum \Omega_m r_m + \frac{1}{2} \sum M_m \varphi_m \quad (30)$$

$$= \frac{1}{2} \int (\sigma_x \epsilon_x + \tau_{xz} \gamma_{xz}) dV = \frac{1}{2} \int \frac{\sigma_x^2}{E} dV + \frac{1}{2} \int \frac{\tau_{xz}^2}{G} dV. \quad (31)$$

Bei einem Vergleich mit der Formänderungsenergie eines benachbarten Spannungszustandes $A_i^*(\sigma + \delta\sigma; \tau + \delta\tau)$ stehen die inneren Kräfte $(\sigma + \delta\sigma) dF, (\tau + \delta\tau) dF$ mit den äußeren Kräften $p + \delta p$ usw. im Gleichgewicht. Dasselbe gilt daher auch von den Spannungen $\delta\sigma, \delta\tau$ und der Belastung $\delta p, \delta Q$. Die Einführung der Verschiebungskomponenten u, w für die Verzerrungskomponenten in der ersten Variation von A_i^* verbindet in

$$\left. \begin{aligned} \delta A_i &= \int (u \delta p_x \sin \alpha + w \delta p_z \cos \alpha) ds + \sum (u_m \delta Q_{mz} + w_m \delta Q_{mx}) \\ &= \int (\epsilon_x \delta \sigma_x + \gamma_{xz} \delta \tau_{xz}) dV \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

den wirklichen Verschiebungs- und Verzerrungszustand durch den Begriff der virtuellen Formänderungsenergie für die inneren und äußeren Kräfte mit einem von diesem unabhängigen virtuellen Spannungs- und Kräftebild. Diese Bedingung (32) heißt Arbeitsgleichung des Stabes und dient zur analytischen Berechnung ausgezeichneter Verschiebungen r_i . Die virtuelle Belastung ist in diesem

Fälle die Belastungseinheit des Punktes, des Punktepaars, der Geraden oder des Geradenpaares $\delta \Omega_i = 1_i t$ oder $\delta M_i = 1_i m t$ mit Stützenkräften $\delta \mathcal{C}_e$ und vorgeschriebenen Verschiebungen der Stützpunkte Δ_e .

$$1_i w_i + \sum \delta \mathcal{C}_e i \Delta_e = \int (\delta \sigma_{x,i} \varepsilon_x + \delta \tau_{xz,i} \gamma_{xz}) dV. \quad (33)$$

20. Die Sätze von BETTI und MAXWELL.

Werden $\varepsilon_x, \mathfrak{P}, \gamma_{xz}, \mathfrak{P}$ und damit der Verschiebungszustand u_p, w_p des elastischen Gebildes durch äußere Kräfte $p_x dz, p_z dx, \mathfrak{P}$ und die ihnen zugeordneten inneren Kräfte hervorgerufen, während die äußeren Kräfte $q_x dz, q_z dx, \Omega$ die Verschiebungen u_q, w_q erzeugen, so ist nach Gleichung (32)

$$\left. \begin{aligned} \int (p_x u_q \sin \alpha + p_z w_q \cos \alpha) ds + \sum (P_{mx} u_{m,q} + P_{mz} w_{m,q}) &= \int (q_x u_p \sin \alpha + q_z w_p \cos \alpha) ds + \sum (Q_{mx} u_{m,p} + Q_{mz} w_{m,p}). \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

Nach diesem Satz von BETTI ist für eine einzelne Kraft \mathfrak{P}_i oder ein einzelnes Kräftepaar M_i mit der Verschiebung $\delta_{k,i}$, und einer einzelnen Kraft Ω_k oder einem einzelnen Kräftepaar M_k mit der Verschiebung $\delta_{i,k}$,

$$\mathfrak{P}_i (\Omega_k \delta_{i,k}) = \Omega_k (\mathfrak{P}_i \delta_{k,i}) \quad \text{oder} \quad M_i (\Omega_k \delta_{i,k}) = \Omega_k (M_i \delta_{k,i}). \quad (35)$$

Diese Beziehung führt bei Einzellasten und Kräftepaaren vom Betrage 1 zum MAXWELLSchen Satz (Abb. 55)

$$1_i \delta_{i,k} = 1_k \delta_{k,i}. \quad (36)$$

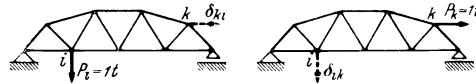


Abb. 55.

21. Einflußlinie einer Verschiebung.

Die Einflußlinie δ_{km} einer ausgezeichneten Komponente des Verschiebungszustandes enthält die Verschiebung eines Punktes, die gegenseitige Verschiebung zweier Punkte, die Drehung einer Geraden oder die gegenseitige Verdrehung zweier Geraden als Ordinaten für jede Lage einer über den Lastgurt wandernden Last $P_m = 1 t$ mit a_m als Abszisse des Lastpunktes. Da jedoch nach (36)

$$1_k \delta_{km} = 1_m \delta_{mk},$$

so wird die Einflußlinie δ_{km} der ausgezeichneten Verschiebung δ_k als Biegelinie δ_{mk} des Lastgurtes für die Belastungseinheit 1_k des Punktes k , des Punktepaars k , der Geraden k oder des Geradenpaares k gezeichnet. Die Biegelinie des Lastgurtes in Abb. 66 ist daher auch Einflußlinie der senkrechten Verschiebung des Punktes C des Fachwerks. Einflußlinien für die gegenseitigen Verschiebungen werden namentlich zum Entwurf der Gelenke von Scheibenverbindungen aufgezeichnet, um die für die Bemessung ungünstigste Laststellung zu finden.

22. Der Verschiebungszustand ebener Fachwerke.

a) **Geometrische Eigenschaften des Stabnetzes.** Knotenpunkte h, i, k ; Stablängen s_{ik} , voller Stabquerschnitt F_{ik} ; Winkel zwischen Stab- und Abszissenachse α_{ik} ; Winkel im Dreieck F des Stabnetzes $\gamma_{F,1}$ bis $\gamma_{F,3}$; Winkel am Knoten i zwischen den Stäben s_{hi} , s_{ik} eines ausgezeichneten Stabzuges \mathfrak{P}_i (Abb. 56).

b) **Physikalische Eigenschaften des Baustoffes.** Gültigkeit des HOOKEschen Gesetzes $\varepsilon = \sigma/E + \alpha_i t$; Elastizitätsmodul E , Ausdehnungsziffer α_i .

c) **Verschiebungszustand.** Die Komponenten τ_{xz}, γ_{xz} des Spannungs- und Verschiebungszustandes sind Null, die Komponenten σ_x, ε_x im Bereich eines jeden Stabes konstant. Sie entstehen durch Einzellasten \mathfrak{P}_i in den Knotenpunkten, bei statisch unbestimmten Tragwerken außerdem durch die Temperaturänderung t_{ik}

der Stäbe $s_{i\bar{k}}$ und durch vorgeschriebene Verschiebungen Δe der Stützpunkte e . Auf diese Weise wird nach Abb. 54, 57

$$\left. \begin{aligned} s_{i\bar{k}} &\rightarrow s_{i\bar{k}} + \Delta s_{i\bar{k}}, & \alpha_{i\bar{k}} &\rightarrow \alpha_{i\bar{k}} + \Delta \alpha_{i\bar{k}}, & \Delta \alpha_{i\bar{k}} &= -\vartheta_{i\bar{k}}, \\ \psi_i &\rightarrow \psi_i + \Delta \psi_i, & \Delta \psi_i &= \vartheta_{\bar{k}i} - \vartheta_{i\bar{k}}, & x_i &\rightarrow x_i + u_i, & z_i &\rightarrow z_i - w_i. \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

d) Beziehungen zwischen Spannungs- und Verschiebungszustand.

α) Änderung der Stablänge durch die Ursachen $\sigma_x = S_{i\bar{k}}/F_{i\bar{k}}$ und $t_{i\bar{k}}$:

$$\Delta s_{i\bar{k}} = \frac{S_{i\bar{k}} s_{i\bar{k}}}{E F_{i\bar{k}}} + \alpha_t t_{i\bar{k}} s_{i\bar{k}}. \quad (38)$$

β) Änderung der Stablänge mit den Verschiebungen der benachbarten Knotenpunkte i und \bar{k} (Abb. 57):

$$\Delta s_{i\bar{k}} = (u_{\bar{k}} - u_i) \cos \alpha_{i\bar{k}} + (w_{\bar{k}} - w_i) \sin \alpha_{i\bar{k}}. \quad (39)$$

γ) Stabdrehwinkel und Knotenverschiebung:

$$s_{i\bar{k}} \vartheta_{i\bar{k}} = (w_{\bar{k}} - w_i) \cos \alpha_{i\bar{k}} + (u_{\bar{k}} - u_i) \sin \alpha_{i\bar{k}}. \quad (40)$$

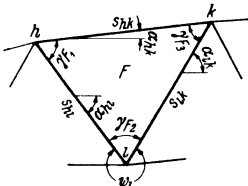


Abb. 56.

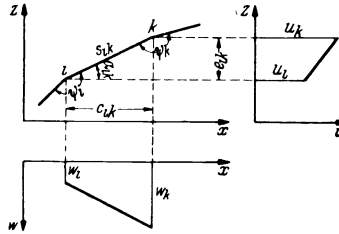


Abb. 57.

δ) Änderung der Winkel γ_F mit der Dehnung ϵ_F der Fachwerkstäbe in einem Stabdreieck F (Abb. 58):

$$\left. \begin{aligned} \Delta \gamma_{F,1} &= (\epsilon_{F,1} - \epsilon_{F,2}) \operatorname{ctg} \gamma_{F,3} + (\epsilon_{F,1} - \epsilon_{F,3}) \operatorname{ctg} \gamma_{F,2} \\ \Delta \gamma_{F,2} &= (\epsilon_{F,2} - \epsilon_{F,3}) \operatorname{ctg} \gamma_{F,1} + (\epsilon_{F,2} - \epsilon_{F,1}) \operatorname{ctg} \gamma_{F,3} \\ \Delta \gamma_{F,3} &= (\epsilon_{F,3} - \epsilon_{F,1}) \operatorname{ctg} \gamma_{F,2} + (\epsilon_{F,3} - \epsilon_{F,2}) \operatorname{ctg} \gamma_{F,1}. \end{aligned} \right\} \quad (41)$$

ϵ) Stabdrehwinkel und Änderung des Stabzugwinkels (Abb. 59):

$$\vartheta_k = \vartheta_1 - \sum_{\bar{h}=1}^{h=k-1} \Delta \psi_{\bar{h}}. \quad (42)$$

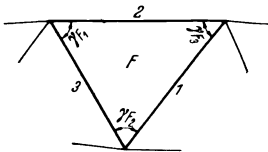


Abb. 58.

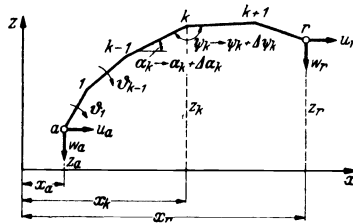


Abb. 59.

ζ) Unterschied in den Dehnungen der beiden im Knoten \bar{k} aufeinanderfolgenden Stäbe $s_{k-1,\bar{k}}$, $s_{\bar{k},k+1}$ des Stabzuges (Abb. 59):

$$\epsilon_{k-1,\bar{k}} - \epsilon_{\bar{k},k+1} = \Delta \psi_{\bar{k}}^*. \quad (43)$$

Tabelle 2. Beispiel für die rechnerische Ermittlung von Formänderungen.
Für das Fachwerk Abb. 60 sind die lotrechte Verschiebung des Punktes c und die gegenseitige Verdrehung der Stäbe 7 und 8 nach Gleichung (48) ermittelt worden.

Stab	s	cm	S	t	F	cm ²	S · s	t · cm	S · s	cm	$\Delta_s = \frac{S \cdot s}{EF}$	f	°C	I. Lotrechte Verschiebung von c			II. Gegens. Verdrehung von 7 u. 8						
														\bar{S}	$\frac{\bar{S} \Delta_s}{E=1}$	$\frac{\bar{S} \alpha_f t s}{\alpha_f=1}$	\bar{S}	t	$\frac{\bar{S} \Delta_s}{E=1}$	$\frac{\bar{S} \alpha_f t s}{\alpha_f=1}$	t · cm	±	t · cm
1	1000	-	6,68	-	9,0		6680	-	743	-	743	1,000	35	35000	+	1,000	37500	+	0,325	242	+	0,325	11400
2	715	+	1,14	+	12,0		7960	+	663	+	663	1,000	20	14300	+	1,650	23600	+	0,360	239	+	0,360	5150
3	460	+	8,72	9,0	4,0		4010	+	446	+	446	1,325	20	9200	-	1290	17200	-	0,440	196	+	0,440	4050
4	600	+	5,58	7,0	3,50		3550	+	479	+	479	0,850	35	21000	+	408	17850	+	0,285	137	+	0,285	6000
5	460	+	4,36	6,0	2,005		2005	+	334	+	334	0,650	20	9200	-	218	5975	-	0,440	64	+	0,440	1745
6	600	+	7,54	8,0	4,520		4520	+	565	+	565	1,125	20	12000	-	635	11000	+	0,190	64	+	0,190	5280
7	460	+	4,36	6,0	2,005		2005	+	334	+	334	0,650	20	9200	+	218	5975	+	0,190	64	+	0,190	1745
8	460	+	4,36	6,0	2,005		2005	+	334	+	334	0,650	20	9200	+	218	5975	+	0,190	64	+	0,190	1745
9	600	+	1,96	6,0	1,175		1175	+	146	+	146	1,125	20	12000	-	161	11000	+	0,440	64	+	0,440	5280
10	600	+	4,36	6,0	2,005		2005	+	334	+	334	0,650	20	9200	-	218	5975	-	—	—	+	—	—
11	600	+	5,58	7,0	3,350		3350	+	479	+	479	0,850	35	21000	+	407	17850	+	0,285	137	+	0,285	8000
12	460	+	0,70	6,0	3,22		322	+	54	+	54	1,325	20	9200	+	72	12200	+	0,440	24	+	0,440	4050
13	715	+	3,02	12,0	9,0		2160	-	180	-	180	1,650	20	14300	-	297	23600	-	0,360	65	-	0,360	5150
14	1000	+	2,14	9,0	2,140		2140	+	238	+	238	1,000	20	20000	+	238	20000	+	0,325	78	-	0,325	6500
15	715	-	14,00	18,0	10,050		10050	-	558	-	558	1,000	20	14300	+	238	20000	+	—	—	-	—	—
16	460	+	3,42	6,0	2,62		262	-	1570	-	1570	1,000	20	9200	+	238	20000	+	—	—	-	—	—
17	600	+	8,16	9,0	4,900		4900	+	545	+	545	1,000	35	21000	+	238	20000	+	—	—	-	—	—
18	460	-	12,94	17,0	5,960		5960	-	350	-	350	1,000	20	9200	+	238	20000	+	—	—	-	—	—
Σ														—	2707	—	400	+	866	—	4424		

I. $1 \cdot \delta_c = \left\{ \begin{matrix} 2707 & 400 \\ -2150 & -85000 \end{matrix} \right\} \text{ t cm,}$
 $\delta_c = -1,28 \text{ cm,}$

II. $1 \cdot \tau_{7,8} = \left\{ \begin{matrix} 866 & 4424 \\ 2150 & -85000 \end{matrix} \right\} \cdot \frac{1}{100} \text{ t m,}$
 $\tau_{7,8} = +0,00361.$

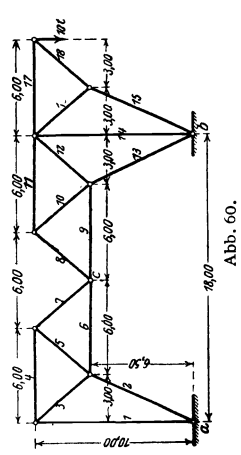


Abb. 60.

η) Verschiebung w_r und u_r des Knotenpunktes r eines Stabzuges $a, 1 \dots k \dots r$ durch die Änderung $\Delta \psi_k$ der Stabzugwinkel ψ_k und die Dehnungen $\varepsilon_{k-1, k}$ der Stablängen (Abb. 59):

$$\left. \begin{aligned} u_r &= u_a + (z_r - z_a) \vartheta_1 - \sum_{k=1}^{k=r} (z_r - z_k) \Delta \psi_k + \varepsilon_{a,1} (x_r - x_a) + \sum_{k=1}^{k=r} (x_r - x_k) \Delta \psi_k^* \\ w_r &= w_a + (x_r - x_a) \vartheta_1 - \sum_{k=1}^{k=r} (x_r - x_k) \Delta \psi_k + \varepsilon_{a,1} (z_r - z_a) + \sum_{k=1}^{k=r} (z_r - z_k) \Delta \psi_k^* \end{aligned} \right\} \quad (44)$$

Der Ansatz enthält die Rechenvorschrift für die Bestimmung der senkrechten (w_r) und waagerechten (u_r) Biegelinie des Stabzuges aus den elastischen Drehungsgewichten $\Delta \psi_k$ und den elastischen Dehnungsgewichten $\Delta \psi_k^*$, die aus der Änderung der Dreieckswinkel und der Änderung der Stablängen abgeleitet werden.

e) Formänderungsenergie.

$$= 0, \quad \Delta_e = 0: \quad A_i = \frac{1}{2} \sum \frac{S^2 s}{EF} = \frac{1}{2} \sum \mathfrak{P}_m \tau_m \quad (45)$$

$$t \neq 0, \quad \Delta_e \neq 0: \quad A_i^* = \frac{1}{2} \sum \frac{S^2 s}{EF} + \sum S \alpha_i t s = \frac{1}{2} \sum \mathfrak{P}_m \tau_m + \sum C_e \Delta_e. \quad (46)$$

f) **Arbeitsgleichung des Fachwerkes** mit den wirklichen Verschiebungen $r_i = u_i + w_i$ der Knotenpunkte i durch die Längenänderungen Δs , der Stäbe mit virtuellen Lasten $\bar{\mathfrak{P}}_i$ und den ihnen zugeordneten Stütz- und Stabkräften \bar{C}_e, \bar{S}_r .

$$\sum \bar{\mathfrak{P}}_i r_i = \sum \bar{S}_r \frac{S_r s_r}{EF_r} + \sum \bar{S}_r \alpha_i t_r s_r - \sum \bar{C}_e \Delta_e. \quad (47)$$

g) **Rechenvorschrift zur Ermittlung von ausgezeichneten Komponenten des Verschiebungszustandes.**

$$\bar{1}_k \delta_k = \sum \bar{S}_{rk} \frac{S_r s_r}{EF_r} + \sum \bar{S}_{rk} \alpha_i t_r s_r - \sum \bar{C}_{ek} \Delta_e. \quad (48)$$

Die Belastungseinheit $\bar{1}_k$ bedeutet je nach der Art der gesuchten Komponenten, also einer Verschiebung des Punktes k nach der ausgezeichneten Richtung k , der gegenseitigen Verschiebung zweier Punkte k , dem Drehwinkel ϑ_k eines Stabes s_k im Uhrzeigersinn oder der gegenseitigen Verdrehung zweier Geraden k , die Belastungseinheit des Punktes k , die Belastungseinheit des Punktepaars k , die Belastungseinheit der Geraden k oder des Geradenpaares k .

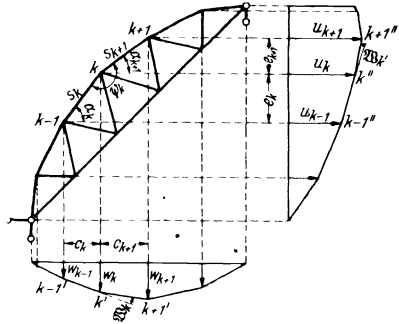
Sind also die Stablängenänderungen Δs_r nach (38) bekannt und die Stützenverschiebungen Δ_e gemessen oder geschätzt worden, so werden zunächst die Stütz- und Stabkräfte $\bar{C}_{ek}, \bar{S}_{rk}$ aus einer Kraft $\bar{1}_k t$ am Punkte k oder einem Kräftepaare $\bar{1}_k m t$ an einer Geraden k analytisch oder graphisch berechnet und die Produktensumme nach (48) gebildet. Ein negatives Ergebnis bedeutet eine zum Kraftvektor $\bar{1}_k$ entgegengesetzte Richtung des Verschiebungsvektors δ_k (Beispiel in Tabelle 2).

23. Die Biegelinie von Stabzügen aus Fachwerken.

Werden die senkrechten oder waagerechten Komponenten u_k, w_k der Verschiebungen der Knotenpunkte k einer zusammenhängenden Stabfolge s_k, s_{k+1} des Fachwerkes von einer Bezugsachse aus aufgetragen (Abb. 61) und dabei den Knotenpunkten k des Stabzuges $a \dots k \dots b$ zugeordnet, so ist der Geradenzug mit den Ordinaten u_k oder w_k die Biegelinie des Stabzuges. Ihre Kontingenzwinkel \mathfrak{W}_k oder \mathfrak{W}'_k sind bei kleinen Verschiebungen r_k :

$$\mathfrak{W}_k = \frac{w_k - w_{k-1}}{c_k} - \frac{w_{k+1} - w_k}{c_{k+1}}, \quad \mathfrak{W}'_k = \frac{u_k - u_{k-1}}{e_k} - \frac{u_{k+1} - u_k}{e_{k+1}}. \quad (49)$$

Die Winkel lassen sich nach Erweiterung der geometrischen Beziehung mit $1 m l'$ zu einem Ausdruck für die virtuelle Arbeit einer gedachten Belastung $1/c_k, 1/c_{k+1}$ oder $1/e_k, 1/e_{k+1}$ mit Hilfe der Arbeitsgleichung (48) berechnen. Dabei bilden die Kräfte $1/c_k, 1/c_{k+1}$ nach Abb. 62 oder die Kräfte $1/e_k, 1/e_{k+1}$ nach Abb. 63 die Belastungseinheit an dem dem Knotenpunkt k benachbarten Stäben s_k, s_{k+1} . Sie läßt sich entweder mit den Verschiebungskomponenten $\Delta \psi_k, \Delta s_k, \Delta s_{k+1}$ des Stabzugs oder unmittelbar aus den Längenänderungen Δs_r der Fachwerkstäbe berechnen. Der Kontingenzwinkel \mathfrak{B}_k der senkrechten Biegelinie ist



$$\bar{1}_k \mathfrak{B}_k = \bar{1}_k \left(\Delta \psi_k - \frac{\Delta s_k}{s_k} \operatorname{tg} \alpha_k + \frac{\Delta s_{k+1}}{s_{k+1}} \operatorname{tg} \alpha_{k+1} \right) \quad (50)$$

oder

$$\bar{1}_k \mathfrak{B}_k = \sum \bar{S}_r \Delta s_r. \quad (51)$$

Die Anzahl der Summanden entspricht der Anzahl der Stabkräfte \bar{S}_r , welche durch die Belastungseinheit des Geradenpaares s_k, s_{k+1} hervorgerufen werden. Die

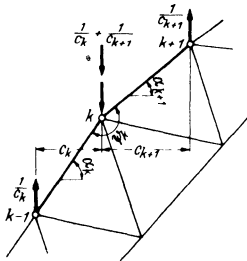


Abb. 62.

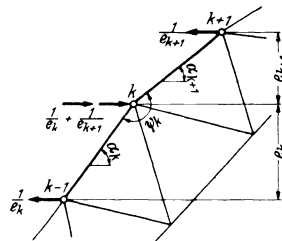


Abb. 63.

Lösung (51) ändert sich also mit der Form des Stabnetzes und liefert Ergebnisse nach Tabelle 3 (Beispiel Tabelle 4).

Tabelle 3. Elastische Gewichte \mathfrak{B}_k nach (51).

$$\mathfrak{B}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta c_k \sec \alpha_k + \Delta u_{k+1} \sec \beta_{k+1} + \Delta d_k \sec \gamma_k - \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} - \Delta v_{k-1} \frac{h_k}{c_k} + \Delta v_k \frac{h_{k+1}}{c_{k+1}} \right].$$

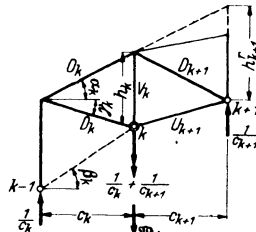


Abb. 64 a.

Tabelle 3 (Fortsetzung).

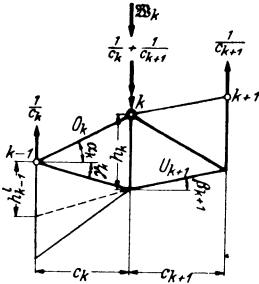


Abb. 64 b.

$$\mathfrak{B}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta o_k \sec \alpha_k + \Delta u_{k+1} \sec \beta_{k+1} + \Delta d_k \sec \gamma_k - \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} + \Delta v_{k+1} \frac{h_k}{c_{k+1}} - \Delta v_k \frac{h_k - 1}{c_k} \right].$$

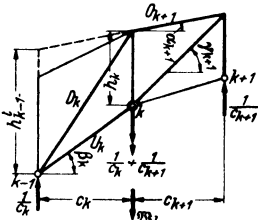


Abb. 64 c.

$$\mathfrak{B}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta o_{k+1} \sec \alpha_{k+1} + \Delta u_k \sec \beta_k - \Delta d_k \sec \gamma_k + \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} - \Delta v_{k+1} \frac{h_k}{c_{k+1}} + \Delta v_k \frac{h_k - 1}{c_k} \right].$$

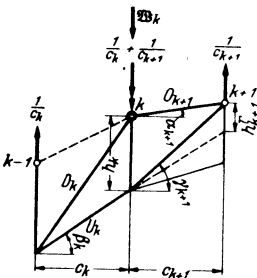


Abb. 64 d.

$$\mathfrak{B}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta o_{k+1} \sec \alpha_{k+1} + \Delta u_k \sec \beta_k - \Delta d_k \sec \gamma_k + \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} + \Delta v_{k-1} \frac{h_k}{c_k} - \Delta v_k \frac{h_k - 1}{c_{k+1}} \right].$$

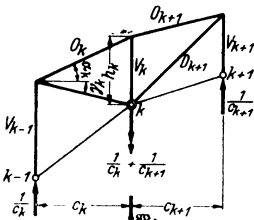


Abb. 64 e.

$$\mathfrak{B}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta o_k \sec \alpha_k - \Delta o_{k+1} \sec \alpha_{k+1} + \Delta d_k \sec \gamma_k + \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} - \Delta v_{k-1} \frac{h_k}{c_k} - \Delta v_{k+1} \frac{h_k}{c_{k+1}} + \Delta v_k (\operatorname{tg} \alpha_k - \operatorname{tg} \alpha_{k+1}) \right].$$

Tabelle 3 (Fortsetzung).

$$\mathbb{W}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta o_k \sec \alpha_k - \Delta o_{k+1} \sec \alpha_{k+1} + \Delta d_k \sec \gamma_k + \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} - \Delta v_k (\operatorname{tg} \gamma_k + \operatorname{tg} \gamma_{k+1}) \right].$$

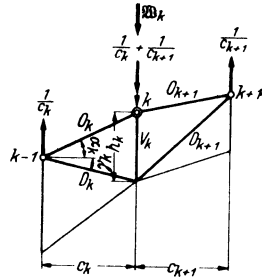


Abb. 64 f.

$$\mathbb{W}_k = \frac{1}{h_k} \left[+\Delta u_k \sec \beta_k + \Delta u_{k+1} \sec \beta_{k+1} - \Delta d_k \sec \gamma_k - \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} + \Delta v_k (\operatorname{tg} \gamma_k + \operatorname{tg} \gamma_{k+1}) \right].$$

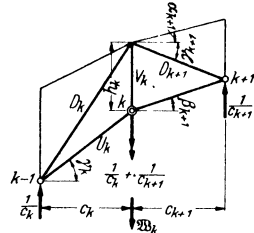


Abb. 64 g.

$$\mathbb{W}_k = \frac{1}{h_k} \left[+\Delta u_k \sec \beta_k + \Delta u_{k+1} \sec \beta_{k+1} - \Delta d_k \sec \gamma_k - \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1} + \Delta v_{k-1} \frac{h_k}{c_k} + \Delta v_{k+1} \frac{h_k}{c_{k+1}} + \Delta v_k (\operatorname{tg} \beta_k - \operatorname{tg} \beta_{k+1}) \right].$$

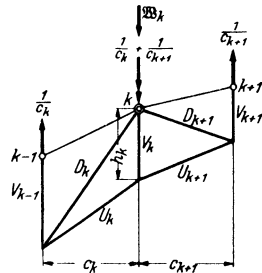


Abb. 64 h.

$$\mathbb{W}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta o_k \sec \alpha_k + \left(\Delta d_{k+1}^u - \Delta d_{k+1}^o \right) \sec \gamma_{k+1} + \left\{ \Delta d_{k-1}^o + \Delta d_k \left(1 + \frac{h_k}{h_k - 2} \right) \right\} \sec \gamma_k - \Delta v_k (\operatorname{tg} \alpha_k + \operatorname{tg} \gamma_{k+1}) \right] - \Delta v_{k+1} \cdot \frac{1}{c_{k+1}} - \frac{1}{c_k} \left(\Delta v_{k-1} + \frac{1}{2} \Delta v_{k-2} \right) + \frac{1}{h_k - 2} \left[-(\Delta u_{k-1} + \Delta u_k) + \Delta d_{k-1}^u \sec \gamma_{k-1} \right].$$

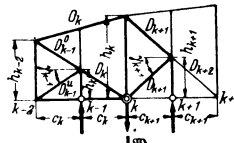


Abb. 64 i.

Tabelle 3 (Fortsetzung).

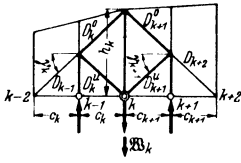


Abb. 64 k.

$$\mathbb{W}_k = \frac{1}{h_k} \left[(\Delta d_{k-1}^u - \Delta d_k^o) \sec \gamma_k - \Delta v_{k-1} \frac{h_k}{c_k} + (\Delta d_{k+1}^u - \Delta d_k^o + 1) \sec \gamma_{k+1} - \Delta v_{k+1} \frac{h_k}{c_{k+1}} + \Delta v_k \left(\frac{h_k}{2c_k} + \frac{h_k}{2c_{k+1}} \right) \right]$$

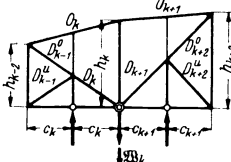


Abb. 64 l.

$$\mathbb{W}_k = \frac{1}{h_k} \left[-\Delta o_k \sec \alpha_k - \Delta o_{k+2} \sec \alpha_{k+2} + \left\{ \Delta d_{k-1}^o + \Delta d_k \left(1 + \frac{h_k}{h_{k-2}} \right) \right\} \sec \gamma_{k-1} + \left\{ \Delta d_{k+2}^o + \Delta d_{k+1} \left(1 + \frac{h_k}{h_{k+2}} \right) \right\} \sec \gamma_{k+2} + \Delta v_k (\operatorname{tg} \alpha_k - \operatorname{tg} \alpha_{k+2}) - \frac{1}{c_k} (\Delta v_{k-1} + \frac{1}{2} \Delta v_{k-2}) - \frac{1}{c_{k+1}} (\Delta v_{k+1} + \frac{1}{2} \Delta v_{k+2}) + \frac{1}{h_{k-2}} [\Delta d_{k-1}^u \sec \gamma_{k-1} - (\Delta u_{k-1} + \Delta u_k)] + \frac{1}{h_{k+2}} [\Delta d_{k+2}^u \sec \gamma_{k+2} - (\Delta u_{k+1} + \Delta u_{k+2})] \right]$$

Abb. 64 m.

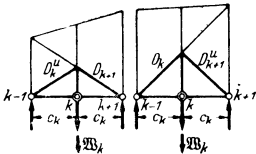


Abb. 64 m.

Abb. 64 n.

$$\mathbb{W}_k = \frac{2}{h_{k-1}} \left[(\Delta u_k + \Delta u_{k+1}) + \Delta v_k \frac{h_{k-1}}{c_k} - (\Delta d_k^u + \Delta d_{k+1}) \sec \gamma_k \right]$$

$$\mathbb{W}_k = \frac{2}{h_{k+1}} \left[(\Delta u_k + \Delta u_{k+1}) + \Delta v_k \frac{h_{k+1}}{c_k} - (\Delta d_k + \Delta d_{k+1}^u) \sec \gamma_k \right]$$

Die Kontingenzwinkel \mathbb{W}_k sind als Komponenten des Verschiebungszustandes (33) gerichtete Größen. Mit ihnen ist die Form der Biegelinie bestimmt. Sie wird

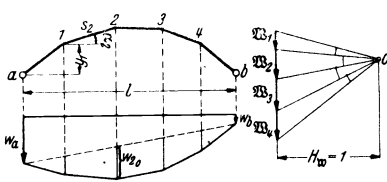


Abb. 65.

zeichnerisch aus einem Richtungs-büschel mit dem Scheitel 0 entwickelt. Die Winkel \mathbb{W}_k erscheinen dann als Bogenlängen im Abstand $H_{\mathbb{W}} = 1$ vom Scheitel. Um die Verschiebungen bei einem Längenmaßstab 1:n des Lageplans in natürlicher Größe zu erhalten, wird $H_{\mathbb{W}}$ mit dem Betrage $1/n$ und bei E-fachen Beträgen der Winkel $E \mathbb{W}_k =$

\mathbb{W}_k^* , als Polabstand $H_{\mathbb{W}}^* = 1 \cdot E/n$ aufgetragen (Abb. 65).

Beispiel: Ableitung der Biegelinien δ_{m_0} und δ_{m_c} des Wandstabzuges eines Strebenfachwerks für eine vorgeschriebene Belastung \mathfrak{P} und für die Kraft $P = 1$ t in c. Die Biegelinie δ_{m_c} ist nach I, 21 Einflußlinie δ_{c_m} für die senkrechte Verschiebung des Punktes c.

Tabelle 4.

Stab	Stablänge s cm	Querschnitt F cm ²	Biegelinie für \mathfrak{P}					Biegelinie für $P = 1$ t in:							
			Stabkraft S t	$\frac{S \cdot s}{F} = \Delta s$ t/cm	sec α sec γ	$\Delta s \sec \alpha$ $\Delta s \sec \gamma$	Stabkraft S' t	$\frac{S' \cdot s}{F} = \Delta s'$ t/cm	$\Delta s' \sec \alpha$ $\Delta s' \sec \gamma$						
1	1768	849	+	226	+	471	1,0	+	471	+	0,50	+	1,04	+	1,04
2	1768	1279	+	454	+	630	1,0	+	630	+	1,20	+	1,66	+	1,66
3	1768	1489	+	535	+	635	1,0	+	635	+	1,28	+	1,53	+	1,53
4	1768	1489	+	535	+	635	1,0	+	635	+	0,91	+	1,08	+	1,08
5	1768	1279	+	454	+	630	1,0	+	630	+	0,60	+	0,83	+	0,83
6	1768	849	+	226	+	471	1,0	+	471	+	0,25	+	0,52	+	0,52
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	1790	841	—	380	—	809	1,01	—	817	—	0,45	—	0,96	—	0,97
9	1773	1136	—	515	—	806	1,003	—	806	—	0,77	—	1,20	—	1,20
10	1768	1185	—	548	—	815	1,0	—	815	—	1,10	—	1,64	—	1,64
11	1773	1136	—	515	—	806	1,003	—	806	—	1,54	—	2,41	—	2,42
12	1790	841	—	380	—	809	1,01	—	817	—	0,90	—	1,92	—	1,93
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	1477	921	—	378	—	622	1,66	—	1090	—	0,83	—	1,33	—	2,21
16	1183	210	+	55	+	310	—	—	—	+	0,64	+	1,36	+	2,26
17	1477	690	+	238	+	510	1,66	+	830	+	0,64	+	1,36	+	2,26
18	1698	720	—	153	—	360	1,91	—	689	—	0,60	—	1,42	—	2,71
19	1450	210	+	55	+	381	—	—	—	+	0,65	+	2,78	+	5,32
20	1698	397	+	110	+	470	1,91	+	899	+	0,65	+	2,78	+	5,32
·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·	·
31	1183	210	+	55	+	310	—	—	—	+	0,64	+	1,36	+	2,26
32	1477	921	—	378	—	622	1,66	—	1090	—	0,83	—	1,33	—	2,21
33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

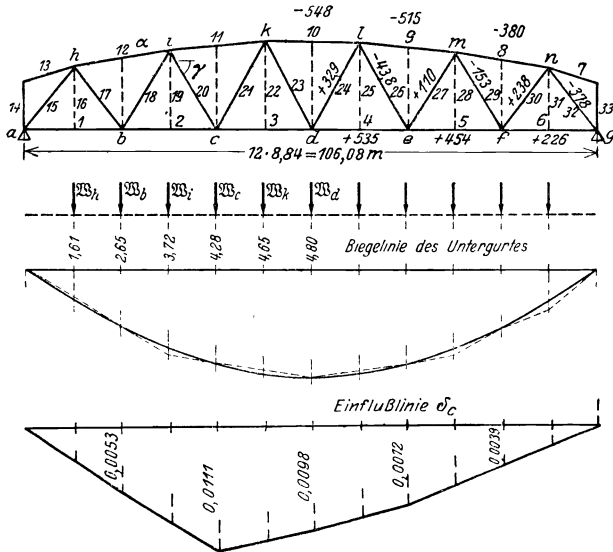


Abb. 66.

Knoten	$\mathfrak{W}_k^0 = \frac{\Delta u_k \sec \beta_k - \Delta d_k \sec \gamma_k - \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1}}{h_k}$
	$\mathfrak{W}_k^u = \frac{-\Delta o_k \sec \alpha_k + \Delta d_k \sec \gamma_k + \Delta d_{k+1} \sec \gamma_{k+1}}{h_k}$
$\mathfrak{W}_a, \mathfrak{W}_b$	$\frac{1}{1188} (471 + 1090 - 830) = 0,62$
$\mathfrak{W}_b, \mathfrak{W}_f$	$\frac{1}{1816} (817 + 830 - 689) = 0,73$
$\mathfrak{W}_i, \mathfrak{W}_m$	$\frac{1}{1450} (630 + 689 - 899) = 0,29$
$\mathfrak{W}_c, \mathfrak{W}_e$	$\frac{1}{1516} (806 + 899 - 314) = 0,915$
$\mathfrak{W}_k, \mathfrak{W}_j$	$\frac{1}{1588} (635 + 314 - 312) = 0,401$
\mathfrak{W}_d	$\frac{1}{1588} (815 + 312 + 312) = 0,91$

Knoten	Berechnung der \mathfrak{W} -Werte für die Einflußlinie
\mathfrak{W}'_a	$\frac{1}{1188} (1,04 + 2,21 - 2,26) = + 0,00084$
\mathfrak{W}'_b	$\frac{1}{1816} (1,93 + 2,26 - 2,71) = + 0,0012$
\mathfrak{W}'_i	$\frac{1}{1450} (1,66 + 2,71 - 5,32) = - 0,000655$
\vdots	\vdots

Das Richtungsbüschel zu den Winkeln \mathfrak{W}_k wird auf die Weise zum Kräfteck, der Geradenzug der Biegelinie zum Seileck der Kräfte \mathfrak{W}_k , die dann als elastische Gewichte bezeichnet werden.

Dieselbe Erklärung entsteht bei Einführung von Δv_k nach (50) im Ansatz (44). Die Rechnung liefert

$$\left. \begin{aligned} u_r &= u_a + (z_r - z_a) \vartheta_1 - \sum_{k=1}^{k=r} (z_r - z_k) \mathfrak{W}_k + \sum_{k=1}^{k=r} \Delta s_k / \cos \alpha_k, \\ w_r &= w_a + (x_r - x_a) \vartheta_1 - \sum_{k=1}^{k=r} (x_r - x_k) \mathfrak{W}_k. \end{aligned} \right\} \quad (52)$$

Danach werden $u_r - u_a = u_{r0}$ und $w_r - w_a = w_{r0}$ als die statischen Momente der Winkel ϑ_1 in a , \mathfrak{W}_k in k der Biegelinien gefunden, die daher hier als Kräfte gelten und wieder als elastische Gewichte bezeichnet werden.

Diese Auslegung gestattet die einfache graphische (71) oder numerische (53) Berechnung der Stabdrehwinkel ϑ_i und der Ordinaten w_{i0} als Querkräfte und Momente von elastischen Gewichten \mathfrak{W}_k . Mit $a\bar{b} = l$, $a\bar{k} = x_k$, $k\bar{b} = x'_k = l - x_k$ ist

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_1 &= A_w = \frac{1}{l} \sum \mathfrak{W}_k x'_k; \quad -\vartheta_n = B_w = \frac{1}{l} \sum \mathfrak{W}_k x_k; \quad \vartheta_i = Q_w, i = A_w - \sum_{k=1}^{k=i-1} \mathfrak{W}_k \\ w_{i0} &= M_w, i-1 + Q_w, i c_i; \quad w_i = w_{i0} + w_{i, a\bar{b}} \end{aligned} \right\} \quad (53)$$

Die absoluten Ordinaten w_i der Biegelinie ergeben sich also, abgesehen von den elastischen Gewichten \mathfrak{W}_k aus den vorgeschriebenen Stützenbedingungen w_a, u_a, w_b . In (53) ist ϑ_1 aus der Bedingung $w_b = 0$ eines Trägers auf zwei Stützen a, b berechnet worden.

Mit den elastischen Gewichten \mathfrak{W}_k nach (51) ist auch die Längenänderung Δl des Stabzuges $a\bar{b}$ bekannt (Abb. 65).

$$\Delta l = \sum \mathfrak{W}_k z_k + \sum \Delta s_k / \cos \alpha_k. \quad (54)$$

24. Die wirklichen Verschiebungen der Knotenpunkte.

Die Biegelinien ausgezeichneter Stabzüge sind in der Regel nur zur Darstellung der senkrechten Verschiebungen brauchbar, während die wirklichen Verschiebungen mit anderen Verfahren bestimmt werden. Dies geschieht geometrisch durch Polpläne mit den Verschiebungen aller Knotenpunkte des Fachwerks oder durch Polpläne mit den Verschiebungen der Knotenpunkte eines Stabzuges. Beide Lösungen beruhen auf elementaren geometrischen Beziehungen zwischen den Verschiebungen dreier aufeinanderfolgender Punkte des Stabnetzes.

a) Die **Grundaufgabe zum Verschiebungsplan nach WILLIOT** liefert die Verschiebung des mittleren Punktes c eines Stabzweieckes $\overline{ac} = s_1, \overline{bc} = s_2$ aus den bekannten Verschiebungen $\vec{aa'}, \vec{bb'}$ der Endpunkte und den Stablängenänderungen $\Delta s_1, \Delta s_2$

$$\Delta s_r = \frac{S_r s_r}{EF_r} + \alpha_r l_r s_r. \quad (55)$$

In Abb. 67 sind Δs_1 als Stabverlängerung und Δs_2 als Stabverkürzung gerichtete Größen und der gesuchte Punkt c' Schnittpunkt zweier Kreisbögen um a' mit Halbmesser $\overline{a'c'_1} = s_1 + \Delta s_1$ und um b' mit Halbmesser $\overline{b'c'_2} = s_2 - \Delta s_2$. Da $\Delta s_1 \ll s_1$ und $\Delta s_2 \ll s_2$ ist, sind die Kreisbögen genau genug Tangenten in c'_1, c'_2 und die Strecken

$$\vec{c'_1c'} = e_1 = (s_1 + \Delta s_1) \theta_1 \approx s_1 \theta_1 \quad \text{und} \quad \vec{c'_2c'} = e_2 = (s_2 - \Delta s_2) \theta_2 \approx s_2 \theta_2$$

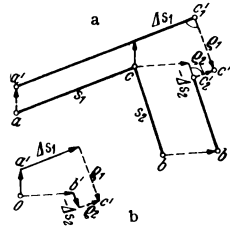


Abb. 67.

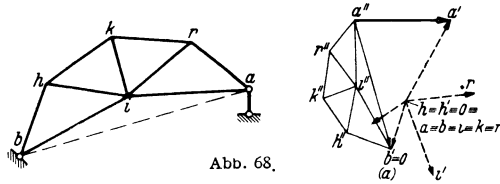


Abb. 68.

die Bogenlängen, deren Richtungssinn den Drehsinn und damit das Vorzeichen der Stabdrehwinkel θ bestimmt. Auf diese Weise wird der ausgezeichnete Teil der Abb. 67a des Stabnetzes geometrisch unabhängig vom Lageplan und kann als Polplan mit einem den Längen $\overline{aa'}$, Δs_r usw. entsprechenden Maßstab nach Abb. 67b aufgetragen werden. Die Projektion der Strecke $\overline{a'b'}$ auf eine Parallele zu ab liefert die gegenseitige Verschiebung der Punkte a und b .

Das erste Stabzweieck h, i, k eines Stabnetzes nach Abb. 68 besitzt mit den drei vorgeschriebenen Längenänderungen $\Delta s_{hk}, \Delta s_{ki}, \Delta s_{ih}$ der Stäbe $6 - 3 = 3$ Freiheitsgrade. Sein Verschiebungszustand ist damit durch drei voneinander unabhängige Komponenten, z. B. die Verschiebung $\vec{hh'}$ eines Punktes und den Drehwinkel θ_{hk} eines anschließenden Stabes bestimmt. Diese Verschiebungskomponenten sind entweder durch die Stützenbedingungen vorgeschrieben oder zunächst angenommen, um durch einen zweiten Verschiebungsplan nach den Stützenbedingungen berichtigt zu werden. Da das Fachwerk des Brücken- und Hochbaues in der Regel aus einer Folge von Stabzweiecken besteht, kann die Verschiebung aller Knotenpunkte und die Verdrehung

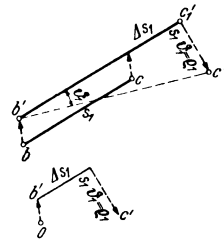


Abb. 69 mit $1 \equiv h$.

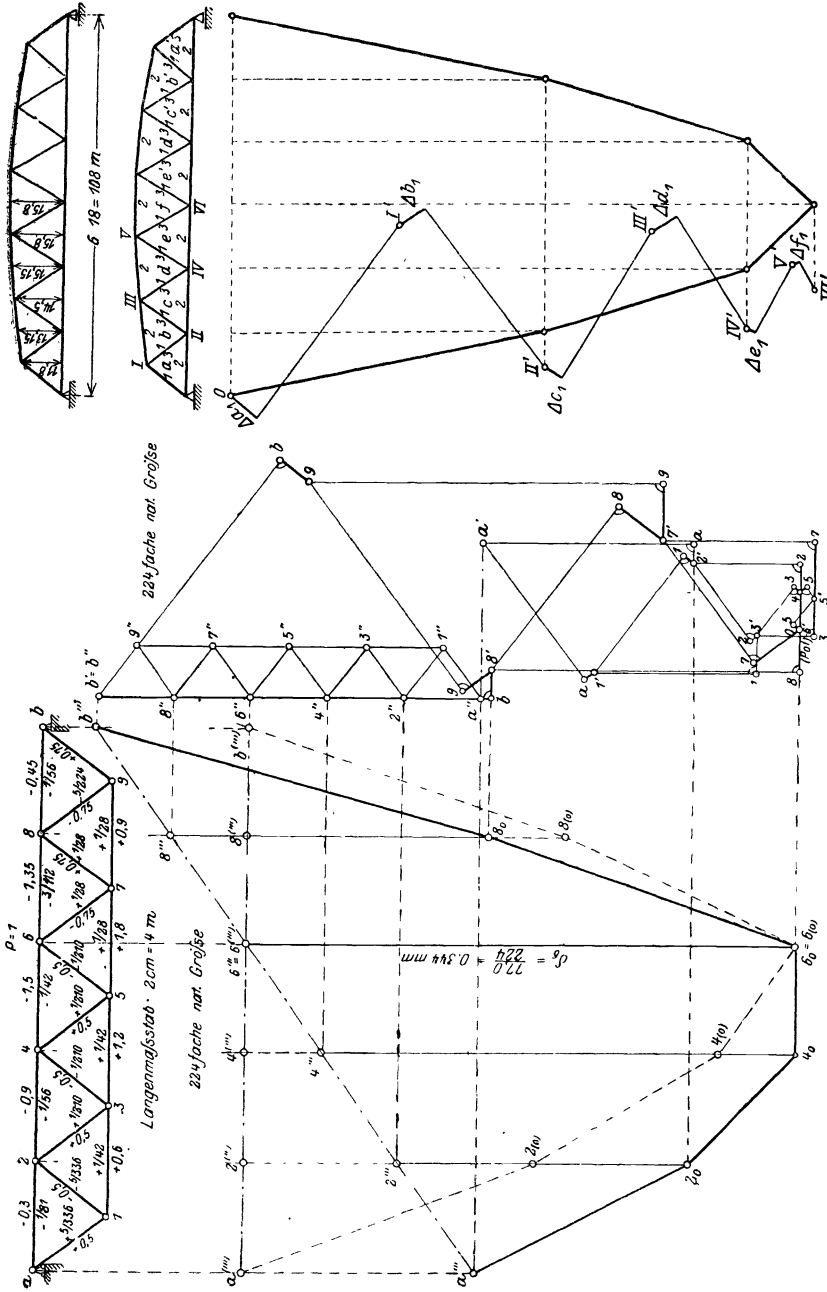


Abb. 70a. Wullstor-Plan mit der Biegelinie für den Obergurt.

Abb. 70b. Stabzugverfahren nach Müller-Breslau mit der Biegelinie für den Untergurt.

Beispiel für das Stabzugverfahren Abb. 70b.

Belastung: Gleichmäßig verteilte Verkehrslast $p = 10,4 \text{ t/m}$.

$E = 2100 \text{ t/cm}^2$.

a) Ermittlung der Spannungen.

Dreieck	Stab	S t	F cm ²	σ t/cm ²	$\sigma_2 - \sigma_3$ t/cm ²	$\sigma_2 - \sigma_3$ t/cm ²
a	1	- 642	921	- 0,697	- 0,145	+ 1,155
	2	+ 389	849	+ 0,458		
	3	+ 416	690	+ 0,603		
b	1	+ 416	690	+ 0,603	- 0,408	- 1,374
	2	- 649	841	- 0,771		
	3	- 270	744	- 0,363		
c	1	- 270	744	- 0,363	+ 0,100	+ 0,975
	2	+ 783	1279	+ 0,612		
	3	+ 203	397	+ 0,512		
d	1	+ 203	397	+ 0,512	- 0,617	- 1,297
	2	- 892	1133	- 0,785		
	3	- 87	517	- 0,168		
e	1	- 87	517	- 0,168	+ 0,499	+ 0,795
	2	+ 933	1489	+ 0,627		
	3	+ 50	390	+ 0,128		
f	1	+ 50	390	+ 0,128	- 0,936	- 0,936
	2	- 958	1186	- 0,808		
	3	+ 50	390	+ 0,128		

b) Ermittlung der Winkeländerungen (41).

$$E \Delta \gamma_{F,2} = (\sigma_2 - \sigma_3) \text{ctg } \gamma_1 + (\sigma_2 - \sigma_1) \text{ctg } \gamma_3$$

$$1000 \Delta \psi = \pm \frac{E \Delta \gamma_{F,2}}{2,1} \quad (+ \text{Obergurtnoten}, - \text{Untergurtnoten}).$$

Dreieck	$\gamma_{F,1}$	$\gamma_{F,3}$	ctg $\gamma_{F,1}$	ctg $\gamma_{F,3}$	$(\sigma_2 - \sigma_3)$ ctg $\gamma_{F,1}$ t/cm ²	$(\sigma_2 - \sigma_1)$ ctg $\gamma_{F,3}$ t/cm ²	$E \Delta \gamma_{F,2}$ t/cm ²	1000 $\Delta \psi$
F	0 °	0 °						
a	52 40	52 40	0,763	0,763	- 0,110	+ 0,881	+ 0,771	0,367
b	49 40	64 10	0,864	0,484	- 0,353	- 0,665	- 1,018	0,485
c	58 10	58 10	0,621	0,621	+ 0,062	+ 0,605	+ 0,667	0,317
d	56 10	62 20	0,670	0,521	- 0,413	- 0,675	- 1,088	0,518
e	60 20	60 20	0,570	0,570	+ 0,284	+ 0,453	+ 0,737	0,351
f	60 20	60 20	0,570	0,570	- 0,533	- 0,533	- 1,066	0,508

c) Längenänderungen und Drehwinkel der Wandstäbe.

Endgültiger Stabdrehwinkel ϑ nach (42) und (38), folgt wegen Symmetrie aus $\vartheta_{a_1} = - \vartheta_{a'_3}$:

Stab	s cm	s · σ t/cm	Δs cm	$\Sigma 1000$ · $\Delta \psi$	1000 ϑ	$\varrho = \vartheta \cdot s$ cm	Stab	$\Sigma 1000$ · $\Delta \psi$	1000 ϑ	$\varrho = \vartheta \cdot s$ cm
a_1	1484	- 1034	- 0,492	0,0	+ 2,292	+ 3,400	a'_3	4,584	- 2,292	- 3,400
b_1	1484	+ 895	+ 0,427	0,367	+ 1,925	+ 2,860	b'_3	4,217	- 1,925	- 2,860
c_1	1707	- 620	- 0,295	0,852	+ 1,440	+ 2,456	c_3	3,732	- 1,440	- 2,456
d_1	1707	+ 874	+ 0,416	1,169	+ 1,123	+ 1,917	d'_3	3,415	- 1,123	- 1,917
e_1	1818	- 306	- 0,146	1,687	+ 0,605	+ 1,100	e'_3	2,897	- 0,605	- 1,100
f_1	1818	+ 233	+ 0,111	2,038	+ 0,254	+ 0,462	f'_3	2,546	- 0,254	- 0,462

Die Strecken ϱ erfüllen die Stützenbedingungen, so daß die Verschiebungen bereits durch den ersten Verschiebungsplan bestimmt sind.

$\vartheta_h = \varrho_h/s_h$ aller Stäbe durch die Wiederholung der Grundaufgabe erhalten werden. Der Polplan heißt erster Verschiebungsplan. Die Lösung ist bis auf die Berechnung der Stablängenänderung Δs , rein geometrisch, damit anschaulich und leicht einzusehen. Ihre Genauigkeit leidet nicht selten durch die Länge und den ungünstigen Schnitt der Strecken ϱ .

Bei einem Fachwerkbalkenträger mit dem festen Lager in b und dem beweglichen Lager in a sind $\vec{bb}' = 0$, $\vartheta_{ab} = 0$ Randbedingungen. Sind diese durch die Annahmen $\vec{hh}' = 0$, $\vartheta_{hk} = 0$ für den Verschiebungsplan eines Stabzweiecks h, i, k nicht erfüllt, so müssen die in dem Stabzweieck h, i, k enthaltenen gerichteten Strecken \vec{rr}' folgendermaßen ergänzt werden:

1. Das Fachwerk mit den Stablängen $(s + \Delta s) \approx s$ wird um die Strecke $-\vec{bb}' = \vec{b'b}$ parallel verschoben und damit $\vec{rr}' \hat{+} \vec{b'b} = \vec{b'r}'$ erhalten. Der Pol $a \equiv r$ usw. $\equiv 0$ wandert also von 0 nach $b' \equiv 0' \equiv (a)$ (Abb. 68).

2. Das Stabnetz mit den Längen $(s + \Delta s) \approx s$ wird um das feste Lager b solange gedreht, daß der Vektor $\vec{a'a'} = \vec{(a)a'}$ die dem Lager a vorgeschriebene Bewegungsrichtung erfüllt. Der Vektor $\vec{a''(a)}$ ist winkelrecht zur Geraden ba . Die Punkte k'' des zweiten Verschiebungsplanes bilden bei einem Stabnetz ohne relative Verschiebung der Knoten eine zum vorgeschriebenen Fachwerk ähnliche, um 90° gedrehte Figur. Die absolute Verschiebung $\vec{k''k'}$ eines jeden Punktes k ist also aus drei Komponenten $0k' \hat{+} \vec{b'b} \hat{+} \vec{k''b'}$ entstanden, während der Stabdrehwinkel ϑ_k aus zwei Anteilen besteht (Abb. 68 mit $\vartheta_k = \varrho_k/s_k + \vec{a''a'}/a\vec{b}$). In Abb. 70a ist der WILLIOT-Plan für einen einfachen Balkenträger mit den Stablängenänderungen aus der Belastung nach (38) aufgezeichnet worden.

b) Die Grundaufgabe für das Stabzugverfahren nach MÜLLER-Breslau beruht in der geometrischen Ermittlung der Verschiebung des Endpunktes c eines Stabes $\vec{bc} = s_k$ aus der Verschiebung \vec{bb}' , der Änderung $\Delta\alpha_k$ des Winkels α_k ($\Delta\alpha_k = -\vartheta_k$) und der Änderung Δs_k der Stablänge. Da die Verschiebungen $\vec{cc'}$ im Vergleich zu den Stablängen s_k klein sind, kann der Kreisbogen, mit $(s_k + \Delta s_k) \approx s_k$ als Halbmesser, wiederum durch die Tangente ersetzt werden. Auf diese Weise entsteht der Verschiebungsplan Abb. 69. Die Drehwinkel ϑ_k der Stäbe ausgezeichneten Stabzüge von Fachwerken werden nach (42) aus der Änderung der Stabzugwinkel $\Delta\varphi_k$ und diese wieder aus der Änderung der Dreieckswinkel $\Delta\gamma_F$ nach (41) berechnet. Das Stabzugverfahren setzt also die Verschiebung $\vec{kk'}$ eines ausgezeichneten Knotenpunktes k und den Drehwinkel ϑ_k des anschließenden Stabes k als bekannt voraus. Beides muß in der Regel ebenfalls zunächst angenommen werden, um später mit Hilfe der Stützenbedingungen durch einen zweiten Verschiebungsplan berichtigt zu werden (Beispiel Abb. 70 b).

25. Verschiebungspläne von Scheibenverbindungen.

Der Verschiebungszustand jeder Fachwerkscheibe ist durch die Längenänderungen der Fachwerkstäbe und durch die Verschiebungen zweier Knotenpunkte bestimmt, die entweder analytisch berechnet oder geometrisch durch den Verschiebungsplan einer Knotenpunktfigur mit den relativen Verschiebungen der Gelenkpunkte der Fachwerkscheiben ermittelt werden können. Die Aufgabe läßt sich oft jedoch einfacher lösen, wenn der Zusammenhang der beiden in einem Gelenk angeschlossenen Fachwerkscheiben in dem ersten Verschiebungsplan berücksichtigt wird, um die Stützenbedingungen durch einen zweiten Verschiebungsplan mit einer Drehung der Fachwerkscheiben zu erfüllen. Der Polplan zu dieser Bewegung der Scheibenverbindung wird am besten durch den Plan gedrehter Verschiebungen entwickelt.

Verschiebungszustand eines Dreigelenkbogens Abb. 71. Der erste Verschiebungsplan mit den angenommenen Randbedingungen $\vec{cc'} = 0$, $\vartheta_0 = 0$, $\vartheta_0 = 0$ liefert für Scheibe I die Verschiebung $\vec{aa'} \neq 0$, für Scheibe II die Verschiebung $\vec{bb'} \neq 0$.

Da diese nach den Stützenbedingungen in a und b Null und die Verschiebungen der beiden den Scheiben I und II angehörenden Punkte c nach wie vor gleich groß sind, so ist ein zweiter Verschiebungsplan nötig. Dieser ist bei der Scheibe I durch

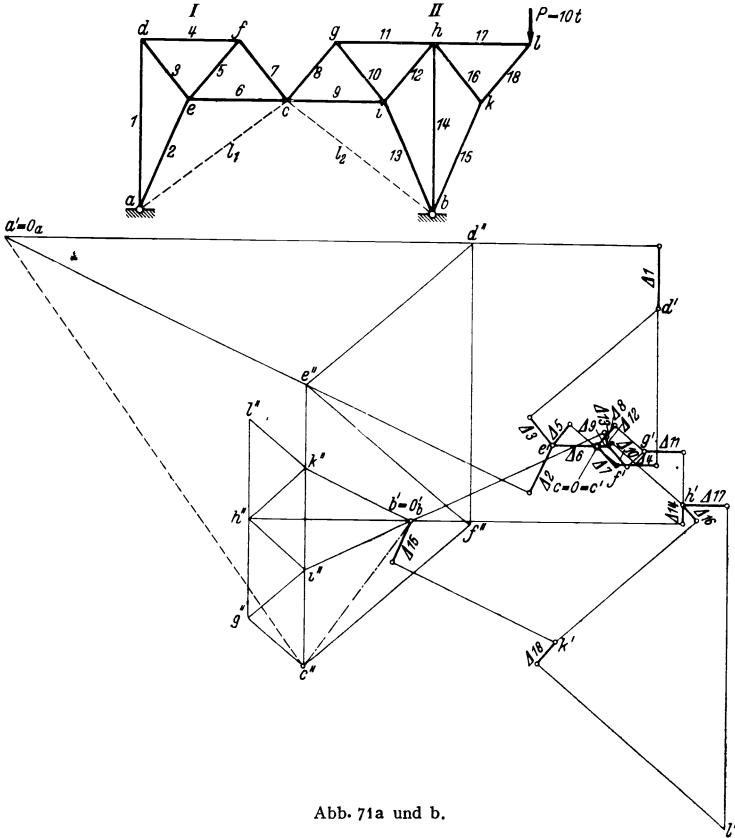


Abb. 71a und b.

die Verschiebung $\vec{a}'0 = -0\vec{a}'$ und eine Drehung um a' vom Betrage $\vec{c}'0\vec{a}'/l_{11}$, bei der Scheibe II durch die Verschiebung $\vec{b}'0 = -0\vec{b}'$ und eine Drehung um b' vom Betrage $\vec{c}'0\vec{b}'/l_{12}$ bestimmt, so daß $\vec{c}'0\vec{c}'_I = \vec{c}'0\vec{c}'_{II}$. Die Verschiebung des Punktes i ist also die geometrische Summe dreier Komponenten:

$$\vec{i}'0\vec{b}' + \vec{b}'0 + 0\vec{i}' = \vec{i}'0\vec{i}'.$$

26. Der Verschiebungszustand ebener Stabwerke.

a) Die geometrischen Eigenschaften des Stabnetzes sind durch die Zuordnung der Knotenpunkte h, i der Knotenpunktfigur, durch den Winkel α_{hi} und die Länge s_{hi} der Stäbe h_i und durch die Form der Stabachsen mit einer vorgeschriebenen Veränderung der Querschnitte $F = F(x), J = J(x)$ bestimmt.

b) Die physikalischen Eigenschaften werden durch das HOOKESCHE Gesetz mit dem Elastizitätsmodul E , durch die POISSONSche Konstante m und die Ausdehnungsziffer α_t beschrieben:

$$G = \frac{m}{2(m+1)} E, \quad \varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} + \alpha_t t. \quad (56)$$

Der Wärmedurchgang wird linear angenommen und daher durch die Temperaturänderung t_s in der Stabachse und den Temperaturunterschied $\Delta t = t_i - t_a$ der Randfasern i und a bestimmt (Abb. 103). Der Betrag $E \cdot \alpha_t$ ist bei Flußstahl 25,2 kg/cm²°C, bei Beton 2,1 kg/cm²°C.

c) Der Verschiebungszustand beruht auf der Annahme einer in z linearen Funktion ε_x . Die Querschnitte bleiben bei der Formänderung eben, so daß bei annähernd konstantem $ds(z)$ in Verbindung mit dem HOOKESchen Gesetz auch die Normalspannung σ_x in z linear ist. Der Krümmungshalbmesser R der Stabachse ist dann im Vergleich zur Stabdicke h_x des Querschnittes groß. Als mittlere Winkeländerung der differentialen Prismen durch die Schubspannung an zwei benachbarten Querschnitten wird folgender Betrag verwendet:

$$\frac{d}{dz} \left(\frac{\kappa Q}{GF} \right), \quad (57)$$

wobei κ die Schubverteilungszahl ist.

d) Beziehungen zwischen Spannungs- und Verschiebungszustand nach (3).

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} + \alpha_t t = \frac{N}{EF} + \frac{M}{EJ} z + \alpha_t t_s + \frac{\alpha_t \Delta t}{h} z \\ \delta \tau_{xz} &= \bar{\sigma}_x = \frac{\bar{N}}{F} + \frac{\bar{M}}{J} z, \quad \delta \tau_{xz} = \bar{\tau}_{xz} = \bar{Q} \frac{S}{bJ}. \end{aligned} \right\} \quad (58)$$

e) Die Formänderungsenergie des Stabwerkes ist daher nach (34) für $t = 0$, $\Delta e = 0$:

$$A_i = \frac{1}{2} \int \frac{N^2 ds}{EF} + \frac{1}{2} \int \frac{M^2 ds}{EJ} + \frac{1}{2} \int \kappa \frac{Q^2}{GF} ds, \quad (59)$$

für $t \neq 0$, $\Delta e \neq 0$:

$$A_i^* = A_i + \int N \alpha_t t_s ds + \int M \frac{\alpha_t \Delta t}{h} ds - \sum C_e \Delta e. \quad (60)$$

f) Die Arbeitsgleichung des Stabwerkes lautet (32)

$$\left. \begin{aligned} \sum \bar{\Psi}_i r_i &= \int \bar{N} N \frac{ds}{EF} + \int \bar{M} M \frac{ds}{EJ} + \int \kappa \bar{Q} Q \frac{ds}{GF} + \\ &+ \int \bar{N} \alpha_t t_s ds + \int \bar{M} \frac{\alpha_t \Delta t}{h} ds - \sum \bar{C}_e \Delta e. \end{aligned} \right\} \quad (61)$$

g) Allgemeine Rechenvorschrift zur Ermittlung einer ausgezeichneten Komponente δ_k des Verschiebungszustandes (33)

$$\left. \begin{aligned} 1_k \delta_k &= \int \bar{N}_k N \frac{ds}{EF} + \int \bar{M}_k M \frac{ds}{EJ} + \int \kappa \bar{Q}_k Q \frac{ds}{GF} + \\ &+ \int \bar{N}_k \alpha_t t_s ds + \int \bar{M}_k \frac{\alpha_t \Delta t}{h} ds - \sum \bar{C}_{ek} \Delta e. \end{aligned} \right\} \quad (62)$$

Die Belastungseinheit 1_k bedeutet je nach der Art der gesuchten Komponente also der Verschiebung eines Punktes nach einer ausgezeichneten Richtung k , der gegenseitigen Verschiebung zweier Punkte k , des Drehwinkels θ_k der Stabsehne l_k oder der gegenseitigen Verdrehung zweier Geraden k die Belastungseinheit 1_k des Punktes k , des Punktepaars k , der Geraden k oder des Geraden-

paares k . \bar{C}_{ek} , \bar{N}_k , \bar{M}_k , \bar{Q}_k sind die Stütz- und Schnittkräfte der Belastungseinheiten (Abb. 72a—g).

Der Anteil der Querkräfte in (62) ist im Vergleich zu den anderen Beiträgen stets so klein, daß er vernachlässigt werden kann. Dasselbe gilt in der Regel auch von dem Anteil der Längskräfte.

Verschiebungen durch Belastung und Stützenverschiebungen.

$$\bar{1}_k \delta_k = \bar{1}_k \delta_k y + \bar{1}_k \delta_{ks} = \int \bar{M}_k M \frac{ds}{EJ} - \sum \bar{C}_{ek} \Delta_{ek} \quad (63)$$

Verschiebung durch eine Temperaturänderung t_s , Δt .

$$\bar{1}_k \delta_{kt} = \int \bar{N}_k \alpha_t t_s ds + \int \bar{M}_k \frac{\alpha_t \Delta t}{h} ds. \quad (64)$$

Während die Berechnung der Verschiebungen δ_{kt} mit Rücksicht auf die unsicheren Angaben von t_s und Δt in der Regel vereinfacht werden, sind für die Verschiebungen $\delta_k y$ Integrationstabellen notwendig, die in den Tabellen 5 und 6 auf Stäbe mit konstantem J_h und einfachen Funktionen \bar{M}_k und M beschränkt werden. Sind die Trägheitsmomente im Bereich l_h stetig veränderlich, so wird die

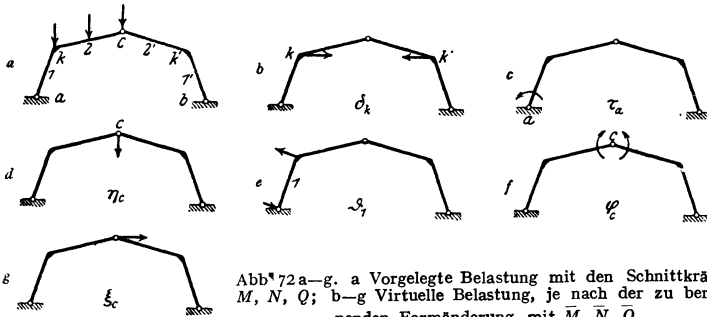


Abb. 72 a—g. a Vorgelegte Belastung mit den Schnittkräften M , N , Q ; b—g Virtuelle Formänderung, je nach der zu berechnenden Formänderung, mit \bar{M} , \bar{N} , \bar{Q} .

auf den mittleren Betrag J_h bezogene Funktion $J_h/J = \zeta_h$ gebildet und der EJ_c -fache Betrag der Verschiebung verwendet.

$$\bar{1}_k E J_c \delta_k = \sum \int_0^1 \bar{M}_k M \zeta d\xi \quad \text{mit} \quad \xi = x/l_h \quad \text{und} \quad l_h J_c/J_h = l'_h. \quad (65)$$

Mit $\zeta_h = 1$ ist

$$\bar{1}_k E J_c \delta_k = \sum \int_0^1 \bar{M}_k M d\xi. \quad (66)$$

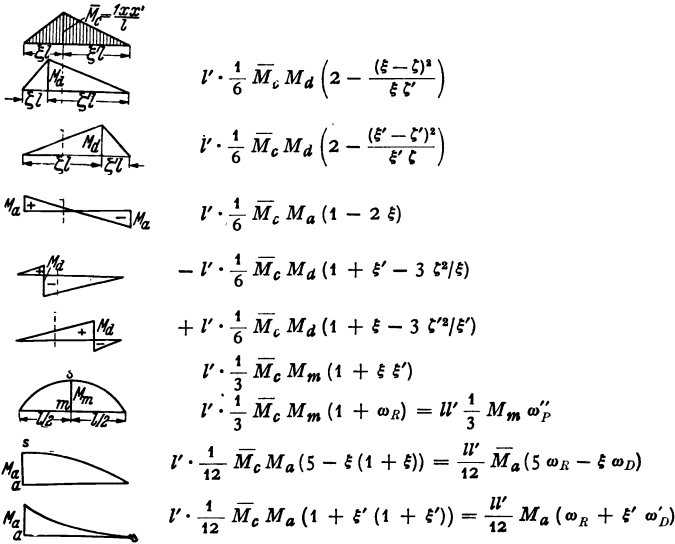
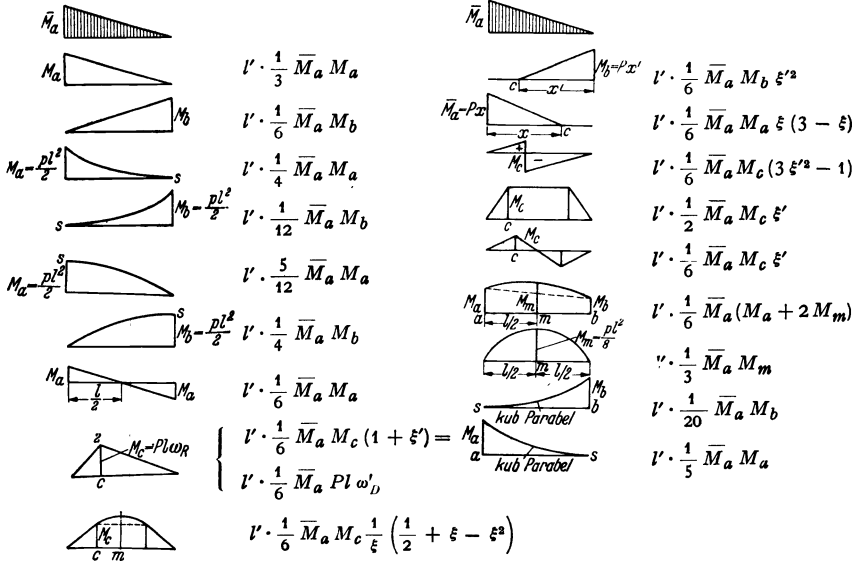
Das Ergebnis wird sich oft mit den Integrationstabellen auf S. 254—255 unmittelbar anschreiben lassen. In anderen Fällen hilft die Zerlegung der Funktionen \bar{M}_k und M in Teile.

h) Formänderungswerte. Tabelle 5.

Gültigkeit der Formeln für gerade Stäbe mit $J = \text{const}$ und für krumme Stäbe mit $J_x \cdot \cos \alpha_x = J = \text{const}$.

Bezeichnungen: Stablänge l , reduzierte Stablänge $l' = lJ_c/J$. Abszissen des Punktes c : ξl , $\xi' l$. Abszissen des Punktes d : ζl , $\zeta' l$. Abszissen des Punktes m : $l/2$, $l/2$. Parabelscheitel s .

In den Figuren sind die Ordinaten oberhalb der Bezugsachse positiv.



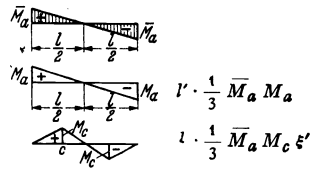
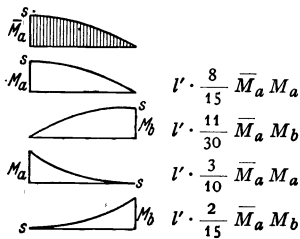
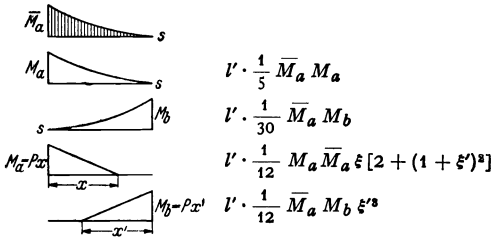
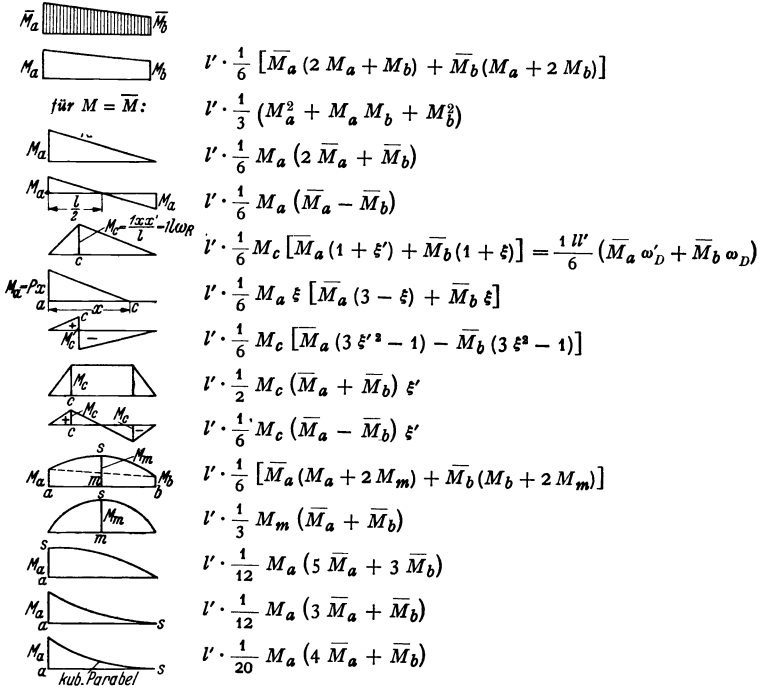


Tabelle 6.

Funktionswerte:	$\omega_R,$	$\omega_D,$	$\omega_P,$	$\omega''_P.$
$\xi = \frac{x}{l}$	$\omega_R = \xi - \xi^2$	$\omega_D = \xi - \xi^3$	$\omega_P = \xi - \xi^4$	$\omega''_P = \xi - 2\xi^3 + \xi^4$
0,05	0,0475	0,0499	0,0500	0,0498
0,10	0,0900	0,0990	0,0999	0,0981
0,15	0,1275	0,1466	0,1495	0,1438
0,20	0,1600	0,1920	0,1984	0,1856
0,25	0,1875	0,2344	0,2461	0,2227
0,30	0,2100	0,2730	0,2919	0,2541
$\frac{1}{2}$	0,2222	0,2963	0,3210	0,2716
0,35	0,2275	0,3071	0,3350	0,2793
0,40	0,2400	0,3360	0,3744	0,2976
0,45	0,2475	0,3589	0,4090	0,3088
0,50	0,2500	0,3750	0,4375	0,3125
0,55	0,2475	0,3836	0,4585	0,3088
0,60	0,2400	0,3840	0,4704	0,2976
0,65	0,2275	0,3754	0,4715	0,2793
$\frac{2}{3}$	0,2222	0,3704	0,4691	0,2716
0,70	0,2100	0,3570	0,4599	0,2541
0,75	0,1875	0,3281	0,4336	0,2227
0,80	0,1600	0,2880	0,3904	0,1856
0,85	0,1275	0,2359	0,3280	0,1438
0,90	0,0900	0,1710	0,2439	0,0981
0,95	0,0475	0,0926	0,1355	0,0498
$\xi' = \frac{x'}{l}$	ω_R	ω'_D	ω'_P	ω''_P

27. Die Biegelinien des Stabes.

Die Biegelinien des Stabes sind stetig und können daher nach 19. und 26. aus der Formänderung eines differentialen Abschnittes ds für die relative Verschiebung zweier benachbarter Querschnitte durch die Schnittkräfte als Differentialgleichung angegeben werden. Bei veränderlichem Trägheitsmoment J und dem mittleren Betrag J_h werden auch hier die $E J_h$ -fachen Verschiebungen berechnet (Abb. 73).

a) Biegelinie eines geraden Stabes, $w = w(x)$ (Abb. 73).

$$\frac{d^2(E J_h w)}{dx^2} = - M \frac{J_h}{J} + E J_h \frac{d}{dx} \left(\frac{x Q}{G F} \right) - E J_h \frac{\alpha_t \Delta t}{h} = - w_1. \quad (67)$$

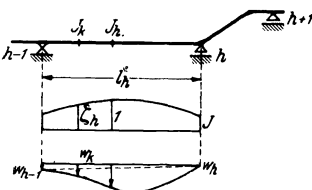


Abb. 73.

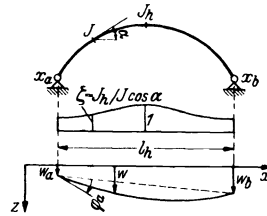


Abb. 74.

b) Biegelinie eines gekrümmten Stabes, $w = w(x)$ ohne Berücksichtigung des Anteils der Längskräfte (Abb. 74):

$$\frac{d^2(E J_h w)}{dx^2} = - M \frac{J_h}{J \cos \alpha} + \frac{E J_h}{\cos \alpha} \frac{d}{dx} \left(\frac{x Q}{G F} \right) - \frac{E J_h}{\cos \alpha} \frac{\alpha_t \Delta t}{h} = - w_2. \quad (68)$$

Der Anteil der Querkkräfte hat nur in Ausnahmefällen auf das Ergebnis Einfluß, so daß bei $\Delta t = 0$

$$w_1 = M \frac{J_h}{J} \quad \text{und} \quad w_2 = M \frac{J_h}{J \cos \alpha}. \quad (69)$$

c) **Biegelinie bei unstetigen Funktionen $M = M(x)$.** Die Lösung läßt sich bei stetigen Funktionen $M = M(x)$ in Verbindung mit den vorgeschriebenen Stützenbedingungen $w = w_a, \varphi = \varphi_a$ oder $w = w_b$ angeben. In der Regel ist jedoch eine Umformung durch partielle Integration notwendig. Diese liefert

$$\varphi_k = \varphi_a - \int_a^k w dx, \quad w_k = w_a + \varphi_a(x_k - x_a) - \int_a^k w(x_k - x) dx. \quad (70)$$

Man bezeichnet auch hier wieder $w dx$ als elastisches Gewicht und berechnet

$$\varphi_a = \frac{1}{l} \int_a^b w x' dx = A_w, \quad \varphi_k = Q_{w,k}, \quad w_k = M_{w,k}, \quad (71)$$

$$\text{für } w_a = 0, w_b = 0 \text{ und } x_b - x_a = l, x_b - x_k = x'_k,$$

d. h. also φ_a als Stützkraft, φ_k als Querkraft und w_k als Moment der elastischen Kräfte $w dx$ eines stellvertretenden Balkens. Sie werden dann analytisch oder graphisch für eine äquivalente Gruppe elastischer Einzelkräfte $\Sigma \mathfrak{W} = \int w dx$ angegeben. Um die senkrechten Verschiebungen w in natürlicher Größe für einen Lageplan im Maßstab $1:n$ aufzuzeichnen, ist der Polabstand $H_w = E J_c/n$. Die Strecke wird im Maßstab der \mathfrak{W} -Kräfte (Dimension tm^2) aufgetragen. Die Bezugsachse der Verschiebung w ist in jedem Falle durch die Randbedingungen der Biegelinie, z. B. durch die Verschiebungen w_a und w_b bestimmt. Die Einflußlinien einer Verschiebung werden nach (36) ebenfalls als Biegelinien gefunden.

d) **Beispiel.** Abb. 75a—g: Graphische Ermittlung der Biegelinie eines Auslegeträgers mit veränderlichem Trägheitsmoment (verkleinerte Wiedergabe). — Abb. 75b: Belastung. — Abb. 75c: Verlauf des Trägheitsmomentes. — Abb. 75d: Krafteck zur vorgeschriebenen Belastung mit der Polweite $H = 200 \text{ t}$. — Abb. 75e: Seileck zur Belastung mit den Ordinaten $M/H = \eta$. Die Ordinaten η werden mit J_c/J erweitert, um die ideelle Belastung $M J_c/J = M \zeta = w$ zu bilden. Vergleichsträgheitsmoment J_c ist der kleinste Betrag J_0 und demnach $\zeta = J_c/J$ entweder 1 oder 0,741 oder 0,593. Einführung einer äquivalenten Gruppe von Einzellasten mit $\Sigma \mathfrak{W}_k = \int w dx$.

$$\mathfrak{W}_k = \frac{1}{6} c_k [2 w_k + w_{k-1}] + \frac{1}{6} c_{k+1} [2 w_k + w_{k+1}]. \quad (72)$$

Abb. 75f: Richtungsbüschel und Krafteck für die elastischen Gewichte mit $H_w = E J_c/m n = E J_c/100$ als Polweite, um die Verschiebungen in natürlicher Größe anzugeben (vgl. Abschnitt 23). Die Bezugsachse ist durch die Randbedingungen $w_a = 0, w_b = 0$ bestimmt. — Abb. 75g: Seileck zu \mathfrak{W}_k als Grundlage einer Seilkurve mit den Ordinaten w der Biegelinie des Trägers.

Abb. 75h—k. Einflußlinie der vertikalen Verschiebung des Punktes c . Die Verschiebung δ_{cm} wird nach Abschnitt 20 als Biegelinie δ_{mc} für die in c wirkende Kraft $P = 1 \text{ t}$ gezeichnet. — Abb. 75h: Ideelle Belastung $M J_c/J = w$. — Abb. 75i: Richtungsbüschel für die elastischen Gewichte \mathfrak{W}_k . — Abb. 75k: Seileck zu den elastischen Gewichten mit den Verschiebungen in m -facher Verzerrung ($m = 20$). Die Bezugsachse für die absoluten Verschiebungen ist durch die Randbedingungen $\delta_{ac} = 0, \delta_{bc} = 0$ bestimmt.

Abb. 75l—n: Einflußlinie der Verdrehung φ_{cm} des Endquerschnittes c . Die Einflußfunktion φ_{cm} wird nach MAXWELL als Biegelinie δ_{mc} für ein in c im Sinne von φ_{cm} wirkendes Kräftepaar $M = 1 \text{ mt}$ gezeichnet. — Abb. 75l: Ideelle Belastung $M J_c/J = w$. — Abb. 75m: Richtungsbüschel für die elastischen Gewichte \mathfrak{W}_k . — Abb. 75n: Biegelinie δ_{mc} , also auch Einflußlinie φ_{cm} . Die Bezugsachse ist durch die Randbedingungen $\delta_{ac} = 0$ und $\delta_{bc} = 0$ bestimmt.

e) **Biegelinie des Stabes auf elastischer Unterlage.** Durch zweimalige Differentiation der Gleichung (68) entsteht bei Vernachlässigung des Anteils der Querkraft

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[\frac{J}{J} \frac{d^2 (E J_c w)}{dx^2} \right] = - \frac{d^2 M}{dx^2} = \hat{p}(x) \quad (73)$$

und damit eine unmittelbare Beziehung zwischen der Ausbiegung w und der Belastung \hat{p} . Sie wird bei statisch unbestimmter Stützung des Stabes, vor allem aber zur statischen Untersuchung von Stäben mit durchgehender elastischer Stützung verwendet. Die Stützkraft ist in diesem Falle stetig und wird mit

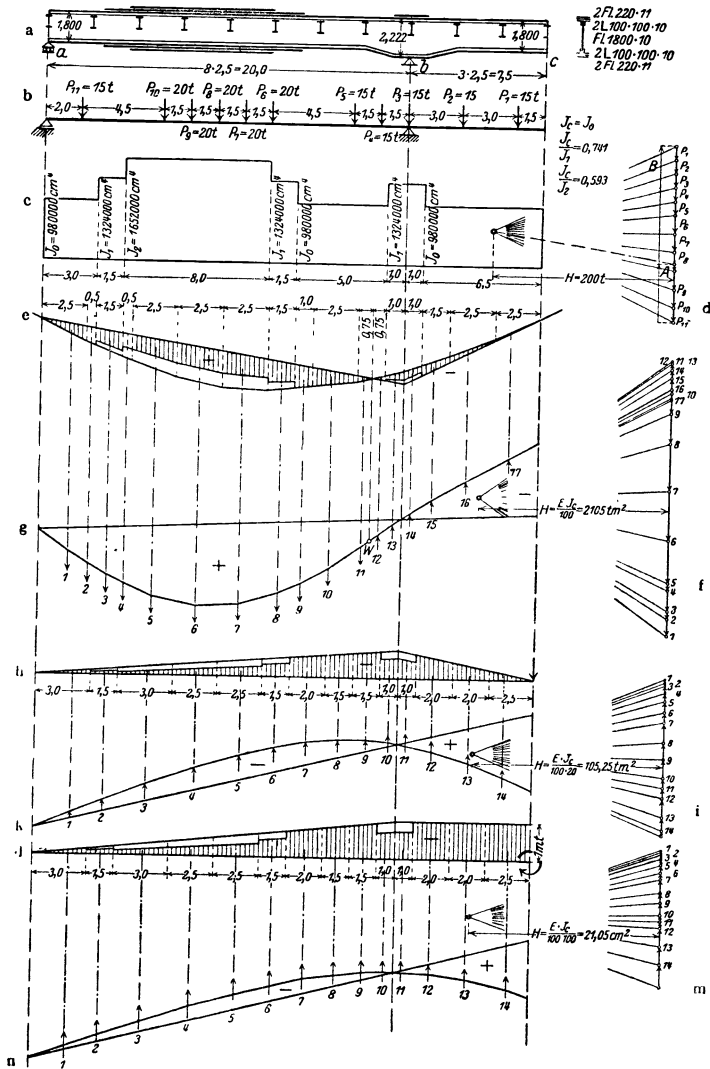


Abb. 75a—n.

$\bar{p}(x) = c \cdot w$ zur Auslenkung w proportional angenommen (Abb. 76), so daß bei konstantem Trägheitsmoment $J = J_0$ und konstanter Breite b

$$E J_0 \frac{d^4 w}{dx^4} = p(x) - c w \text{ in } t/m \tag{74a}$$

oder mit $p(x) = 0, \frac{4 E J_0}{c} = L^4, \frac{x}{L} = \xi$

$$\frac{d^4 w}{d \xi^4} + 4 w = 0. \tag{74b}$$

Die Lösung der Differentialgleichung (74a) ist

$$w = w_0 + U_1 \cos \xi \mathfrak{C} \mathfrak{O} \xi + U_2 \cos \xi \mathfrak{S} \mathfrak{i} \mathfrak{n} \xi + U_3 \sin \xi \mathfrak{C} \mathfrak{O} \xi + U_4 \sin \xi \mathfrak{S} \mathfrak{i} \mathfrak{n} \xi. \quad (75)$$

Die Integrationskonstanten ergeben sich aus Randbedingungen oder Kontinuitätsbedingungen der Stäbe.

Um deren Berechnung zu vereinfachen, wird man in zahlreichen Fällen die Lösung für den unendlich langen Stab verwenden, die bei einer Einzelkraft P_0 oder einem Kräftepaar M_0 mit

$$\zeta_1 = e^{-\xi} \cos \xi \quad \text{und} \quad \zeta_2 = e^{-\xi} \sin \xi$$

folgendermaßen lautet:

a) Unendlich langer Stab nach beiden Seiten.

Belastung mit einer Einzellast P_0 (Abb. 77).

$$\left. \begin{aligned} 1. \quad w &= \frac{P_0}{2Lbc} (\zeta_1 + \zeta_2), & 2. \quad \frac{dw}{dx} &= -\frac{P_0}{L^2bc} \zeta_2, \\ 3. \quad M &= \frac{P_0 L}{4} (\zeta_1 - \zeta_2), & 4. \quad Q &= -\frac{P_0}{2} \zeta_1, \end{aligned} \right\} (76)$$

$$x = \xi = 0: w_0 = \frac{P_0}{2Lbc}, \quad \frac{dw}{dx} = 0, \quad M_0 = \frac{P_0 L}{4}, \quad Q_0 = -\frac{P_0}{2}.$$



Abb. 76.

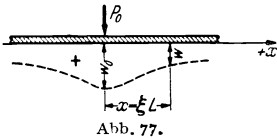


Abb. 77.

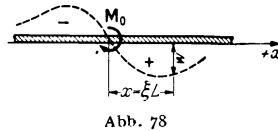


Abb. 78

Belastung mit einem Kräftepaar M_0 (Abb. 78).

$$\left. \begin{aligned} 1. \quad w &= \frac{M_0}{L^2bc} \zeta_2, & 2. \quad \frac{dw}{dx} &= \frac{M_0}{L^2bc} (\zeta_1 - \zeta_2), \\ 3. \quad M &= \frac{M_0}{2} \zeta_1, & 4. \quad Q &= -\frac{M_0}{2L} (\zeta_1 + \zeta_2), \end{aligned} \right\} (77)$$

$$x = \xi = 0: w_0 = 0, \quad \frac{dw}{dx} = \frac{M_0}{L^2bc}, \quad M_0 = \frac{M_0}{2}, \quad Q_0 = -\frac{M_0}{2L}.$$

Belastung mit Gruppen von P_k und M_k .

Da jeder Lastangriffspunkt als Stabmitte angesehen werden kann, gilt das Superpositionsgesetz (Abb. 79).

$$\left. \begin{aligned} \bar{P}_a &= \frac{1}{2Lb} \sum P_k (\zeta_{1k} + \zeta_{2k}) + \frac{1}{L^2b} \sum M_k \zeta_{2k} \\ \frac{d\bar{P}_a}{dx} &= -\frac{1}{L^2b} \sum P_k \zeta_{2k} + \frac{1}{L^2b} \sum M_k (\zeta_{1k} - \zeta_{2k}) \\ M_a &= \frac{L}{4} \sum P_k (\zeta_{1k} - \zeta_{2k}) + \frac{1}{2} \sum M_k \zeta_{1k} \\ Q_a &= -\frac{1}{2} \sum P_k \zeta_{1k} - \frac{1}{2L} \sum M_k (\zeta_{1k} + \zeta_{2k}) \end{aligned} \right\} (78)$$

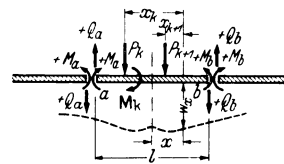


Abb. 79.

β) Unendlich langer Stab nach einer Seite.

Belastung mit einer Einzellast P_0 (Abb. 80).

$$\left. \begin{aligned} 1. \quad w &= \frac{2P_0}{Lbc} \zeta_1, & 2. \quad \frac{dw}{dx} &= -\frac{2P_0}{L^2bc} (\zeta_1 + \zeta_2), \\ 3. \quad M &= -P_0 L \zeta_2; & 4. \quad Q &= -P_0 (\zeta_1 - \zeta_2) \end{aligned} \right\} (79)$$

$$x = \xi = 0: w_0 = \frac{2P_0}{Lbc}, \quad \frac{dw}{dx} = -\frac{2P_0}{L^2bc}, \quad M_0 = 0, \quad Q_0 = -P_0.$$

Belastung mit einem Kräftepaar M_0 (Abb. 81).

$$\left. \begin{aligned} 1. \quad w &= -\frac{2M_0}{L^2bc} (\zeta_1 - \zeta_2), & 2. \quad \frac{dw}{dx} &= \frac{4M_0}{L^2bc} \zeta_1, \\ 3. \quad M &= M_0 (\zeta_1 + \zeta_2), & 4. \quad Q &= -\frac{2M_0}{L} \zeta_2, \end{aligned} \right\} (80)$$

$$x = \xi = 0: \quad w_0 = -\frac{2M_0}{L^2bc}, \quad \frac{dw}{dx} = \frac{4M_0}{L^2bc}, \quad M_0 = M_0, \quad Q_0 = 0.$$

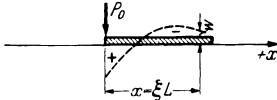


Abb. 80.

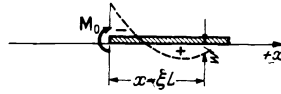


Abb. 81.

D. Spannungszustand in statisch unbestimmten Stab- und Fachwerken.

28. Das statisch unbestimmte Tragwerk.

Stab- und Fachwerke, deren Stütz- und Schnittkräfte sich nicht mit den Gleichgewichtsbedingungen für die Kräfte an einzelnen frei beweglichen Abschnitten berechnen lassen, werden als statisch unbestimmt bezeichnet.

Statisch unbestimmtes Fachwerk. Werden die k Knotenpunkte eines ebenen Fachwerks von den s Systemstäben und den t Stützenstäben durch Rundschnitte getrennt, so bleibt der Spannungs- und Verschiebungszustand eines derartigen in Zukunft als Hauptsystem bezeichneten elastischen Gebildes unverändert erhalten, wenn alle Schnittkräfte zu den Lasten als äußere Kräfte hinzutreten. Zur Berechnung der $(2k - t)$ unbekannt Komponenten des Verschiebungszustandes und der $(s + t)$ unbekannt Stab- und Stützkräfte stehen $2k$ Gleichgewichtsbedingungen (12) und s Verträglichkeitsbedingungen (39) zur Verfügung. Die Lösung der $(2k + s)$ linearen Gleichungen ist also in jedem Falle für vorgeschriebene Ursachen eindeutig, falls die Nennerdeterminante von Null verschieden ist. Die Stabkräfte sind Funktionen der vorgeschriebenen Knotenlasten, der t vorgeschriebenen Stützenverschiebungen und der Längenänderung der Stäbe durch Temperaturwechsel, Schrumpfwirkung oder falsche Ablängung. Da man bei der Berechnung des Spannungs- und Verschiebungszustandes von Fachwerken stets die Komponenten des Verschiebungszustandes eliminieren wird, stehen zum Schluß noch $s - (2k - t)$ Verträglichkeitsbedingungen zur Berechnung von ebenso vielen statisch unbestimmten Stab- und Stützkräften zur Verfügung.

Statisch unbestimmtes Stabwerk. Das gleichwertige Hauptsystem eines Stabwerkes allgemeiner Form zählt k freie Knotenscheiben, s biegesteife Stäbe und t Stützenbedingungen, der Verschiebungszustand also $(3k - t)$ unbekannt Komponenten, der Spannungszustand neben den t Stützkräften $6s$ unbekannt Schnittkräfte an den Ufern der Querschnitte zwischen Stab und Knotenscheibe. Die $(3k - t) + (6s + t)$ unbekannt Größen lassen sich aus $3k$ Gleichgewichtsbedingungen an k freien Knoten, $3s$ Gleichgewichtsbedingungen für die äußeren Kräfte an $3s$ freien Stäben und $3s$ Verträglichkeitsbedingungen zwischen der Verschiebung der Knotenscheiben und der Formänderung der Stäbe berechnen. Das Ergebnis wird also wiederum durch die Auflösung von linearen Gleichungen erhalten. Es ist, abgesehen von Ausnahmefällen, endlich und eindeutig.

Die Lösung der Aufgabe.

A. Elimination zur Berechnung der geometrisch unbestimmten Komponenten des Verschiebungszustandes.

B. Elimination zur Berechnung der statisch unbestimmten Schnittkräfte des Spannungszustandes.

Gewählt wird diejenige Lösung, in welcher die Anzahl der gleichzeitig eingehenden unbekannt Größen kleiner ist. Alle anderen Komponenten zur

Beschreibung des Spannungs- und Verschiebungszustandes werden daraus dann durch die Rekursion des Ansatzes gefunden.

Geometrische Bedingungsgleichungen eines Hauptsystems. Da sich die Berechnung der statisch unbestimmten Schnittkräfte in der Regel einfacher gestaltet, liegt es nahe, die Knotenpunktfigur als Hauptsystem und damit den allgemeinen Ansatz aufzugeben und nur so viele Schnittkräfte in einem Hauptsystem als äußere Kräfte zu betrachten, wie statisch unbestimmt sind.

Das Hauptsystem ist dann ein kinematisch starres, statisch bestimmtes Fachwerk oder Stabwerk, in welchem neben den vorgeschriebenen Lasten als äußere Kräfte auch noch n Schnittkräfte X_i ($i = 1 \dots n$) an beiden Ufern der ausgezeichneten Querschnitte wirken (Abb. 82). Die relative Verschiebung δ_k der beiden Ufer des Querschnitts k mit $-X_k$ als positiven Richtungssinn durch die äußeren Kräfte \mathfrak{P} , X_i ($i = 1 \dots n$), eine Temperaturänderung t_s , Δt der Stäbe und durch gemessene oder geschätzte Stützenverschiebungen Δ_e ist Null. Auf diese Weise entstehen n Verträglichkeitsbedingungen (81), die zur unmittelbaren Berechnung der n statisch unbestimmten Stütz- und Schnittkräfte ausreichen.

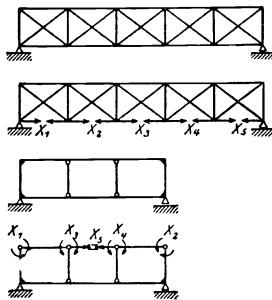


Abb. 82a und b.

$$\delta_k \delta_{k\mathfrak{P}}^{(n)} = 0 = \delta_{k0} + \delta_{kt} + \delta_{ks} - \sum_{i=1}^{i=n} X_i \delta_{ki}, \quad k = 1 \dots n. \quad (81)$$

Die einzelnen Anteile der relativen Verschiebung δ_k der Ufer des Hauptsystems mit dem durch $-X_k$ definierten positiven Richtungssinn entstehen durch die Belastung (δ_{k0}), durch die Temperaturänderung (δ_{kt}), durch Stützenverschiebungen (δ_{ks}) und durch $-X_i = 1$ (δ_{ki} , $i = 1 \dots n$). Sie werden nach der Arbeitsgleichung für Fachwerke (48) oder Stabwerke (62) berechnet. Da jedoch die Querschnittskonstanten F und J dieser Ausdrücke in der Regel unbekannt sind und erst durch die Lösung festgestellt werden sollen, versteht man darunter die EF_c - oder EJ_c -fachen Beträge der Verschiebung δ_k , je nachdem diese für Fachwerke oder Stabwerke angegeben werden sollen. F_c und J_c sind Querschnittskonstanten, auf welche die übrigen Stabquerschnitte bezogen werden.

Die Belastungszahlen und Vorzahlen bei Fachwerken mit $s \cdot F_c/F = s^*$:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{k0} &= \sum S_k S_0 s^*, & \delta_{kt} &= EF_c \sum S_k \alpha_t t s, & \delta_{ks} &= -EF_c \sum C_{ek} \Delta_e, \\ \delta_{kk} &= \sum S_k^2 s^*, & \delta_{ki} &= \sum S_k S_i s^*. \end{aligned} \right\} \quad (82)$$

Die Belastungszahlen und Vorzahlen eines Ansatzes für Stabwerke mit $\zeta_h = J_h/J$, $l'_h = l_h J_c/J_h$ und $\xi = x/l_h$:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{k0} &= \sum l'_h \int M_k M_0 \zeta_h d\xi, & \delta_{kt} &= EJ_c \left[\sum l'_h \int N_h \alpha_t t d\xi + \sum l'_h \int M_k \frac{\alpha_t \Delta t}{h} d\xi \right], \\ \delta_{ks} &= -EJ_c \sum C_{ek} \Delta_e, & \delta_{kk} &= \sum l'_h \int M_k^2 \zeta_h d\xi, & \delta_{ki} &= \sum l'_h \int M_k M_i \zeta_h d\xi \end{aligned} \right\} \quad (83)$$

Unter Umständen enthalten die Vorzahlen und Belastungszahlen beide Anteile nach (82) und (83). C_{e0} , S_0 , N_0 , M_0 und Q_0 sind die Stütz- und Schnittkräfte des Hauptsystems durch eine Belastung, C_{ei} , S_i , N_i , M_i und Q_i die Stütz- und Schnittkräfte durch die Doppelkraft $-X_i = 1$ usw.

Verwendung der Matrix. Die n Gleichungen (81) sind linear und werden in der Regel als Zahlentafel angeschrieben.

Die Hauptglieder der Matrix sind nach (82) und (83) stets positiv, dagegen die Nebenglieder positiv, Null oder negativ.

	X_1	X_2	X_k	X_{n-1}	X_n	
$\delta_{1 \mathfrak{B}}^{(n)} = 0$	δ_{11}	δ_{12}	δ_{1k}	$\delta_{1(n-1)}$	δ_{1n}	$\delta_{1 \mathfrak{B}}$
$\delta_{2 \mathfrak{B}}^{(n)} = 0$	δ_{21}	δ_{22}	δ_{2k}	$\delta_{2(n-1)}$	δ_{2n}	$\delta_{2 \mathfrak{B}}$
$\delta_{k \mathfrak{B}}^{(n)} = 0$	δ_{k1}	δ_{k2}	δ_{kk}	$\delta_{k(n-1)}$	δ_{kn}	$\delta_{k \mathfrak{B}}$
$\delta_{(n-1) \mathfrak{B}}^{(n)} = 0$	$\delta_{(n-1)1}$	$\delta_{(n-1)2}$	$\delta_{(n-1)k}$	$\delta_{(n-1)(n-1)}$	$\delta_{(n-1)n}$	$\delta_{(n-1) \mathfrak{B}}$
$\delta_{n \mathfrak{B}}^{(n)} = 0$	δ_{n1}	δ_{n2}	δ_{nk}	$\delta_{n(n-1)}$	δ_{nn}	$\delta_{n \mathfrak{B}}$

$\left. \begin{array}{l} \delta_{1 \mathfrak{B}} \\ \delta_{2 \mathfrak{B}} \\ \vdots \\ \delta_{k \mathfrak{B}} \\ \vdots \\ \delta_{(n-1) \mathfrak{B}} \\ \delta_{n \mathfrak{B}} \end{array} \right\} (84)$

Auflösung der Matrix. Die Gleichungen werden für eine Gruppe von Belastungszahlen unmittelbar oder unter Zwischenschaltung der Vorzahlen β_{hk} der konjugierten Matrix zu (84) durch Superposition nach (85) gelöst.

$$X_k = \sum_{h=1}^{h=n} \beta_{kh} \delta_{h \mathfrak{B}}, \quad k = 1 \dots n. \tag{85}$$

Dies geschieht formal nach den Methoden der Algebra durch Determinanten, durch den Algorithmus von GAUSS oder durch Iteration einer Näherungslösung. Die Vorzahlen β_{kh} bedeuten in diesem Zusammenhang die überzähligen Größen X_k für die Einheit der Belastungszahlen $\delta_{h \mathfrak{B}}$ ($h=1 \dots n$). Die konjugierte Matrix ist ebenfalls für Hauptdiagonale symmetrisch und damit $\beta_{kh} = \beta_{hk}$.

Einflußlinien der überzähligen Größen. Besteht die Belastung \mathfrak{B} aus einer über den Lastgurt wandernden Einzelkraft P_m , so wird $\delta_{k \mathfrak{B}}$ zur Ordinate δ_k^m der Einflußlinie für die gegenseitige Verschiebung δ_k , die nach dem MAXWELLSCHEN Gesetz als Biegelinie δ_m^k des Lastgurt des Hauptsystems gefunden wird. Danach entstehen die Einflußlinien der überzähligen Größen X_k durch Überlagerung von Biegelinien nach der Vorschrift:

$$X_k = \sum_{h=1}^{h=n} \beta_{kh} \delta_m^h, \quad k = 1 \dots n. \tag{86}$$

Schnittkräfte. Der Verschiebungszustand des Hauptsystems mit der Belastung \mathfrak{B} , den statisch überzähligen Schnittkräften X_k ($k = 1 \dots n$) als äußeren Kräften und allen übrigen Ursachen stimmt mit dem Verschiebungszustand des vorgegebenen statisch unbestimmten Tragwerks überein. Sein Spannungszustand $S^{(n)}$, $M^{(n)}$ wird für das Hauptsystem aus der Belastung \mathfrak{B} und den Schnittkräften X_k bestimmt, die als äußere Kräfte an den Gelenken und Führungen $k = 1 \dots n$ des Hauptsystems angreifen. Die Schnittkräfte lassen sich auch nach dem Superpositionsgesetz aus Anteilen bilden, die für sich bereits die Gleichgewichtsbedingungen erfüllen.

$$\left. \begin{array}{l} C_{r, \mathfrak{B}}^{(n)} = C_{r, \mathfrak{B}}^{(0)} - \sum C_{r i}^{(0)} X_i; \quad S_{r, \mathfrak{B}}^{(n)} = S_{r, \mathfrak{B}}^{(0)} - \sum S_{r i}^{(0)} X_i; \\ M_{r, \mathfrak{B}}^{(n)} = M_{r, \mathfrak{B}}^{(0)} - \sum M_{r i}^{(0)} X_i. \end{array} \right\} \tag{87}$$

Fehlerempfindlichkeit der Lösung. Die Brauchbarkeit des Ergebnisses wird nicht selten durch die Fehlerempfindlichkeit der Lösung beeinträchtigt. Um sie zu beschränken, muß das Hauptsystem so gewählt werden, daß möglichst viele Nebenglieder der Matrix Null sind, damit sich die überzähligen Größen so wenig wie möglich beeinflussen. Die Form der Matrix ist also ein Maßstab für die Brauchbarkeit des Hauptsystems eines hochgradig statisch unbestimmten Tragwerks. Die zweite Quelle der Fehlerempfindlichkeit entspringt aus dem Ansatz (87). Sie läßt sich meist nur bei einem Hauptsystem vermeiden, dessen Spannungszustand gut mit dem Spannungszustand des vorgegebenen Tragwerks

übereinstimmt. In diesem Falle sind die überzähligen Größen X_k klein und besitzen bei der Superposition nach (87) keine große Bedeutung. Man kann aber den statisch unbestimmten Schnittkräften des Hauptsystems angenommene Beträge zuordnen und die Schnittkräfte S_0 oder M_0 usw. für diese Zusammenhänge mit \mathfrak{P} berechnen. Die überzähligen Größen X_k bedeuten dann den Unterschied zwischen den Annahmen und denjenigen Beträgen, welche die geometrischen Verträglichkeitsbedingungen (81) erfüllen.

Rechenvorschrift. Unter Beachtung dieser Gesichtspunkte besteht die statische Untersuchung eines statisch unbestimmten Stab- oder Fachwerks in der folgenden Rechenvorschrift:

1. Zusammenstellung der geometrischen Eigenschaften des Tragwerks mit s_k^* , l_k' , ζ_k .
2. Beschreibung der äußeren Ursachen, für welche Spannungs- und Verschiebungszustand angegeben werden sollen. ($E \cdot \alpha_t$ für Beton: $21 \text{ t/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$; $E \cdot \alpha_t$ für Stahl: $252 \text{ t/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.)
3. Wahl eines in der Regel kinematisch starren, statisch bestimmten Hauptsystems durch Einführung von Gelenken oder Führungen mit den ihnen zugeordneten statisch unbestimmten Schnittkräften X_k als äußeren Kräften.
4. Berechnung der Vorzeichen δ_{kk} , δ_{ki} der Matrix (84) und der Belastungszahlen δ_{k0} , δ_{kt} , δ_{ks} (82), (83).
5. Auflösung der Gleichungen zur unmittelbaren Berechnung der X_k oder zur Bildung der konjugierten Matrix der β_{kk} .
6. Berechnung der Einflußlinien der überzähligen Größen X_k nach (86).
7. Spannungszustand des Hauptsystems für die äußeren Kräfte \mathfrak{P} und X_k . Einflußlinien der Schnittkräfte.
8. Verschiebungszustand des Hauptsystems für die äußeren Kräfte \mathfrak{P} und X_k mit allen übrigen Ursachen. Die Biegelinie des Lastgurtes des statisch unbestimmten Tragwerks ist

$$w^{(n)} = w_0^{(0)} + w_i^{(0)} + w_s^{(0)} + \sum X_k w_k^{(0)}.$$

29. Auflösung der Elastizitätsgleichungen.

Die Anzahl der überzähligen Größen der statisch unbestimmten Stab- und Fachwerke des Brücken- und Hochbaues ist in der Regel gering. Ausnahmen bilden der durchlaufende Träger mit frei oder elastisch drehbaren und starren oder elastisch senkbaren Stützen, der durchlaufende Rahmen- oder Bogenträger, der Stockwerkrahmen und der Rahmenträger. Die Untersuchung führt hierbei zu Elastizitätsgleichungen mit 3, 5 und 7 Unbekannten.

a) Einfach statisch unbestimmtes Tragwerk.

Überzählige Größe:
$$X_1 = \frac{\delta_{1\mathfrak{P}}}{\delta_{11}} = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} + \frac{\delta_{1t}}{\delta_{11}} + \frac{\delta_{1s}}{\delta_{11}}. \quad (88)$$

Gleichung der Einflußlinie:
$$X_1 = \frac{1}{\delta_{11}} \delta_{m1}.$$

Schnittkräfte:
$$C = C_0 - X_1 C_1, \quad S = S_0 - X_1 S_1, \quad M = M_0 - X_1 M_1. \quad (89)$$

Umformung für Einflußlinien:

$$C = C_1 \left(\frac{C_0}{C_1} - X_1 \right), \quad S = S_1 \left(\frac{S_0}{S_1} - X_1 \right), \quad M = M_1 \left(\frac{M_0}{M_1} - X_1 \right). \quad (90)$$

b) Zweifach statisch unbestimmtes Tragwerk.

$$X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} = \delta_{1\mathfrak{P}}; \quad X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} = \delta_{2\mathfrak{P}}.$$

Nennerdeterminante
$$D = \delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2.$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{\delta_{22}}{D} \delta_{1\mathfrak{P}} + \frac{-\delta_{12}}{D} \delta_{2\mathfrak{P}} = \beta_{11} \delta_{1\mathfrak{P}} + \beta_{12} \delta_{2\mathfrak{P}} \\ X_2 &= \frac{-\delta_{21}}{D} \delta_{1\mathfrak{P}} + \frac{\delta_{11}}{D} \delta_{2\mathfrak{P}} = \beta_{21} \delta_{1\mathfrak{P}} + \beta_{22} \delta_{2\mathfrak{P}} \end{aligned} \right\} \quad (91)$$

Schnittkräfte:
$$S = S_0 - X_1 S_1 - X_2 S_2. \quad M = M_0 - X_1 M_1 - X_2 M_2. \quad (92)$$

c) **Drei- und mehrfach statisch unbestimmte Tragwerke.** Dreifach statisch unbestimmte Tragwerke lassen sich ebenfalls noch leicht mit Determinanten berechnen, während die Bedingungsgleichungen hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke mit dem Gaußschen Algorithmus oder durch Iteration aufgelöst werden.

Vorwärtselimination eines dreigliedrigen Ansatzes mit 5 Unbekannten:

a					b					c			d		e
X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_2	X_3	X_4	X_5	X_3	X_4	X_5	X_4	X_5	X_5	
δ_{11}	δ_{12}				$\delta_{22}^{(1)}$	δ_{23}			$\delta_{33}^{(2)}$	δ_{34}					
δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}			δ_{32}	δ_{33}	δ_{34}		δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}	$\delta_{54}^{(3)}$	δ_{55}		
	δ_{32}	δ_{33}	δ_{34}		δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}		δ_{54}	δ_{55}		$\delta_{54}^{(3)}$	δ_{55}	$\delta_{55}^{(4)}$	
		δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}			δ_{54}	δ_{55}							

Zusammenfassung der ersten Gleichung jeder Eliminationsstufe.

Vorwärtselimination und Rekursion der Lösung aus X_5 .

Rückwärtselimination und Rekursion der Lösung aus X_1 .

X_1	X_2	X_3	X_4	X_5		X_5	X_4	X_3	X_2	X_1	
δ_{11}	δ_{12}				δ_{1H}	δ_{55}	δ_{54}				δ_{5H}
	$\delta_{22}^{(1)}$	δ_{23}			$\delta_{2H}^{(1)}$		$\delta_{44}^{(1)}$				$\delta_{4H}^{(1)}$
		$\delta_{33}^{(2)}$	δ_{34}		$\delta_{3H}^{(2)}$		$\delta_{33}^{(2)}$	δ_{32}			$\delta_{3H}^{(2)}$
			$\delta_{44}^{(3)}$	δ_{45}	$\delta_{4H}^{(3)}$			$\delta_{22}^{(3)}$	δ_{21}		$\delta_{2H}^{(3)}$
				$\delta_{55}^{(4)}$	$\delta_{5H}^{(4)}$				$\delta_{11}^{(4)}$		$\delta_{1H}^{(4)}$

Vorwärtselimination eines fängliedrigen Ansatzes mit 6 Unbekannten:

a						b						c				d			e		f
X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_3	X_4	X_5	X_6	X_4	X_5	X_6	X_5	X_6	X_6	
δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}				$\delta_{22}^{(1)}$	$\delta_{23}^{(1)}$														
δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{24}			$\delta_{32}^{(1)}$	$\delta_{33}^{(1)}$	δ_{34}	δ_{35}		$\delta_{33}^{(2)}$	$\delta_{34}^{(2)}$	δ_{35}								
δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	δ_{34}	δ_{35}		δ_{42}	δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}	δ_{46}	$\delta_{43}^{(2)}$	$\delta_{44}^{(2)}$	δ_{45}	δ_{46}	$\delta_{44}^{(3)}$	$\delta_{45}^{(3)}$	δ_{46}				
	δ_{42}	δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}	δ_{46}	δ_{52}	δ_{53}	δ_{54}	δ_{55}	δ_{56}	δ_{53}	δ_{54}	δ_{55}	δ_{56}	$\delta_{54}^{(3)}$	$\delta_{55}^{(3)}$	δ_{56}	$\delta_{55}^{(4)}$	$\delta_{56}^{(4)}$		
		δ_{53}	δ_{54}	δ_{55}	δ_{56}			δ_{64}	δ_{65}	δ_{66}	δ_{64}	δ_{65}	δ_{66}	δ_{64}	δ_{65}	δ_{66}	$\delta_{64}^{(4)}$	$\delta_{65}^{(4)}$	$\delta_{66}^{(4)}$	$\delta_{66}^{(5)}$	

Zusammenfassung der ersten Gleichung jeder Eliminationsstufe.

Vorwärtselimination und Rekursion der Lösung aus X_6 .

Rückwärtselimination und Rekursion der Lösung aus X_1 .

X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6		X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1	
δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}				δ_{1H}	δ_{66}	δ_{65}	δ_{64}				δ_{6H}
	$\delta_{22}^{(1)}$	$\delta_{23}^{(1)}$	δ_{24}			$\delta_{2H}^{(1)}$		$\delta_{55}^{(1)}$	$\delta_{54}^{(1)}$				$\delta_{5H}^{(1)}$
		$\delta_{33}^{(2)}$	δ_{34}	δ_{35}		$\delta_{3H}^{(2)}$			$\delta_{44}^{(2)}$	δ_{43}	δ_{42}		$\delta_{4H}^{(2)}$
			$\delta_{44}^{(3)}$	δ_{45}	δ_{46}	$\delta_{4H}^{(3)}$			$\delta_{33}^{(3)}$	δ_{32}		δ_{31}	$\delta_{3H}^{(3)}$
				$\delta_{55}^{(4)}$	δ_{56}	$\delta_{5H}^{(4)}$				$\delta_{22}^{(4)}$	δ_{21}		$\delta_{2H}^{(4)}$
					$\delta_{66}^{(5)}$	$\delta_{6H}^{(5)}$					$\delta_{11}^{(5)}$		$\delta_{1H}^{(5)}$

Die hocheingeklammerten Ziffern $\nu = 1 \dots 5$ bezeichnen zunächst Eliminationsstufen der Lösung, bedeuten aber, wie sich leicht einsehen läßt, auch Verschiebungen in einem ν -fach ($1 \dots 5$) statisch unbestimmten Hauptsystem. Die Zusammenfassung der ersten Gleichung jeder Eliminationsstufe bei Vorwärts- oder Rückwärtselimination in einer gemeinsamen Matrix liefert neben der Vorschrift zur Berechnung der überzähligen Größen aus X_0 oder X_1 durch Rekursion vor allem die diesen Ansätzen eigentümlichen und für die zeichnerische Lösung der Gleichungen wichtigen Kennbeziehungen, nach denen bei dreigliedrigen Gleichungen für

$$\left. \begin{aligned} k > h: \quad \beta_{(k+1)h} &= -\kappa_{(k+1)k} \beta_{kh}, \\ k < r: \quad \beta_{kr} &= -\kappa_k(k+1) \beta_{(k+1)r}, \end{aligned} \right\} \quad (97)$$

also $\beta_{41} = -\frac{\delta_{43}}{\delta_{44}^{(1)}} \beta_{31} = -\kappa_{43} \beta_{31}$ oder $\beta_{35} = -\frac{\delta_{34}}{\delta_{33}^{(2)}} \beta_{45} = -\kappa_{34} \beta_{45}$.

Die Rechenvorschrift (93) liefert ferner β_{55} für $\delta_{50} = 1$ durch Vorwärtselimination und β_{11} für $\delta_{10} = 1$ durch Rückwärtselimination aus Kettenbrüchen, in denen übrigens nicht allein die Kennbeziehungen, sondern auch die Hauptglieder der Gleichungen (93) enthalten sind.

$$\left. \begin{aligned} \beta_{11} &= \frac{1}{\delta_{11} - \delta_{12} \cdot \frac{1}{\delta_{22} - \delta_{23} \cdot \frac{1}{\delta_{33} - \delta_{34} \cdot \frac{1}{\delta_{44} - \delta_{45} \cdot \frac{1}{\delta_{55}}}}} \\ \beta_{55} &= \frac{1}{\delta_{55} - \delta_{45} \cdot \frac{1}{\delta_{44} - \delta_{34} \cdot \frac{1}{\delta_{33} - \delta_{23} \cdot \frac{1}{\delta_{22} - \delta_{12} \cdot \frac{1}{\delta_{11}}}}} \end{aligned} \right\} \quad (98)$$

Kennbeziehungen als Zwischenergebnisse bei Auswertung der Kettenbrüche,

$$\left. \begin{aligned} \kappa_{12} &= \frac{\delta_{12}}{\delta_{11}}, & \kappa_{54} &= \frac{\delta_{45}}{\delta_{55}}, \\ \kappa_{23} &= \frac{\delta_{23}}{\delta_{22} - \delta_{12} \kappa_{12}}, & \kappa_{43} &= \frac{\delta_{34}}{\delta_{44} - \delta_{45} \kappa_{54}}, \\ \kappa_{34} &= \frac{\delta_{34}}{\delta_{33} - \delta_{23} \kappa_{23}}, & \kappa_{32} &= \frac{\delta_{23}}{\delta_{33} - \delta_{34} \kappa_{43}}, \\ \kappa_{45} &= \frac{\delta_{45}}{\delta_{44} - \delta_{34} \kappa_{34}}, & \kappa_{21} &= \frac{\delta_{12}}{\delta_{22} - \delta_{23} \kappa_{32}}. \end{aligned} \right\} \quad (99)$$

30. Vereinfachte Lösung bei Symmetrie des Tragwerks.

Bei Symmetrie des Tragwerks nach einer Achse $I - I$ kann jede Belastung \mathfrak{P} , aber auch jede andere Ursache des Spannungszustandes in einen symmetrischen $^{(1)}\mathfrak{P}$ und in einen antisymmetrischen Anteil $^{(2)}\mathfrak{P}$ derart aufgespalten werden, daß $\mathfrak{P} = ^{(1)}\mathfrak{P} + ^{(2)}\mathfrak{P}$. Symmetrie und Antimetrie einer Belastung bedeuten auch Symmetrie und Antimetrie des Spannungs- und Verschiebungszustandes. Daher sind in allen der Symmetrieachse I zugeordneten Querschnitten bei symmetrischer Belastung die antisymmetrischen Komponenten, also Querkraft Q_I , waagerechte Verschiebung u_I und der Tangentenwinkel φ_I Null. Bei antisymmetrischer Belastung sind dagegen die symmetrischen Komponenten, also Längskraft N_I , Biegemoment M_I und senkrechte Verschiebung w_I des Querschnittes Null. Die Zerlegung der beliebigen Belastung \mathfrak{P} eines symmetrischen Tragwerks in einen symmetrischen und antisymmetrischen Anteil führt durch die Zerlegung des Tragwerks in Teile mit bekannten Randbedingungen zur vereinfachten Berechnung (Abb. 83).

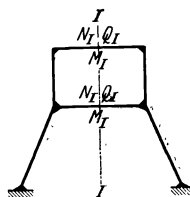
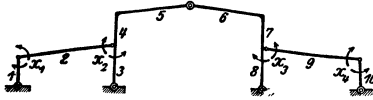
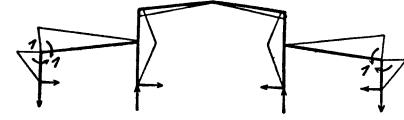


Abb. 83.

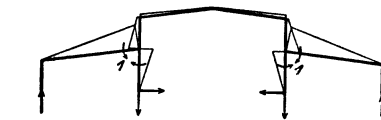
Dasselbe Ziel läßt sich auch durch Einführung von statisch unbestimmten Gruppenlasten an Stelle von statisch unbestimmten Einzellasten erreichen.



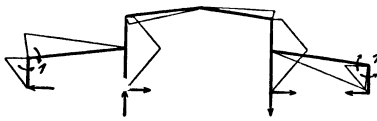
Hauptsystem mit Überzähligen.



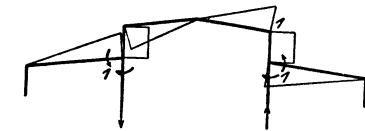
$-X_a = 1$, d. h. $-X_1 = 1, -X_4 = 1$. Momente M_a .



$-X_b = 1$, d. h. $-X_2 = 1, -X_3 = 1$. Momente M_b .



$-X_c = 1$, d. h. $-X_1 = 1, X_4 = 1$. Momente M_c .



$-X_d = 1$, d. h. $-X_2 = 1, X_3 = 1$. Momente M_d .

Abb. 84.

Dies sind bei Symmetrie des Tragwerks die halbe Summe und die halbe Differenz symmetrisch zur Achse $I-I$ liegender, statisch unbestimmter Schnittkräfte. Die Matrix zerfällt dann in zwei voneinander unabhängige Teile, von denen der eine die symmetrischen, der andere die antisymmetrischen Gruppenlasten enthält. Diese sind bei symmetrischer Belastung Null, während die symmetrischen Gruppenlasten bei antisymmetrischer Belastung ausfallen. Daher bedeutet die Einführung von Gruppenlasten in Verbindung mit der Umordnung der Belastung die vollständige Aufteilung der Untersuchung in zwei unabhängige Abschnitte.

Handelt es sich z. B. um ein Stabwerk mit vier statisch unbestimmten Schnittkräften $X_1 \dots X_4$, von denen X_1 zu X_4 und X_2 zu X_3 symmetrisch liegen (Abb. 84), so werden folgende überzählige Gruppenlasten verwendet:

$$\left. \begin{aligned} X_a &= \frac{X_1 + X_4}{2}, \\ X_b &= \frac{X_2 + X_3}{2}, \\ X_c &= \frac{X_1 - X_4}{2}, \\ X_d &= \frac{X_2 - X_3}{2}. \end{aligned} \right\} (100)$$

Die Gruppenlast $-X_a = 1$ besteht mit $-X_c = 0$ aus $-X_1 = 1$ und $-X_4 = 1$, die Gruppenlast $-X_c = 1$ mit $-X_a = 0$ aus $-X_1 = 1, +X_4 = 1$ usw. Die geometrischen Verträglichkeitsbedingungen lauten demzufolge:

$$\left. \begin{aligned} 1_a \delta_a^{(4)} &= 1_1 \delta_1^{(4)} + 1_4 \delta_4^{(4)} = \sum l'_h \int M_a M^{(4)} \zeta_h d\xi = 0 \\ 1_b \delta_b^{(4)} &= 1_2 \delta_2^{(4)} + 1_3 \delta_3^{(4)} = \sum l'_h \int M_b M^{(4)} \zeta_h d\xi = 0 \\ 1_c \delta_c^{(4)} &= 1_1 \delta_1^{(4)} - 1_4 \delta_4^{(4)} = \sum l'_h \int M_c M^{(4)} \zeta_h d\xi = 0 \\ 1_d \delta_d^{(4)} &= 1_2 \delta_2^{(4)} - 1_3 \delta_3^{(4)} = \sum l'_h \int M_d M^{(4)} \zeta_h d\xi = 0 \\ M^{(4)} &= M_0 - X_a M_a - X_b M_b - X_c M_c - X_d M_d. \end{aligned} \right\} (101)$$

Die geometrischen Bedingungen (101) bilden die Matrix (102). Im übrigen ist:

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= X_a + X_d \\ X_2 &= X_b + X_c \\ X_3 &= X_b - X_c \\ X_4 &= X_a - X_d \end{aligned} \right\} (102)$$

X_a	X_b	X_c	X_d
δ_{aa}	δ_{ab}	—	—
δ_{ba}	δ_{bb}	—	—
—	—	δ_{cc}	δ_{cd}
—	—	δ_{dc}	δ_{dd}

Bei symmetrischer Belastung sind X_c und X_d Null und ${}^{(1)}X_1 = {}^{(1)}X_4 = X_a$, ${}^{(1)}X_2 = {}^{(1)}X_3 = X_b$. Bei antisymmetrischer Belastung sind X_a und X_b Null und daher ${}^{(2)}X_1 = -{}^{(2)}X_4 = X_c$, ${}^{(2)}X_2 = -{}^{(2)}X_3 = X_d$. Bei Symmetrie nach zwei Achsen werden Gruppenlasten aus vier statisch unbestimmten Schnittkräften gebildet und die Belastung vierfach nach beiden Achsen umgeordnet.

31. Die unabhängige Berechnung der überzähligen Größen in zwei- und dreifach statisch unbestimmten Stab- und Fachwerken.

Die überzähligen Größen lassen sich unabhängig voneinander angeben, wenn die Vorzahlen $\delta_{ik} (i \neq k)$ Null sind. Um diese Nebenbedingung erfüllen zu können werden als statisch überzählige Größen Gruppen von statisch unbestimmten Schnittkräften in der Form linearer Funktionen verwendet. Auf diese Weise werden auch die Vorzahlen δ_{ik} des Ansatzes (84) Funktionen der angenommenen Freiwerte, über die dann derart verfügt werden kann, daß alle $\delta_{ik} (i \neq k)$ Null sind.



Abb. 85.

Die Lösung läßt sich in einfachen Fällen leicht geometrisch oder mechanisch deuten. In Abb. 85 sind die Komponenten X_1, X_2 der Stützkraft statisch unbestimmte Schnittkräfte und der beliebige Winkel φ zwischen beiden der Freiwert, über den nachträglich derart verfügt wird, daß $\delta_{13} = 0$.

Bei einem dreifach statisch unbestimmten Stab- oder Fachwerk nach Abb. 86 werden oft die drei Komponenten der Stützkkräfte oder die drei Schnittkräfte eines Querschnittes durch eine äquivalente Gruppe von drei statisch überzähligen Kräften X_1, X_2, X_3 im Punkte x'_0, y'_0 der Tafel Ebene und dem Winkel $\varphi = (90 - \varphi)$ zwischen X'_1 und X_2 ersetzt. Die geometrischen Größen x'_0, y'_0, φ sind zunächst Freiwerte, über die derart verfügt werden kann, daß die Nebenglieder der Matrix Null sind. Das führt bei einem beiderseits eingespannten Bogen oder Rahmen zu

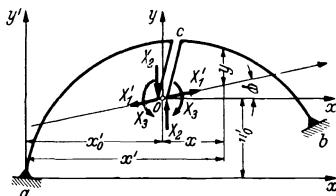


Abb. 86.

$$x'_0 = \frac{\int x' \zeta ds}{\int \zeta ds}; \quad y'_0 = \frac{\int y' \zeta ds}{\int \zeta ds}; \quad \text{tg } \varphi = \frac{\int x y'' \zeta ds}{\int x^2 \zeta ds}; \quad y'' = y + x \text{tg } \varphi; \quad \zeta = \frac{J_c}{J \cos \alpha}. \quad (103)$$

Man nennt den Punkt 0 mit x'_0, y'_0 **elastischen Schwerpunkt**. (Siehe auch II B, 13.)

32. Verwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme.

Die Berechnung der statisch überzähligen Größen läßt sich in einzelnen Fällen bei Verwendung eines statisch unbestimmten Hauptsystems vereinfachen. Enthält dieses ν statisch nicht bestimmbare Schnittkräfte, so spricht man von einem ν -fach statisch unbestimmten Hauptsystem mit den Schnittkräften $N_0^{(\nu)}, M_0^{(\nu)}, Q_0^{(\nu)}$ und den Verschiebungen $\delta_k^{(\nu)}$. Sind z. B. außerdem noch drei statisch unbestimmte Schnittkräfte vorhanden, so müssen noch drei geometrische Verträglichkeitsbedingungen (104) erfüllt sein.

$$\delta_{(\nu+1)}^{(\nu)} = 0, \quad \delta_{(\nu+2)}^{(\nu)} = 0, \quad \delta_{(\nu+3)}^{(\nu)} = 0. \quad (104)$$

Diese erhalten auf Grund des Superpositionsgesetzes ebenso wie in (81) die Form

$$X_{\nu+1} \delta_{(\nu+1)(\nu+1)}^{(\nu)} + X_{\nu+2} \delta_{(\nu+1)(\nu+2)}^{(\nu)} + X_{\nu+3} \delta_{(\nu+1)(\nu+3)}^{(\nu)} = \delta_{(\nu+1)\text{II}}^{(\nu)}. \quad (105)$$

a) Matrix der Gleichungen.

Die Gleichungen (105) werden zusammengefaßt:

	$X_{\nu+1}$	$X_{\nu+2}$	$X_{\nu+3}$	
$\nu + 1$	$\delta_{(\nu+1)(\nu+1)}^{(\nu)}$	$\delta_{(\nu+1)(\nu+2)}^{(\nu)}$	$\delta_{(\nu+1)(\nu+3)}^{(\nu)}$	(106)
$\nu + 2$	$\delta_{(\nu+2)(\nu+1)}^{(\nu)}$	$\delta_{(\nu+2)(\nu+2)}^{(\nu)}$	$\delta_{(\nu+2)(\nu+3)}^{(\nu)}$	
$\nu + 3$	$\delta_{(\nu+3)(\nu+1)}^{(\nu)}$	$\delta_{(\nu+3)(\nu+2)}^{(\nu)}$	$\delta_{(\nu+3)(\nu+3)}^{(\nu)}$	

Die Komponenten des Verschiebungszustandes statisch unbestimmter Stab- und Fachwerke lassen sich nach dem Reduktionssatz in einfacher Weise dadurch berechnen, daß entweder die Schnittkräfte der gedachten Belastung oder die Verzerrung des differentialen Abschnittes ds auf ein in dem statisch unbestimmten Hauptsystem enthaltenes, statisch bestimmtes Hauptsystem bezogen und damit erheblich einfacher berechnet werden können. Daher gilt folgendes:

b) Verschiebungskomponenten von Stabwerken ohne den Anteil von Längs- und Querkraften:

$$\left. \begin{aligned}
 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)(\nu+1)}^{(\nu)} &= \int M_{\nu+1}^{(\nu)} \cdot 2 \frac{J_c}{J} ds = \int M_{\nu+1}^{(0)} M_{\nu+1}^{(\nu)} \frac{J_c}{J} ds, \\
 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)(\nu+3)}^{(\nu)} &= \int M_{\nu+1}^{(\nu)} M_{\nu+3}^{(0)} \frac{J_c}{J} ds = \int M_{\nu+1}^{(0)} M_{\nu+3}^{(\nu)} \frac{J_c}{J} ds, \\
 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)0}^{(\nu)} &= \int M_0^{(0)} M_{\nu+1}^{(\nu)} \frac{J_c}{J} ds = \int M_0^{(0)} M_{\nu+1}^{(\nu)} \frac{J_c}{J} ds, \\
 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)t}^{(\nu)} &= E J_c \int N_{\nu+1}^{(\nu)} \alpha_t t_s ds; \quad 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)s}^{(\nu)} = - E J_c \sum C_e^{(\nu)} A_e,
 \end{aligned} \right\} (107)$$

c) Verschiebungskomponenten von Fachwerken.

$$\left. \begin{aligned}
 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)(\nu+1)}^{(\nu)} &= \sum S_{\nu+1}^{(\nu)} S_{\nu+1}^{(0)} \frac{F_c}{F} s, \\
 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)(\nu+3)}^{(\nu)} &= \sum S_{\nu+1}^{(\nu)} S_{\nu+3}^{(0)} \frac{F_c}{F} s = \sum S_{\nu+1}^{(0)} S_{\nu+3}^{(\nu)} \frac{F_c}{F} s, \\
 1_{\nu+1}^{(\nu)} \delta_{(\nu+1)0}^{(\nu)} &= \sum S_0^{(0)} S_{\nu+1}^{(\nu)} \frac{F_c}{F} s = \sum S_0^{(0)} S_{\nu+1}^{(\nu)} \frac{F_c}{F} s.
 \end{aligned} \right\} (108)$$

Hierin sind $S_0^{(0)}$, $S_{\nu+1}^{(0)}$, $N_{\nu+1}^{(0)}$, $C_{\nu+1}^{(0)}$, $M_{\nu+1}^{(0)}$ usw. die Schnittkräfte im ν -fach statisch unbestimmten Hauptsystem infolge der durch den unteren Index bezeichneten Ursache. Die Schnittkräfte $S_0^{(0)}$, $S_{\nu+1}^{(0)}$, $N_{\nu+1}^{(0)}$, $C_{\nu+1}^{(0)}$, $M_{\nu+1}^{(0)}$ usw. beziehen sich auf ein in dem ν -fach statisch unbestimmten Hauptsystem enthaltenes, statisch bestimmtes Hauptsystem.

Diese Umformung der üblichen Ansätze für die Komponenten des Verschiebungszustandes eines statisch unbestimmten Hauptsystems bedeutet eine wesentliche Abkürzung der Rechnung, die dieser Aufschließung des Ansatzes in zwei Stufen erst Berechtigung verleiht. Die Integrale werden nach den Regeln unter I, 23, 26 ausgewertet.

d) Die Schnittkräfte sind dann auf Grund des Superpositionsgesetzes

$$M = M_0^{(\nu)} - X_{\nu+1} M_{\nu+1}^{(\nu)} - X_{\nu+2} M_{\nu+2}^{(\nu)} - X_{\nu+3} M_{\nu+3}^{(\nu)}$$

usw. Eine derartige Untersuchung ist namentlich von Vorteil, wenn die Schnittkräfte $M_0^{(\nu)}$, $M_{\nu+1}^{(\nu)}$ usw. aus Tabellen der überzähligen Größen des statisch unbestimmten Hauptsystems bekannt sind.

33. Die statische Untersuchung von Stabwerken mit den Komponenten des Verschiebungszustandes.

Während der Verschiebungszustand statisch unbestimmter Stabwerke nach (48), (62) aus dem Spannungszustand abgeleitet werden kann, läßt sich im Sinne von 28, B (S. 260) der Verschiebungszustand des Stabwerkes oft auch durch einzelne ausgezeichnete Komponenten unmittelbar anschreiben und dann zur Berechnung der Schnittkräfte verwenden.

Die Voraussetzungen hierzu sind allerdings nur bei Tragwerken erfüllt, deren Stabendmomente $M_J^{(h)}$, $M_K^{(h)}$ von den Stablängenänderungen Δl_h unabhängig sind, so daß zur Beschreibung des Verschiebungszustandes neben den Knotendrehwinkeln φ_K einige ausgezeichnete Komponenten φ_c genügen. Sind diese ebenso wie die Knotendrehwinkel φ_K , φ_K Null oder vorgeschrieben, so heißt der Verschiebungszustand geometrisch bestimmt. Die Elemente des Stabwerkes sind bei $\varphi_J = 0$ und $\varphi_K = 0$ starr eingespannt. Eine Belastung von l_h erzeugt dann Stabendmomente $M_{J0}^{(h)}$, $M_{K0}^{(h)}$ mit dem Uhrzeigersinn als positivem Drehsinn. Hierzu treten die Anteile aus den geometrischen Randbedingungen, φ_J , φ_K und ϑ_h , den EJ_c -fachen Beträgen der Knoten- und Stabdrehwinkel mit dem Uhrzeigersinn als positivem Drehsinn.

a) Stabendmomente bei konstantem Trägheitsmoment des Stabes, mit dem Uhrzeigersinn als positivem Drehsinn:

α) Elastische Einspannung des Querschnittes J und gelenkiger Anschluß des Querschnittes K eines Stabes l_g mit $l_g J_c / J_g = l'_g$ (Abb. 87)

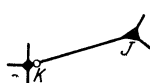


Abb. 87.



Abb. 88.

$$M_J^{(g)} = M_{J0}^{(g)} + \frac{3}{l'_g} \varphi_J - \frac{3}{l'_g} \vartheta_g. \quad (109)$$

β) Elastische Einspannung beider Querschnitte J und K eines Stabes l_h mit $l_h J_c / J_h = l'_h$ (Abb. 88).

$$\left. \begin{aligned} M_J^{(h)} &= M_{J0}^{(h)} + \frac{4}{l'_h} \varphi_J + \frac{2}{l'_h} \varphi_K - \frac{6}{l'_h} \vartheta_h, \\ M_K^{(h)} &= M_{K0}^{(h)} + \frac{2}{l'_h} \varphi_J + \frac{4}{l'_h} \varphi_K - \frac{6}{l'_h} \vartheta_h, \\ M^{(h)} &= M_J^{(h)} + M_K^{(h)} = M_0^{(h)} + \frac{6}{l'_h} (\varphi_J + \varphi_K) - \frac{12}{l'_h} \vartheta_h \end{aligned} \right\} \quad (110)$$

b) Bedingungsgleichungen für die Stabendmomente. Bei n freien Knoten $K (K = A \dots N)$ eines Stabwerkes lassen sich zunächst n Bedingungsgleichungen von der Form (111) aufstellen.

$$\sum M_J^{(h)} + M_J = 0. \quad (111)$$

Hierzu treten bei f Komponenten $\varphi_c (c = 1 \dots f)$ außerdem noch f Gleichgewichtsbedingungen, die aus dem Prinzip der virtuellen Geschwindigkeiten abgeleitet werden.

Die Lösung hat vor allem für angenäherte statische Untersuchungen Bedeutung, da sich die Randbedingungen des Verschiebungszustandes leichter abschätzen lassen als der Spannungszustand.

c) Beispiel. Die Berechnung eines durchlaufenden Trägers mit elastisch drehbaren Stützen (Abb. 89) geschieht damit in folgender Art:

1. *Geometrische Größen.*

Trägheitsmoment der Riegel J_r , Trägheitsmoment der Pfosten J_s ,

$$J_c = J_r, \quad l J_c / J = l', \quad l_1 J_c / J_r = l'_1, \quad l_3 J_c / J_r = l'_3 = l'_5 = l'_7,$$

$$l_9 J_c / J_s = l'_9, \quad l_2 J_c / J_s = l'_2 = l'_4 = l'_6 = l'_8.$$

2. *Überzählige Größen und statische Bedingungsgleichungen.*

Überzählige: $\varphi_A, \varphi_B, \varphi_C, \varphi_D$.

Bedingungsgleichungen nach (111):

$$\sum M_A^{(h)} = 0 = \varphi_A \left(\frac{3}{l_1'} + \frac{3}{l_2'} + \frac{4}{l_3'} \right) + \varphi_B \frac{2}{l_3'} + M_{A0}^{(1)} + M_{A0}^{(2)} + M_{A0}^{(3)}.$$

$$\sum M_B^{(h)} = 0 = \varphi_A \frac{2}{l_3'} + \varphi_B \left(\frac{4}{l_3'} + \frac{3}{l_4'} + \frac{4}{l_5'} \right) + \varphi_C \frac{2}{l_5'} + M_{B0}^{(3)} + M_{B0}^{(4)} + M_{B0}^{(5)}.$$

$$\sum M_C^{(h)} = 0 = \varphi_B \frac{2}{l_5'} + \varphi_C \left(\frac{4}{l_5'} + \frac{3}{l_6'} + \frac{4}{l_7'} \right) + \varphi_D \frac{2}{l_7'} + M_{C0}^{(5)} + M_{C0}^{(6)} + M_{C0}^{(7)}.$$

$$\sum M_D^{(h)} = 0 = \varphi_C \frac{2}{l_7'} + \varphi_D \left(\frac{4}{l_7'} + \frac{3}{l_8'} + \frac{3}{l_9'} \right) + M_{D0}^{(7)} + M_{D0}^{(8)} + M_{D0}^{(9)}.$$

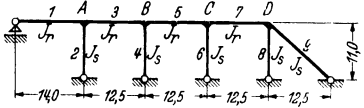


Abb. 89.



Abb. 90.

3. *Belastung durch Eigengewicht g:*

$$M_{A0}^{(1)} = + \frac{g l_1^2}{8}, \quad M_{A0}^{(3)} = - \frac{g l_3^2}{12}, \quad M_{B0}^{(3)} = + \frac{g l_3^2}{12}, \quad M_{B0}^{(5)} = - M_{C0}^{(5)} = - \frac{g l_5^2}{12} \text{ usw.}$$

4. *Auflösung der Bedingungsgleichungen nach $\varphi_A, \varphi_B, \varphi_C, \varphi_D$ mit Hilfe einer Matrix und danach Berechnung der Eckmomente.*

$$M_A^{(1)} = M_{A0}^{(1)} + \frac{3}{1} \varphi_A;$$

$$M_A^{(2)} = \frac{3}{l_2} \varphi_A;$$

$$M_A^{(3)} = M_{A0}^{(3)} + \frac{2}{l_3'} (2 \varphi_A + \varphi_B);$$

$$M_B^{(4)} = \frac{3}{l_4} \varphi_B \text{ usw.}$$

Die Biegemomente infolge g zeigt Abb. 90.

34. *Nebenspannungen in Fachwerken.*

Die Lösung nach I, 33 wird auch zur angenäherten Berechnung der Nebenspannungen in Fachwerkträgern verwendet, die durch den Biegesteifen Anschluß der Stäbe in den Knoten entstehen. In diesem Falle sind die Anteile $M_{J0}^{(h)}, M_{K0}^{(h)}$ usw. in (110) Null, während die Stabdrehwinkel ϑ_h mit großer Genauigkeit nach der Rechnung für freidrehbare Knotengelenke, also nach I, 24 angenommen werden können und dann

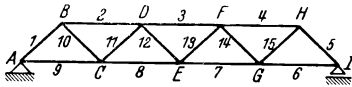


Abb. 91.

in (111) die Belastungszahlen bilden (Abb. 91) z. B.:

$$\left. \begin{aligned} \sum M_E^{(h)} = 0 = \varphi_C \frac{2}{l_8} + \varphi_D \frac{2}{l_{12}'} + \varphi_E \left(\frac{4}{l_7'} + \frac{4}{l_8'} + \frac{4}{l_{12}'} + \frac{4}{l_{13}'} \right) + \\ + \varphi_F \frac{2}{l_{13}'} + \varphi_G \frac{2}{l_7'} = \frac{6 \vartheta_7}{l_7'} + \frac{6 \vartheta_8}{l_8'} + \frac{6 \vartheta_{12}}{l_{12}'} + \frac{6 \vartheta_{13}}{l_{13}'} \end{aligned} \right\} \quad (112)$$

E. *Räumliche Stab- und Fachwerke.*

35. *Gliederung und Aufbau.*

Die Tragwerke des konstruktiven Ingenieurbauwes besitzen, abgesehen von wenigen Ausnahmen, räumliche Tragwirkung. Die übliche Zerlegung in ebene Stab- und Fachwerke ist in der Regel ebenso wie die ebene Berechnung der Träger im Sinne NAVIERS nur durch die Ausbildung der Stabquerschnitte, durch die Eintragung der äußeren Kräfte und durch Symmetriebetrachtungen möglich.

Die Zerlegung wird jedoch im Interesse einer einfachen Beschreibung des Spannungs- und Verschiebungszustandes immer versucht werden, so daß die statische Berechnung ausgesprochen räumlicher Tragwerke auf besondere Bauaufgaben beschränkt ist.

Bekannte Beispiele sind außermittig belastete Träger, querbelastete Ringträger, Trägerroste und räumliche Rahmen mit drehsteifer Verbindung der Stäbe. Ihr Spannungs- und Verschiebungszustand wird meist mit einer einfachen Erweiterung der Methoden der ebenen Baustatik und einer generellen Definition des Drillungswiderstandes der Bauteile durch Schnittkräfte beschrieben (9). Diese Ansätze kommen jedoch zu selten in Anwendung, um hier erwähnt zu werden.

Sieht man von Flächentragwerken, also von Platten und Schalen ab, die an anderer Stelle behandelt werden, so besitzen vor allem die räumlichen Fachwerke zur Abstützung raumumschließender Konstruktionen und zur Übertragung quergerichteter Kräfte und Kräftepaare Bedeutung. Sie werden als Tonnen-, Pyramiden- und Kuppelflechtwerke im Hochbau und als raumsteife, geschlossene Fachwerkpolyeder im Brücken-, Kran-, Bagger- und Flugzeugbau verwendet.

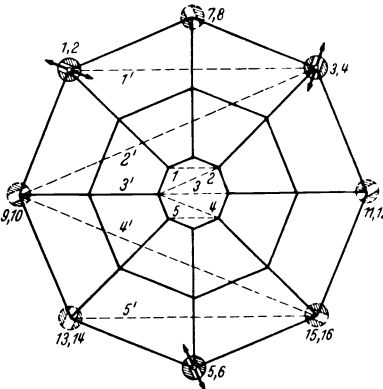
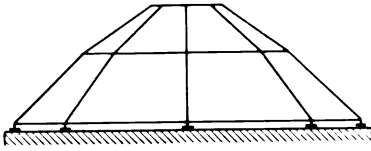
Zum Anschluß der gestützten elastischen Gebilde an einen Bezugskörper dienen die festen Lager mit drei Stützenbedingungen, die Linienführung einzelner Knoten mit zwei Stützenbedingungen und deren Flächenführung mit einer Stützenbedingung. Die Fachwerkknoten gelten zur Vereinfachung der Rechnung als reibungslose Gelenke, obwohl sich der Spannungs- und Verschiebungszustand einer derartigen räumlichen Idealisierung wesentlich mehr von demjenigen des vorgegebenen Tragwerks unterscheidet als bei ebenen Stabnetzen.

Eine Anzahl von k freien Knotenpunkten im Raum besitzt $3k$ Freiheitsgrade. Die geometrisch bestimmte Zuordnung und die kinematisch starre gegenseitige Bindung und Verbindung mit dem Bezugskörper erfordert daher auch $3k$ Stützenstäbe (Anzahl: t) und Fachwerkstäbe (Anzahl: s). Die Berechnung der den Knoten zugeordneten ($t + s$) Stütz- und Stabkräfte ist mit den verfügbaren $3k$ Gleichgewichtsbedingungen statisch bestimmt, wenn die Nennerdeterminante der Lösung von Null verschieden ist. Die Bedingung $(t + s) = 3k$ ist also zur Beurteilung der Brauchbarkeit eines Fachwerkes nicht hinreichend, da diese nichts über die Stabilität der Knotenpunktverbindung aussagt und Beweglichkeit ebenso wie unendlich kleine Beweglichkeit des Stabnetzes zuläßt. Die kinematisch starre Bindung der k Knotenpunkte an einen Bezugskörper ist vielmehr dann erst nachgewiesen, wenn die Stab- und Stützkräfte bei Eintragung einer beliebigen Gruppe von äußeren Kräften in die Knotenpunkte endlich bleiben. Diese Bedingung ist bei räumlichen Fachwerken von besonderer Bedeutung, da sich die Stabilität von Stabnetz und Stützung hier nicht wie bei ebenen Fachwerken leicht übersehen läßt. Der notwendige statische Nachweis gelingt am einfachsten, wenn jeder Knotenpunkt der Reihe nach durch 3 Stäbe angeschlossen wird, die nicht in einer Ebene liegen. Die Zerlegung einer Kraft nach 3 vorgeschriebenen Richtungen, die sich mit der Knotenlast in einem Punkt schneiden, ist daher auch die Grundaufgabe zur statischen Untersuchung räumlicher Fachwerke. Ihre Lösung gelingt also stets, wenn nicht mehr als 3 Stabkräfte an einem Knotenpunkt unbekannt sind. Ebenso wie sich aus einem derartigen Stabnetz einfachster Struktur andere für Bauaufgaben wichtige Konstruktionen durch Stabvertauschung ableiten lassen, kann die Berechnung von Grunddecken, d. h. von Fachwerken mit Knotenpunkten, an denen mehr als 3 räumlich zugeordnete Stäbe angreifen, stets durch Tausch- und Ersatzstäbe auf die Grundaufgabe zurückgeführt werden.

Räumliche Fachwerke mit $(t + s) > 3k$ sind statisch unbestimmt. Ihre Stabkräfte werden nach (87) ebenso wie bei ebenen Fachwerken aus den geometrischen Bedingungen für die Formänderung eines Hauptsystems berechnet. Unter Umständen sind aber auch biegesteife Stäbe, wie die Gratsparren in Kuppeln oder die Ringsparren in Tonnenflechtwerken vorhanden, deren Einfluß auf den Spannungs- und Verschiebungszustand nicht vernachlässigt werden soll. Das Tragwerk ist dann hochgradig statisch unbestimmt und bildet den Übergang zu den räumlichen Rahmen.

Aufbau und Tragwirkung unterscheiden sich durch die Art der Abstützung, je nachdem die äußeren Kräfte, z. B. die Massen- und Trägheitskräfte an einem Flugzeugrumpf im Gleichgewicht sind oder die Stützenstäbe zur starren räumlichen Bindung mit $t = 6$ gerade ausreichen und nicht mehr als 3 Stützenstäbe durch einen Punkt gehen oder zueinander parallel sind und nicht mehr als 3 Stützenstäbe in einer Ebene liegen. Das Fachwerk ist in diesen beiden Fällen mit $s = (3k - 6)$ Netzstäben ein in sich starres räumliches Gebilde, vorausgesetzt, daß die Bedingungen für die Stabilität erfüllt sind. Es läßt sich aus Stabwerk-tetraedern aufbauen, von denen 3 Kanten benachbarter Elemente stets zusammenfallen.

Räumliche Gebilde allgemeiner Art, die Polyeder, entstehen durch die Verbindung starrer ebener Flächen längs der Kanten. Sie sind nach einem Satze von



CAUCHY bei konvexer Zuordnung der Flächen stets starr. Die starren ebenen Flächen werden durch kinematisch bestimmte oder überbestimmte Fachwerke mit gemeinsamen räumlichen Knoten in den Kanten gebildet. Ein derartiges räumliches, starres Fachwerk ist nach einem Satze von A. FÖPPL statisch bestimmt, da die Determinante, von welcher die kinematische Bestimmtheit der Gelenkfigur abhängt, mit der Determinante für die statische Bestimmtheit des Fachwerks übereinstimmt. Dies zeigt sich auch bei einer Aufteilung des räumlichen Gebildes in die Polyederflächen (Anzahl: m), in die Polyederkanten (Anzahl: r) und Polyederecken (Anzahl: k) mit r , den Schnittkanten gemeinsamen unbekanntenen Kräften (Kantenkräften).

Werden vor der Aufteilung die äußeren, an den Knoten und Kanten angreifenden Lasten und die 6 bekannten Stützenkräfte nach den Kanten und den anschließenden Polyederflächen zerlegt, so gelten,

in ursprünglich
falls sich an de en Zustand der Ruhe nichts ändern soll, nach der
Aufteilung $3m$ Gleichgewichts- bedingungen für die äußeren Kräfte an m
Scheiben und $3k$ Gleichgewichtsbedingungen an k Knoten. In diesen $3m + 3k$
Gleichungen erscheinen die r unbekanntenen Kantenkräfte in der 3-fachen Anzahl.
Ihre Berechnung ist also statisch bestimmt, wenn

$$3m + 3k - 6 = 3r. \quad (113)$$

Die Anzahl der zur Unterteilung des Polyeders dienenden ebenen Flächen bestimmt den Grad der räumlichen statischen Unbestimmtheit. Die statisch unbestimmte Gliederung des Fachwerks in den Polyederflächen hat auf die Größe der Kantenkräfte keinen wesentlichen Einfluß.

Die räumlichen Fachwerke mit $t > 6$ lassen sich stets durch Stabvertauschung aus Fachwerkpolyedern entwickeln, wenn diejenigen Fachwerkstäbe, welche den starren Zusammenhang einzelner ausgezeichnete Flächen sichern, ausgetauscht und durch Stützenstäbe ersetzt werden. Dabei bleibt also die notwendige Bedingung für die kinematisch starre Verbindung der k Fachwerkknotten erhalten, während die Stabilität des Stabnetzes unter Umständen verlorengeht und ebenso wie der Ausnahmefall unendlich kleiner Beweglichkeit nachgeprüft werden muß.

Damit ist die Grundlage für die Ausbildung der statisch bestimmten Flechtwerke für Gerüste, Hallen, Kuppeln und Turmbauten gewonnen.

Das **Polyeder** (Abb. 92) zählt $m = 18$ ebene Flächen, $r = 40$ Kanten und $k = 24$ räumliche Knoten und erhält 6 Stützenstäbe zum starren Anschluß an den Unterbau. Die Bedingung

$$3m + 3k = 3r + 6,$$

$$\text{also } 3 \cdot 18 + 3 \cdot 24 = 3 \cdot 40 + 6 = 126$$

bestätigt die kinematisch und statisch bestimmte Zuordnung der Kanten und Netzstäbe. Die starre Ausgestaltung der beiden waagerechten Polyederflächen verlangt die starre Verbindung von je 8 Eckpunkten durch 5 Stäbe. Die Vertauschung dieser 10 Netzstäbe mit 10 Stützenstäben liefert die bekannte **SCHWEDLER-Kuppel**. Diese ist also statisch bestimmt und starr, wenn die radiale Führung der Stützpunkte durch die 8 zweiständigen Linienlager bei Anordnung der 10 Ersatzstäbe gesichert ist und damit unendlich kleine Beweglichkeit des Fußringes vermieden wird. Die Stabilitätsuntersuchung des Fuß-

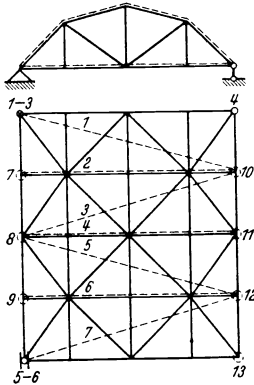


Abb. 93.

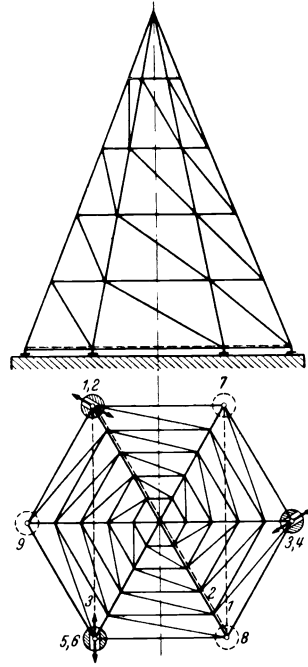


Abb. 94.

ringes zur Beurteilung ihrer Brauchbarkeit genügt bei allen Kuppel- und Pyramidenfachwerken.

Das **Tonnenflechtwerk** (Abb. 93) entsteht aus einem Polyeder mit $m = 7$, $r = 15$, $k = 10$. Die Gegenüberstellung nach (113) mit $3 \cdot 7 + 3 \cdot 10 = 3 \cdot 15 + 6 = 51$ bestätigt den statisch bestimmten Aufbau des Fachwerks. Die 7 Stäbe der waagerechten Polyederfläche zur starren Bindung der zugeordneten Fachwerkknoten werden durch 7 Stützenstäbe ersetzt, so daß das Tonnenflechtwerk nunmehr 13 Stützenbedingungen aufweist.

In derselben Weise läßt sich die statisch bestimmte Zuordnung der Fachwerkknoten und Fachwerkstäbe des Turmgerüsts (Abb. 94) nachweisen. Das zugeordnete Polyeder enthält $m = 7$, $r = 12$, $k = 7$ Elemente. Die Bedingung (113) ist mit $3 \cdot 7 + 3 \cdot 7 - 6 = 36$ erfüllt. Die 3 Wandstäbe der waagerechten Polyederflächen im Bereich des Fußringes werden durch 3 Stützenstäbe ausgetauscht. Das Gerüst erhält also mit 3 Linienlagern und 3 Flächenlagern 9 Stützenstäbe.

36. Die Stabkräfte.

Die Berechnung der Stabkräfte statisch bestimmter Fachwerke wird sich immer auf 2 Grundaufgaben zurückführen lassen.

Die eine behandelt die Zerlegung einer Kraft nach 3 Richtungen mit gemeinsamem Angriffspunkt und kann nach den Methoden der technischen Mechanik analytisch mit den Projektionsgleichungen, mit dem Prinzip der virtuellen Ver-rückungen oder einem Momentenansatz gelöst werden. Die geometrischen Vorbereitungen dazu sind jedoch stets umfangreich. Bei der graphischen Lösung der Aufgabe werden die Kräfte in der Regel in einem

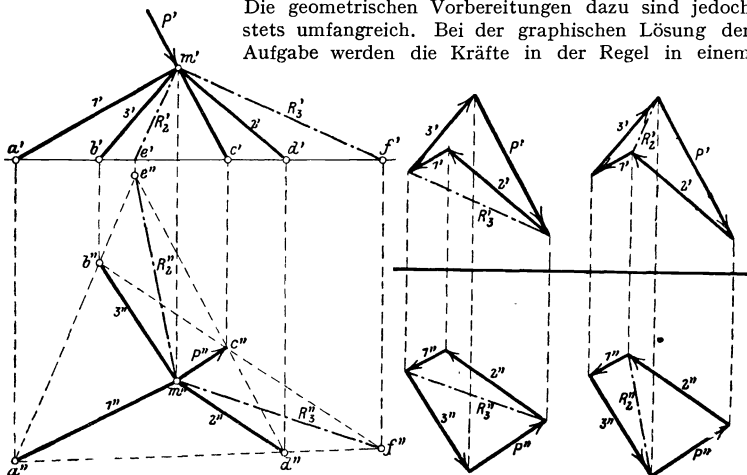


Abb. 95a.

Abb. 95b.

Zweitafelssystem abgebildet und entweder nach Abb. 95 analog zur CULMANN'schen Kräftezerlegung in der Ebene oder nach Abb. 96 mit einem Korrekturansatz, d. h. mit zwei Annahmen für die Stabkraft S'_2 berechnet.

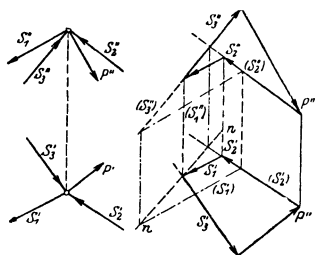


Abb. 96.

Die andere Grundaufgabe besteht in der Berechnung der Kantenkräfte eines Polyeders. Dieses wird hierzu in die durch Buchstaben oder Ziffern ausgezeichneten Ebenen aufgeteilt, um danach die Kanten zu bezeichnen. Die äußeren, an den Kanten und Ecken angreifenden Kräfte werden nach den angrenzenden Kanten und Flächen zerlegt, um darauf an jeder Scheibe die Gleichgewichtsbedingungen für die Komponenten der äußeren Kräfte und für die unbekannteren Kantenkräfte aufzustellen. Diese erscheinen bei der Auflösung der Gleichungen zunächst als Funktion der

Lasten und einer oder mehrerer ausgezeichnete Kantenkräfte, die selbst durch einen Schlußansatz erhalten werden, um dann die Grundlage zur Rekursion der übrigen Gleichungen zu bilden. Sind die Kantenkräfte bekannt, so läßt sich für das ebene Fachwerk jeder Fläche ein Kräfteplan nach I, 14 zeichnen. Das Ergebnis ist von den Annahmen über den Angriffspunkt einander zugeordneter Kräfte unabhängig, da die Lösung bei $s = (3k - t)$ Systemstäben eindeutig ist.

Beispiel für die Ermittlung der Stabkräfte in einem als Fachwerk ausgebildeten Polyeder nach der Methode der Kantenkräfte.

1. *Belastung des Raumfachwerks* (Abb. 97). Die äußeren Kräfte sind im Gleichgewicht.

2. *Ermittlung der Kantenkräfte.* Als Unbekannte wird K_{21} gewählt. In Abb. 98 ist Scheibe 6 nicht dargestellt, da sie dieselben Gleichgewichtsbedingungen wie Scheibe 3 liefert.

$\Sigma V = 0, \quad \Sigma H = 0$ an den Scheiben 1 - 4 - 5 - 2:

$K_{14} = K_{12} - 1,0 = K_{64}; \quad K_{52} = K_{45} + 1,0 = K_{21}.$

$\Sigma M_2 = 0, \quad \Sigma V = 0$ an Scheibe 2 - 3 - 4:

$\cdot K_{26} = - 2 K_{21} = K_{23}; \quad K_{34} = K_{32} + 2,0 = - 2 K_{21} + 2,0 = K_{46}.$

Kontrolle: $\Sigma M_4 = 0:$

$K_{43} = - 2 K_{41} = - 2 K_{21} + 2,0 = K_{54}.$

$\Sigma M_3 = 0: \quad K_{31} = \frac{1}{2,0} (- K_{34} \cdot 3,0 + 1,0 \cdot 1,5) = \frac{1}{2,0} (6 K_{21} - 6 + 1,5) = 3 K_{21} - 2,25.$

$\Sigma M_1 = 0: \quad K_{13} = \frac{1}{1,0} (1 \cdot 1,5 - K_{14} \cdot 3,0) = 1,5 - 3 K_{21} + 3,0 = 4,5 - 3 K_{21}.$

Elimination von K_{13} durch $K_{13} = K_{31}$:

$3 K_{21} - 2,25 = 4,5 - 3 K_{21}$

$6 K_{21} = 6,75$

$K_{21} = 1,125$

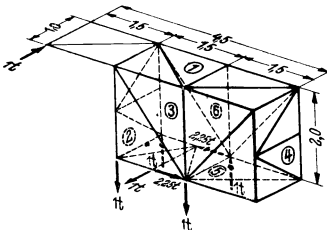


Abb. 97.

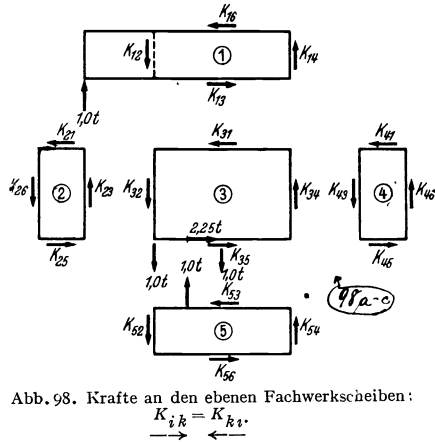


Abb. 98. Kräfte an den ebenen Fachwerkscheiben:

$K_{ij} = K_{ji}$

Rekursion:

$K_{14} = 0,125, \quad K_{26} = - 2,250, \quad K_{34} = - 2 \cdot 1,125 + 2,0 = - 0,250, \quad K_{13} = 4,5 - 3 \cdot 3,75 = 1,125,$
 $K_{31} = 3 \cdot 1,125 - 2,25 = 1,125, \quad K_{35} = K_{31} - 2,25 = 1,125 - 2,25 = - 1,125.$

3. *Ermittlung der Stabkräfte* (Abb. 99). Die Kräfte in den Kantenstäben werden superponiert.

$S_1 = + 1,50 - 0,94 = + 0,56 t$
 $S_2 = + 1,125 - 0,940 = + 0,185 t$

Die Berechnung der Kantenkräfte ist jedoch nur bei Fachwerken in der Form geschlossener Polyeder notwendig, die Stabkräfte offener, kinematisch bestimmter Flechtwerke lassen sich mit der statischen Untersuchung der ebenen Fachwerke der einzelnen Flächen unmittelbar angeben. Dies zeigt die Berechnung der Stabkräfte der offenen Fachwerkpyramide und des Tonnenflechtwerks. In beiden Fällen werden die an den Fachwerkknotten angreifenden Lasten nach der Richtung der Gratsparren und nach der Richtung der anschließenden Flächen oder Ringstäbe zerlegt, so daß die Stabkräfte für ebene Fachwerke berechnet werden können. Die Stabkräfte in den Kanten entstehen durch die Überlagerung der Anteile aus den benachbarten Flächen und den Stabkräften aus den den Kanten zugewiesenen Lastkraftkomponenten.

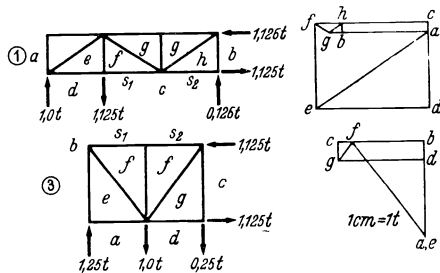


Abb. 99. Ermittlung der Stabkräfte für Scheibe 1 und 3.

Offene Fachwerkpyramide. Abb. 100. Zerlegung jeder Knotenlast

$$P_k = P_{g,k} \hat{+} P_{k,k} \hat{+} P_{(k+1),k}$$

$P_{g,k}$ Komponente in Richtung des Gratsparrens; $P_{k,k}$, $P_{(k+1),k}$ Komponenten in Richtung der Ringstäbe der Flächen k und $(k+1)$. Das räumliche Fachwerk zerfällt dann in einzelne im Fuhring eingespannte ebene Fachwerkscheiben k , deren Stabkräfte durch die Lastkraftkomponenten $P_{k,(k-1)}$ und $P_{k,k}$ hervorgerufen werden (Abb. 100). Liegt P_k in der Symmetrieebene zu den benachbarten Flächen k und $(k+1)$, so lassen sich die ausgezeichneten 3 Lastkraftkomponenten unmittelbar angeben.

$$\left. \begin{aligned} P_k &= P_{kx} \hat{+} P_{ky} \hat{+} P_{kz}; & P_{ky} &= 0 \\ P_{(k-1),k} &= P_{kx} \frac{a_{k+1}}{b_k} + P_{kz} \frac{a_{k+1}}{h_k}; & P_{k,k} &= P_{kx} \frac{c_{k+1}}{b_k} + P_{kz} \frac{c_{k+1}}{h_k} \end{aligned} \right\} \quad (114)$$

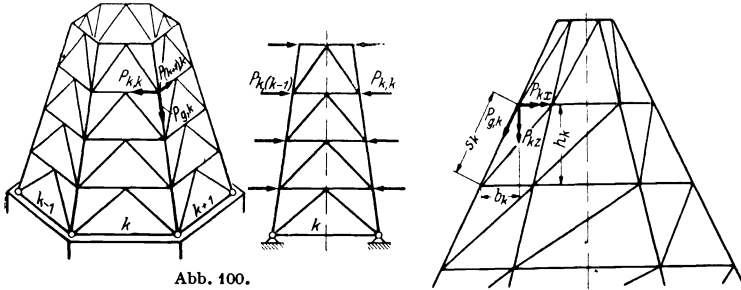


Abb. 100.

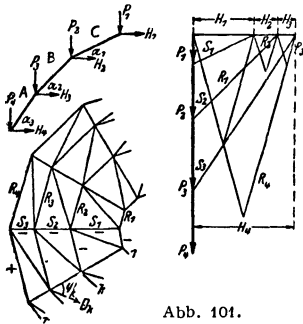


Abb. 101.

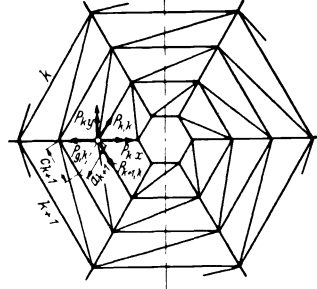


Abb. 102.

Ist die Achse des Gratsparrens wie bei Kühlturmgerüsten und SCHWEDLER-Kuppeln (Abb. 101) ein gebrochener Geradenzug ($A, B, C \dots$), so wird das Flechtwerk in waagerechte Abschnitte (A, B, C) mit geraden Sparren unterteilt und geschoßweise untersucht. Sind z. B. die Stabkräfte im Bereich $A + B$ bekannt, so gelten die am Bereich C anschließenden Grat- und Wandstabkräfte des Bereiches B als äußere Kräfte, werden also ebenso wie die dort angreifenden Lasten nach den Grat- und Ringstäben des Abschnittes C zerlegt, um dann die Berechnung der Stabkräfte von C im Sinne von (114) fortsetzen zu können. Zunächst wird also die Wandstabkraft des Abschnittes B nach der Richtung der Ringstabkraft C und nach dem Gratsparren von C zerlegt. Diese Komponente tritt zur Längskraft im Sparren B und wird darauf nach den Koordinatenachsen x und z zerlegt und zu den gleichgerichteten Komponenten der Knotenlasten addiert.

Die Wandstabkräfte der SCHWEDLER-Kuppel sind bei zyklischer Symmetrie von Tragwerk und Belastung Null, so daß sich das Kräftebild auf die Stabkräfte in den Sparren und Ringen beschränkt und graphisch nach Abb. 101 leicht entwickelt werden kann. Die Abbildung zeigt auch das Belastungsgesetz zur Bildung

der Grenzwerte. Die Sparren erhalten die größten Stabkräfte bei Belastung aller Ringzonen, die größte positive Ringstabkraft aus der zufälligen Belastung der inneren Ringzonen bis zum Laternenring, die größte negative Ringstabkraft daher durch die zufällige Belastung der nach außen gelegenen Zonen bis zum Fußring. Die Grenzwerte der Strebenkräfte werden in der Regel geschätzt und dabei die Kuppel halbseitig senkrecht durch Schnee und Wind belastet angenommen. Der Grenzwert der Wandstabkraft entsteht dann in denjenigen Feldern, welche die beiden verschieden belasteten Kuppelhälften verbinden. $\max D_k \cos \alpha_k$ ist die Ringstabkraft aus dieser Nutzlast.

II. Die Schnittkräfte der im Bauwesen verwendeten ebenen Systeme.

A. Der Stab als einfacher Träger.

Stützweite: $\overline{a, b} = l$.

Belastung: Die äußeren Kräfte liegen mit der Hauptachse des Querschnitts in einer Ebene.

Stützkräfte: A, B, H_a, H_b, M_a, M_b .

Geometrische Größen des Querschnitts k : Querschnittsfläche F , Trägheitsmoment J , Widerstandsmomente W_a, W_i in bezug auf die Randfasern a und i . $J/z_i = W_i, J/z_a = W_a$. Kernweiten: $e_i' = W_i/F, e_a' = W_a/F$ (Abb. 103). z_i

Schnittkräfte im Querschnitt k : $N = \int \sigma dF, Q = \int \tau dF, M = \int \sigma z dF,$

Kernmomente: $M_{k i'} = \int \sigma (z + e_i') dF, M_{k a'} = \int \sigma (z - e_a') dF.$ z_a

Spannungszustand im Querschnitt k :

Normalspannungen am Rande a und i : für $z = z_i$, und $z = z_a$

$$\sigma_i = \frac{N}{F} + \frac{M}{J} z_i = \frac{M_{k i'}}{W_i}; \quad \sigma_a = \frac{N}{F} - \frac{M}{J} z_a = -\frac{M_{k a'}}{W_a}. \quad (115)$$

Schubspannungen für $z = \text{const.}$

$$\tau = Q \frac{S_y}{b J_y}. \quad (116)$$

S_y = statisches Moment des durch die Faser z abgetrennten Teiles des Querschnitts, bezogen auf die Schwerachse.

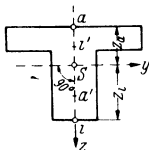


Abb. 103. $\overline{S_i'} = e_i', \overline{S_a'} = e_a'$.

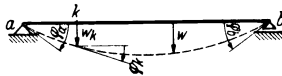


Abb. 104.

Verschiebungszustand. Annahmen: Das Trägheitsmoment ist im Bereich des Stabes konstant, die Mitwirkung der Längs- und Querkkräfte wird vernachlässigt.

Verdrehung der Endquerschnitte: φ_a, φ_b . Senkrechte Verschiebung des Querschnitts k : w_k (Abb. 104).

1. Der Träger über einem Feld mit ruhenden Lasten.

Stützweite: l ; Abstand der Querschnitte i oder k von den Stützpunkten:

$$x/l = \xi, \quad x'/l = \xi'; \quad \omega_R = \xi - \xi^2, \quad \omega_D = \xi - \xi^2, \quad \omega_D' = \xi' - \xi'^2.$$

Querschnitt i links der Last, Querschnitt k rechts der Last. Abstand der Lastangriffspunkte m oder n von den Stützpunkten: a und a' mit $a/l = \zeta, a'/l = \zeta'$

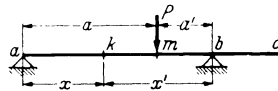


Tabelle 7. Träger über
 $x/l = \xi, \quad x'/l = \xi', \quad a/l = \zeta, \quad a'/l = \zeta'$

Trägerart	Belastungsfall	Stützkraft	Querkraft
α		Siehe Seite 284	
β		$A = P \zeta'$ $B = P \zeta$	$Q_i = P \zeta'$ $Q_k = -P \zeta$
γ		$A = -\frac{M_a}{l}$ $B = +\frac{M_b}{l}$	$Q_k = -\frac{M_a}{l}$
δ		$A = \frac{M_b - M_a}{l}$ $B = \frac{M_a - M_b}{l}$	$Q_k = \frac{M_b - M_a}{l}$
ϵ		$A = -\frac{M}{l}$ $B = +\frac{M}{l}$	$Q_i = -\frac{M}{l}$ $Q_k = -\frac{M}{l}$
ζ		$A = B = \frac{pl}{2}$	$Q_k = \frac{pl}{2} (1 - 2\xi)$
"	 $c = \beta l, m + \frac{c}{2} = \alpha l, n + \frac{c}{2} = \alpha' l$	$A = \frac{pc}{2l} (2n + c)$ $B = \frac{pc}{2l} (2m + c)$	$Q_i = A; Q_k = -B$ $Q_m = A - p(x - m)$
θ	 $p_m = \xi p$	$A = \frac{pl}{6}; B = \frac{pl}{3}$	$Q_k = \frac{pl}{6} (1 - 3\xi^2)$
ι	 $c = \beta l; m + c = \alpha l$	$A = B = pc$	$Q_i = A$ $Q_m = A - p(x - n)$ $Q_k = 0$

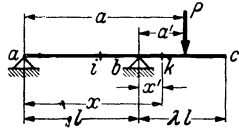
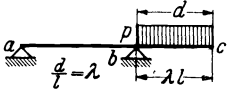
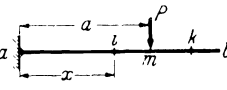
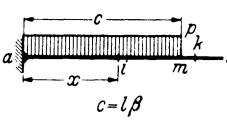

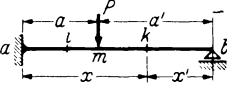
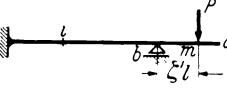
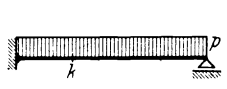
a) Träger auf 2 Stützen

einem Feld, ruhende Lasten.

$\omega_R, \omega_D, \omega_P, \omega_P'',$ siehe S. 256.

Momente	Gleichung der Biegelinie Ausgezeichnete Verschiebungen	Verdrehungen der Stabendquerschnitte	
$M_i = P \zeta' x; M_k = P \zeta x'$ $M_m = P \zeta' a$	$w_i = \frac{P l^3}{6 E J} \zeta' \xi (1 - \zeta'^2 - \xi^2)$ $w_k = \frac{P l^3}{6 E J} \zeta \xi' (1 - \zeta^2 - \xi'^2)$ $w_m = \frac{P l^3}{3 E J} \zeta^2 \zeta'^2$ $\zeta = \zeta' = \frac{1}{2}; w_m = \frac{P l^3}{48 E J}$	$\varphi_a = \frac{P l^2}{6 E J} (\zeta' - \zeta'^3) =$ $= \frac{P l^2}{6 E J} \omega'_D$ $\varphi_b = \frac{P l^2}{6 E J} (\zeta - \zeta^3) =$ $= \frac{P l^2}{6 E J} \omega_D$	(119)
$M_k = M_a \xi'$	$w_k = \frac{M_a l^2}{6 E J} (\xi' - \xi'^3) =$ $= \frac{M_a l^2}{6 E J} \omega'_D$	$\varphi_a = \frac{l}{3 E J} M_a$ $\varphi_b = \frac{l}{6 E J} M_a$	(120)
$M_k = M_a \xi' + M_b \xi$	$w_k = \frac{l^2}{6 E J} (M_a \omega'_D +$ $+ M_b \omega_D)$	$\varphi_a = \frac{l}{6 E J} (2 M_a + M_b)$ $\varphi_b = \frac{l}{6 E J} (M_a + 2 M_b)$	(121)
$M_i = -M \xi; M_k = +M \xi'$	$w_i = -\frac{M l^2}{6 E J} \xi [\xi' (1 + \xi) - 3 \xi'^2]$ $w_k = +\frac{M l^2}{6 E J} \xi' [\xi (1 + \xi') - 3 \xi^2]$	$\varphi_a = -\frac{M l}{6 E J} (1 - 3 \xi'^2)$ $\varphi_b = +\frac{M l}{6 E J} (1 - 3 \xi^2)$	(122)
$M_k = \frac{p l^2}{2} \omega_R; \xi = 0,5; \max M = \frac{p l^2}{8}$	$w_k = \frac{p l^4}{24 E J} (\xi - 2 \xi^3 + \xi^4)$ $\xi = 0,5; \max w = \frac{5 p l^4}{384 E J}$	$\varphi_a = \varphi_b = \frac{p l^3}{24 E J}$	(123)
$M_i = A x; M_k = B x'$ $M_m = A x - p \frac{(x - m)^2}{2}$ $x = m + \frac{A}{p}; \max M = A m + \frac{A^2}{2 p}$	Berechnung ausgezeichneter Verschiebungen nach Tabelle 5.	$\varphi_a = \frac{p l^3}{6 E J} \alpha \beta \left(1 - \alpha'^2 - \frac{1}{4} \beta^2 \right)$ $\varphi_b = \frac{p l^3}{6 E J} \alpha \beta \left(1 - \alpha^2 - \frac{1}{4} \beta^2 \right)$	(124)
$M_k = \frac{p l^4}{6} (\xi - \xi^3) = \frac{p l^2}{6} \omega_D$ $\xi = 0,577; \max M = 0,064 p l^2$	$w_k = \frac{p l^4}{360 E J} (7 \xi - 10 \xi^3 + 3 \xi^5)$ $\xi = 0,519;$ $\max w = 0,00652 \frac{p l^4}{E J}$	$\varphi_a = \frac{7}{360} \frac{p l^3}{E J}$ $\varphi_b = \frac{8}{360} \frac{p l^3}{E J}$	(125)
$M_i = p c x$ $M_m = \frac{p c^2}{2} \left(\frac{n + x}{c} + \omega_R^{(c)} \right)$ $M_k = \max M = \frac{p c^2}{2} \left(1 + 2 \frac{n}{c} \right)$	Berechnung ausgezeichneter Verschiebungen nach Tabelle 5.	$\varphi_a = \varphi_b = \frac{p l^3}{24 E J} \cdot$ $\cdot \beta (3 - \beta^2 - 3 \alpha^2)$	(126)

Tabelle 7

Trägerart	Belastungsfall	Stützkraften	Querkraften
b) Träger auf 2 Stützen mit Kragarm		$A = -P \zeta'$ $B = +P \zeta$	$Q_i = -P \zeta'$ $Q_k = P$
		$A = -\frac{1}{2} p l \lambda^2$ $B = p l \lambda \left(1 + \frac{1}{2} \lambda\right)$	$Q_i = -\frac{1}{2} p l \lambda^2$ $Q_k = p l (\lambda - \xi')$
c) Einseitig eingespannter Freitrag		$A = P$ $M_a = -P a$	$Q_i = P$ $Q_k = 0$
	 <p style="text-align: center;">$c = l \beta$</p>	$A = p c$ $M_a = -\frac{p c^2}{2}$	$Q_i = p (c - x)$
		$A = \frac{p l}{2}$ $M_a = -\frac{p l^2}{6}$	$Q_k = \frac{p}{2 l} x'^2$
d) Einseitig eingespannter Träger		$A = \frac{P}{2} \zeta' (3 - \zeta'^2)$ $B = \frac{P}{2} \zeta'^2 (3 - \zeta)$	$Q_i = A$ $Q_k = -B$
		$A = -\frac{3}{2} P \zeta'$ $B = \frac{P}{2} (3 \zeta - 1)$	$Q_i = A$
		$A = \frac{5}{8} p l$ $B = \frac{3}{8} p l$	$Q_k = p l \left(\frac{5}{8} - \xi\right)$

(Fortsetzung).

Momente	Gleichung der Biegelinie Ausgezeichnete Verschiebungen	Verdrehungen der Stabendquerschnitte	
$M_i = -P l \zeta' \xi$ $M_k = -P(a' - x')$	$w_i = -\frac{Pl^3}{6EJ} \zeta' \omega_D$ $w_k = +\frac{Pl^3}{6EJ} \xi' (2\zeta' + 3\zeta' \xi' - \xi'^2)$ $w_c = \frac{Pl^3}{6EJ} \zeta' (2\lambda + 3\zeta' \lambda - \zeta'^2)$	$\varphi_a = -\frac{Pl^2}{6EJ} \zeta'$ $\varphi_b = -\frac{Pl^2}{3EJ} \zeta'$ $\varphi_c = -\frac{Pl^2}{6EJ} \zeta' (2+3\zeta')$	(127)
$M_i = -\frac{1}{2} p l^2 \lambda^2 \xi$ $M_k = -\frac{1}{2} p l^2 (\lambda - \xi)^2$	$w_i = -\frac{pl^4}{12EJ} \lambda^2 \omega_D$ $w_k = \frac{pl^4}{24EJ} \xi' (\xi'^2 - 4\lambda \xi'^2 + 6\lambda^2 \xi' + 4\lambda^3)$ $w_c = \frac{pl^4}{24EJ} \lambda^3 (3\lambda + 4)$	$\varphi_a = -\frac{pl^3}{12EJ} \lambda^2$ $\varphi_b = -\frac{pl^3}{6EJ} \lambda^2$ $\varphi_c = -\frac{pl^3}{6EJ} \lambda^2 (1 + \lambda)$	(128)
$M_i = -P(a - x)$	$w_i = \frac{Pl^3}{6EJ} \xi^2 (3\zeta - \xi)$ $w_k = \frac{Pl^3}{6EJ} \zeta^2 (3\xi - \zeta)$ $w_m = \frac{Pl^3}{3EJ} \zeta^3$ $w_b = \frac{Pl^3}{6EJ} \zeta^2 (3 - \zeta)$	$\varphi_m = \varphi_b = -\frac{Pl^2}{2EJ} \zeta^2$	(129)
$M_i = -\frac{p}{2} (c - x)^2$	$w_i = \frac{pl^4}{24EJ} \xi^3 (6\beta^2 - 4\xi\beta + \xi^2)$ $w_k = \frac{pl^4}{24EJ} \beta^3 (4\xi - \beta)$ $w_m = \frac{pl^4}{8EJ} \beta^4$ $w_b = \frac{pl^4}{24EJ} \beta^3 (4 - \beta)$	$\varphi_m = \varphi_b = -\frac{pl^3}{6EJ} \beta^3$	(130)
$M_k = -\frac{p}{6l} x'^3$	$w_k = \frac{pl^4}{120EJ} (4 - 5\xi' + \xi'^2)$ $w_b = \frac{pl^4}{30EJ}$	$\varphi_b = -\frac{pl^3}{24EJ}$	(131)
$M_m = \frac{Pl}{2} \zeta^2 \zeta' (2 + \zeta')$ $M_a = -\frac{Pl}{2} (\zeta' - \zeta'^2) = -\frac{Pl}{2} \omega'_D$	$w_m = \frac{Pl^3}{12EJ} \zeta'^3 (4 - 9\zeta + 6\zeta^2 - \zeta^3)$	$\varphi_b = +\frac{Pl^2}{4EJ} (\zeta' - 2\zeta'^2 + \zeta'^3)$	(132)
$M_b = -Pl \zeta'$ $M_a = +\frac{Pl}{2} \zeta'$	$w_m = \frac{Pl^3}{12EJ} (4\zeta'^3 + 3\zeta'^2)$	$\varphi_b = -\frac{Pl^2}{4EJ} \zeta'$	(133)
$M_a = -\frac{pl^2}{8}; M_k = \frac{pl^2}{8} \xi' (3 - 4\xi')$ $\xi = 0,625; \max M = 0,0703 pl^2$	$w_k = \frac{pl^4}{48EJ} (\xi' - 3\xi'^2 + 2\xi'^4)$ $\xi = 0,4215;$ $\max w = \frac{1}{185EJ} pl^4$	$\varphi_b = +\frac{pl^3}{48EJ}$	(134)

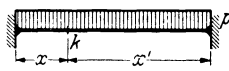
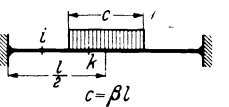
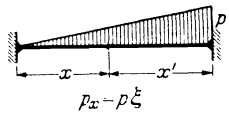
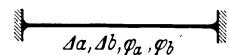
Tabelle 7

Trägerart	Belastungsfall	Stützkkräfte	Querkräfte
d) Einseitig eingespannter Träger.		$A = -\frac{3}{4} p l \lambda^2$ $B = \frac{p l}{4} \lambda (4 + 3 \lambda)$	$Q_i = A$ $Q_k = p (d - x')$
		$A = \frac{p l}{8} \alpha'^2 (6 - \alpha'^2)$ $B = \frac{p l}{8} \cdot \alpha' (8 - 6 \alpha' + \alpha'^2)$	$Q_i = A$ $Q_k = \frac{p l}{8} [-8 \alpha' + \alpha'^2 (6 - \alpha'^2)] + x'_k p$
		$A = \frac{2}{5} p l$ $B = \frac{1}{10} p l$	$Q_k = \frac{p l}{10} [4 - 5 \xi (2 - \xi)]$
		$A = \frac{9}{40} p l$ $B = \frac{11}{40} p l$	$Q_k = \frac{p l}{2} \left(\frac{9}{20} - \xi^2 \right)$
	<p>1. Stützensenkungen $\Delta_a, \Delta_b, \varphi_a$.</p> <p>2. Ungleichförmige Erwärmung $t_o - t_u = \Delta t$.</p>	$B = -A = \frac{3 E J}{l^2} \left(\varphi_a + \frac{\Delta a}{l} - \frac{\Delta b}{l} \right)$ $B = -A = \frac{3 E J}{2 l} \frac{\alpha + \Delta t}{h}$	$Q_k = A$
	<p>1. Stützensenkungen Δ_a, Δ_b.</p> <p>2. Erwärmung der Pendelstütze.</p>	$B = -A = \frac{3 E J (\Delta_a - \Delta_b)}{l^2 + 3 h J / F}$ $B = -A = \frac{3 E J \alpha_v t h}{l^2 + 3 h J / F}$	$Q_k = A$
e) Beidseitig eingespannter Träger		$A = P \zeta'^2 (1 + 2 \zeta)$ $B = P \zeta^2 (1 + 2 \zeta')$	$Q_i = A$ $Q_k = -B$

(Fortsetzung).

Momente	Gleichung der Biegelinie Ausgezeichnete Verschiebungen	Verdrehungen der Stabendquerschnitte	
$M_a = \frac{\rho l^2}{4} \lambda^2$ $M_b = -\frac{\rho l^2}{2} \lambda^2$	$w_i = -\frac{\rho l^4}{24 E J} \lambda^2 (2 \omega_D - \omega_D')$ $w_k = \frac{\rho l^4}{24 E J} \xi' [3 \lambda^2 (1 + 2 \xi') + \xi'^2 (\xi' - 4 \lambda)]$ $w_c = \frac{\rho l^4}{8 E J} \lambda^2 (1 + \lambda)$	$\varphi_b = -\frac{\rho l^2}{8 E J} \lambda^2$ $\varphi_c = -\frac{\rho l^2}{24 E J} \lambda^2 (3 + 4 \lambda)$	(135)
$M_a = -\frac{\rho l^2}{8} \alpha'^2 (2 - \alpha'^2)$	Berechnung ausgezeichneter Verschiebungen nach Tabelle 5.	$\varphi_b = \frac{\rho l^2}{48 E J} \cdot \alpha'^2 (6 - 8 \alpha' + 3 \alpha'^2)$	(136)
$M_a = -\frac{1}{15} \rho l^2$ $M_k = \frac{\rho l^2}{30} \xi' (3 - 5 \xi'^2)$ $\xi' = 0,447: \max M = 0,0298 \rho l^2$	$w_k = \frac{\rho l^4}{120 E J} \xi' (1 - \xi'^2)^2$	$\varphi_b = \frac{\rho l^2}{120 E J}$	(137)
$M_a = -\frac{7}{120} \rho l^2$ $M_k = \frac{\rho l^2}{120} (27 \xi - 20 \xi^3 - 7)$ $\xi = 0,671: \max M = 0,0419 \rho l^2$	$w_k = \frac{\rho l^4}{240 E J} \xi^2 \cdot (7 - 9 \xi + 2 \xi^3)$	$\varphi_b = \frac{3}{240} \frac{\rho l^2}{E J}$	(138)
$M_a = E J \frac{3}{l} \left(\varphi_a + \frac{\Delta_a}{l} - \frac{\Delta_b}{l} \right)$	$w_k = \frac{M_a}{6 E J} l^2 \xi' (1 - \xi'^2) + \Delta_a \xi' + \Delta_b \xi$	$\varphi_b = \frac{3}{2} \left(\frac{\varphi_a}{3} + \frac{\Delta_a}{l} - \frac{\Delta_b}{l} \right)$	(139)
$M_a = \frac{3}{2} E J \frac{\alpha_t \Delta t}{h}$	$w_k = -\frac{l^2}{4} \frac{\alpha_t \Delta t}{h} \xi^2 \xi'$	$\frac{\alpha_t \Delta t}{h} \frac{l}{4}$	
$M_a = B l$	$w_k = \frac{B l^3}{6 E J} \xi' (1 - \xi'^2) + \Delta_a \xi' + \Delta_b \xi + B \frac{h}{E F} \xi$	$\varphi_b = \frac{1}{2} \frac{B l^2}{E J}$	(140)
$M_a = B l$	$w_k = -\frac{B l^3}{6 E J} \xi^2 (3 - \xi)$		
$M_a = -P l \zeta \zeta'^2$ $M_b = -P l \zeta^2 \zeta'$ $M_i = P l \zeta'^2 [\xi (1 + \zeta) - \xi' \zeta]$ $M_k = P l \zeta^2 [\xi' (1 + \zeta') - \xi \zeta']$ $M_m = 2 P l \zeta^2 \zeta'^2$	$w_i = \frac{P l^2 \zeta^3}{6 E J} \left\{ 3 \frac{\xi^2}{\zeta^2} (1 - 2 \zeta + \zeta^2) - \frac{\xi^3}{\zeta^3} (1 - 3 \zeta^2 + 2 \zeta^3) \right\}$ $w_k = \frac{P l^2 \zeta'^3}{6 E J} \left\{ 3 \frac{\xi'^2}{\zeta'^2} (1 - 2 \zeta' + \zeta'^2) - \frac{\xi'^3}{\zeta'^3} (1 - 3 \zeta'^2 + 2 \zeta'^3) \right\}$ $w_m = \frac{P l^3}{3 E J} \zeta^2 \zeta'^2$	—	(141)

Tabelle 7.

Trägerart	Belastungsfall	Stützkkräfte	Querkräfte
e) Beiderseits eingespannter Träger		$A = B = \frac{pl}{2}$	$Q_k = \frac{pl}{2} (1 - 2\xi)$
		$A = B = \frac{pc}{2}$	$Q_i = A$ $Q_k = \frac{pl}{2} (1 - 2\xi)$
		$A = \frac{3}{20} pl$ $B = \frac{7}{20} pl$	$Q_k = \frac{pl}{20} (3 - 10\xi^2)$
		$A = \frac{12 EJ}{l^3} (A_b - A_a) + \frac{6 EJ}{l^2} (\varphi_b - \varphi_a)$ $B = \frac{12 EJ}{l^3} (A_a - A_b) + \frac{6 EJ}{l^2} (\varphi_a - \varphi_b)$	$Q_k = A$
	Stützensenkungen A_a, A_b ; Stützendrehungen φ_a, φ_b .		

a) Träger auf zwei Stützen.

α) Belastung durch eine Lastengruppe. Analytische Lösung.

Stützkkräfte: $A = \sum P_h \zeta'_h, B = \sum P_h \zeta_h$ (Abb. 105).

Querkraft Q_m im Bereich c_m zwischen den Lastpunkten $m-1$ und m :

$$Q_m = A - \sum_1^{m-1} P_h \quad (117)$$

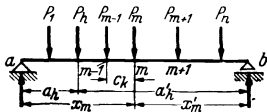


Abb. 105.

Biegemomente:

$$M_{m-1} = A x_{m-1} - \sum_1^{m-1} P_h (x_{m-1} - a_h), \quad M_m = M_{m-1} + Q_m c_m$$

$$\max M_k \text{ für } x_0 \text{ mit } Q_k = 0 \text{ oder } \geq 0.$$

Verdrehung der Endtangente:

$$\varphi_a = \frac{l^2}{6 EJ} \sum P \omega'_D, \quad \varphi_b = \frac{l^2}{6 EJ} \sum P \omega_D.$$

Darstellung mit Kraft- und Seileck. Die Abb. 106 und 107 zeigen die graphische Bestimmung von Stützkraft, Querkraft und Biegemoment. Sie beginnt mit der Ermittlung der Resultierenden \mathfrak{R} und ihrer Zerlegung nach den Stützkkräften A und B . Mit der Stützkraft A ist die Schaulinie der Querkraft durch

(Fortsetzung).

Momente	Gleichung der Biegelinie Ausgezeichnete Verschiebungen	
$M_k = \frac{p l^3}{12} (-1 + 6 \xi - 6 \xi^2) = \frac{p l^3}{12} (6 \omega_R - 1)$ $M_a = M_b = -\frac{p l^3}{12}; \xi = 0,2113; M_k = 0$ $\xi = 0,5; M_k = \frac{p l^3}{24}$	$w_k = \frac{p l^4}{24 E J} \xi^2 \xi'^2$ $\xi = 0,5: \max w = \frac{p l^4}{384 E J}$	(142)
$M_a = M_b = -\frac{p l^3}{24} \beta (3 - \beta^2)$ $\xi = 0,5: \max M = \frac{p l^3}{24} \beta (3 - 3 \beta + \beta^2)$	Verschiebungen nach Tabelle 5.	(143)
$M_a = -\frac{p l^3}{30}; M_b = -\frac{p l^3}{20}$ $M_k = \frac{p l^3}{60} (-2 + 9 \xi - 10 \xi^2)$ $\xi = 0,237, \xi = 0,808: M = 0;$ $\xi = 0,548: \max M = \frac{p l^3}{46,6}$	$w_k = \frac{p l^4}{120 E J} \xi^2 (2 - 3 \xi + \xi^2)$	(144)
$M_a = \frac{6 E J}{l^2} (A_a - A_b) + \frac{2 E J}{l} (2 \varphi_a - \varphi_b)$ $M_b = \frac{6 E J}{l^2} (A_b - A_a) + \frac{2 E J}{l} (2 \varphi_b - \varphi_a)$ $M_k = M_a \xi' + M_b \xi$	$w_k = \frac{l^3}{6 E J} \xi [2 M_a + M_b -$ $- 3 M_a \xi + (M_a - M_b) \xi^2]$ $+ A_a \xi' + A_b \xi$	(145)

ihre Definition in (117) bestimmt. Ihre Lage ist durch den Schnittpunkt der den Lasten zugeordneten äußeren Seilecksstrahlen bestimmt. Das Biegemoment

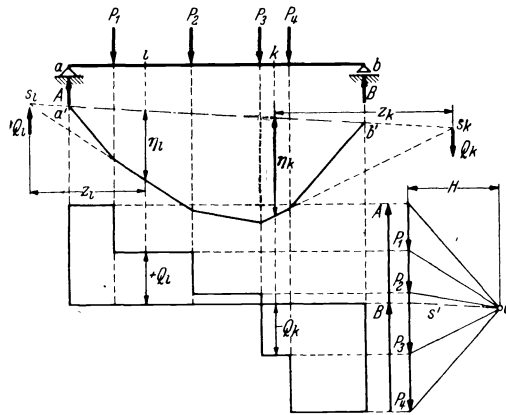


Abb. 106.

ist bei parallelen Kräften verhältnismäßig zu den Ordinaten η zwischen den äußeren Seileckstrahlen. Demnach ist

$$M_i = H \cdot \eta_i. \quad (118)$$

Die Lasten wirken nach Abb. 106 unmittelbar, nach Abb. 107 mittelbar durch Querkonstruktionen c, d und e, f auf den Träger. Daher wird hier die Last P_1

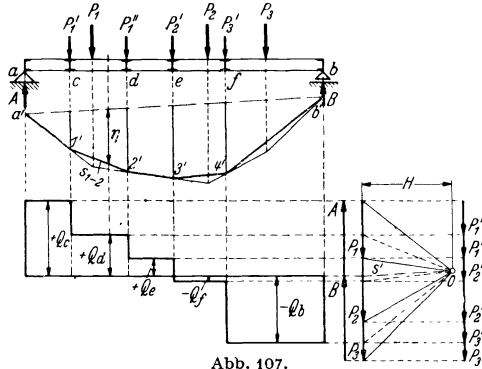


Abb. 107.

in die äquivalente Lastengruppe $P_1' \hat{=} P_1''$, die Last P_2 in $P_2' \hat{=} P_2''$ usw. zerlegt, bevor die Schaulinien von Querkraft und Moment aufgetragen werden (s. Abb. 107)

$$M = H \cdot \eta.$$

Durchbiegung und Verdrehung der Endquerschnitte lassen sich nach Abb. 73, 74 graphisch angeben.

$\beta - e$) Besondere Lastfälle nach Tabelle 7 (s. S. 278 ff.).

2. Balken auf zwei Stützen mit beweglichen Lasten.

Einflußlinien der Stütz- und Schnittkräfte (Abb. 108).

a) Grenzwerte der Querkraft.

α) Gleichförmig verteilte Belastung im positiven oder negativen Bereich der Einflußlinie nach Abb. 108.

Unmittelbare Lasteintragung.

$$\max Q_k p = + \frac{p x_k'^2}{2l} = \frac{pl}{2} \xi_k'^2, \quad \min Q_k p = - \frac{p x_k''^2}{2l} = - \frac{pl}{2} \xi_k''^2. \quad (146)$$

Mittelbare Lasteintragung und gleich große Querträgerabstände c nach Abb. 109:

$$\max Q_k p = + p \frac{x_k'^2}{2(l-c)} = \overline{m} m', \quad \min Q_k p = - p \frac{(x_k''-c)^2}{2(l-c)} = \overline{m} m''. \quad (147)$$

Die jedem Felde zugeordneten Grenzwerte der Querkraft sind Ordinaten einer Parabel mit dem ausgezeichneten Werte

$$p \frac{l-c}{2} \quad \text{für } x_k' = (l-c) \quad \text{und} \quad (x_k''-c) = (l-c).$$

Die Einflußlinie der Querkraft aller Querschnitte eines Feldes c_k bleibt unverändert. Dasselbe gilt daher auch für die Grenzwerte und die Ordinaten der Schaulinie. Der Grenzwert der Querkraft ist daher für alle Schnitte zwischen zwei Quertägern konstant (Abb. 109).

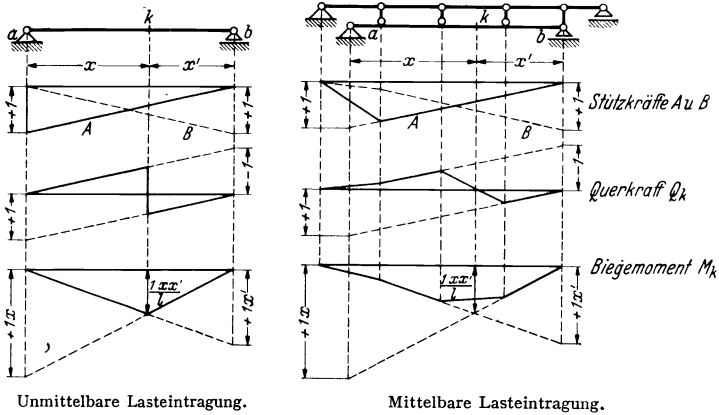


Abb. 108.

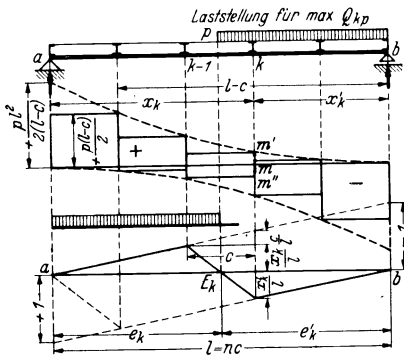


Abb. 109.

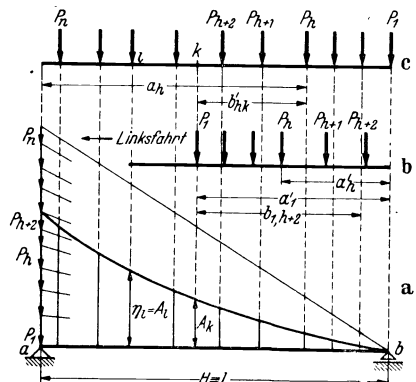


Abb. 110.

β) Lastenzug. *Unmittelbare Lasteintragung.* Die Grenzwerte der Querkraft im Querschnitt k entstehen nach der Einflußlinie mit P_1 über dem Querschnitt k (Grundstellung des Lastenzuges zum Querschnitt).

Rechtsfahrt mit n Lasten über x_k erzeugt

$$\min Q_k = -B_k = -\frac{1}{l} \sum_1^n P_h a_h \quad (\text{Abb. 108}). \quad (148)$$

Linksfahrt mit n Lasten über x'_k erzeugt

$$\max Q_k = A_k = \frac{1}{l} \sum_1^n P_h a'_h \quad (\text{Abb. 110b}). \quad (149)$$

Die Grenzwerte $\max Q_k$ sind Ordinaten einer Schaulinie, in welcher die Stützkraft A_k für jede Stellung des Lastenzuges über dem Angriffspunkt der ersten Last P_1 aufgetragen wird (Abb. 110).

Graphische Berechnung. Seileck zu den Kräften des Lastenzuges in Rechtsfahrt mit P_1 über dem Stützpunkt b , denn nach Abb. 110 ist $b'_{hk} = a'_h$ und daher das Moment

$$\mathfrak{E}_k = \sum_1^n P_h a'_h = \sum_1^n P_h b'_{hk} = H \eta_k = l \cdot A_k, \quad (151)$$

d. h. die Ordinaten η_k des Seilecks zu den Lasten P_h sind im Kräftemaßstab gemessen, mit $H \equiv l$ als Polabstand, die Stützkkräfte A_k .

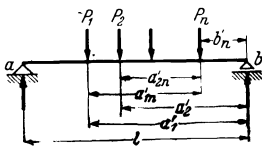


Abb. 111.



Abb. 112.

Analytische Berechnung der Ordinaten des A_k -Polygons (Abb. 111)

$$A_k = \frac{1}{l} \sum_1^n P_h (a'_{hn} + b'_n) = \frac{1}{l} \left[\sum_1^n P_h a'_{hn} + b'_n \sum_1^n P_h \right] = \frac{1}{l} (\mathfrak{E}_n + b'_n \mathfrak{P}_n). \quad (151)$$

Die Summen \mathfrak{E}_n und \mathfrak{P}_n sind in der Regel durch Tabellen bekannt.

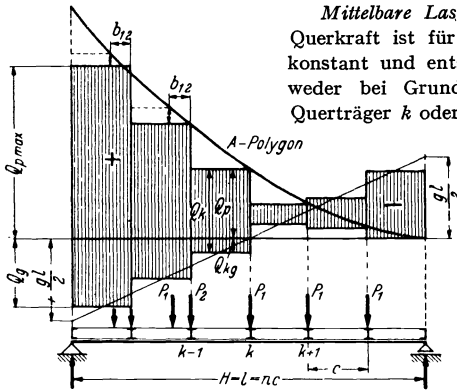


Abb. 113. Schaulinie für $\max Q_k$ aus Eigengewicht und einem Lastenzug aus Verkehrslast. Die jedem Feld zugeordnete ungünstigste Laststellung der Querkraft ist eingetragen.

Mittelbare Lasteintragung. Der Grenzwert der Querkraft ist für die Querschnitte eines Feldes c_k konstant und entsteht nach der Einflußlinie entweder bei Grundstellung des Lastenzuges zum Querträger k oder nach Überschreitung der Grundstellung bis zur zweiten, dritten oder vierten Last über dem Querträger k . $\max Q_k$: Bedingung für die ungünstigste Laststellung nach I, 17: n Lasten auf dem Träger, Last r über dem rechten Querträger k des Feldes c_k bei Linksfahrt (Abb. 112):

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^n P_h : \sum_1^{r-1} P_h > l : c_k \\ \sum_1^n P_h : \sum_1^r P_h < l : c_k \end{aligned} \right\} (152)$$

Hierfür ist:

$$\max Q_k = \frac{1}{l} \sum_1^n P_h a'_h - \frac{1}{c_k} \sum_1^r P_h b_{hr} = A - A'. \quad (153)$$

Der bis zur Last P_2 vorgezogene Lastenzug liefert z. B. die größte Querkraft, wenn

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^n P_h : P_1 > l : c_k \quad \sum_1^n P_h : (P_1 + P_2) < l : c_k \\ \max Q_k = \frac{1}{l} \sum_1^n P_h a'_h - \frac{1}{c_k} P_1 b_{1k}. \end{aligned} \right\} (154)$$

b) Grenzwerte der Biegemomente.

Die Einflußlinie (Abb. 108) hat nur einen positiven Bereich, das Moment also nur einen positiven Grenzwert.

α) Gleichförmig verteilte Belastung. Ungünstigste Belastung: Volle Belastung des Trägers.

Bei unmittelbarer Lasteintragung erhält man das Moment im beliebigen Querschnitt k zu:

$$\max M_k = \frac{p x x'}{2} = \frac{p l^2}{2} \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right) = \frac{p l^2}{2} \omega_R. \quad (155)$$

Bei mittelbarer Lasteintragung sind die Grenzwerte für die Anschlußquerschnitte durch dieselbe Funktion bestimmt. Dazwischen ist die Schaulinie für M_{kp} geradlinig.

β) Lastenzug. Analytische Behandlung. Mittelbare Lasteintragung. Ungünstigste Belastung: Die schwersten Lasten mit den kleinsten Radständen stehen in der Nähe des Querschnitts k . Steht der Lastenzug mit P_1 bis P_n auf dem Träger, die Last P_r über dem Querschnitt k , so ist das Kriterium der ungünstigsten Laststellung für M_k :

$$\sum_1^{r-1} P_i : \sum_1^n P_i < x_k : l, \quad \sum_1^r P_i : \sum_1^n P_i > x_k : l.$$

Hierfür ist:

$$\max M_k = \frac{x_k}{l} \sum_1^n P_i a'_i - \sum_1^r P_i b_{i,r} \quad (\text{Abb. 114}). \quad (156)$$

Um die Berechnung der Schnittkräfte für bekannte Lastenzüge zu erleichtern, deren erste Last P_1 bei Linksfahrt den linken Stützpunkt des Trägers nicht überschreitet, werden zwei nur von den Achslasten abhängige Hilfswerte gebildet (Abb. 112):

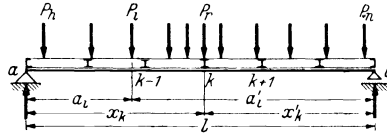


Abb. 114.

$$\sum_1^n P_i = \mathfrak{P}_n, \quad \sum_1^n P_i a'_i = \mathfrak{S}_n.$$

Die Funktionen \mathfrak{S}_n und \mathfrak{P}_n der Lastenzüge der Reichsbahn sind in der BE enthalten, so daß nach (156) und mit Abb. 111

$$M_k = \frac{x_k}{l} (\mathfrak{S}_n + \mathfrak{P}_n b'_n) - \mathfrak{S}_r. \quad (157)$$

Unmittelbare Lasteintragung. Die größten Biegemomente können für beliebige viele Querschnitte ebenso wie für die Anschlußquerschnitte des Trägers bei mittelbarer Lasteintragung berechnet werden.

Graphische Behandlung. Die größten Biegemomente für mittelbare und unmittelbare Belastung lassen sich in einem Querschnitt oder Anschlußquerschnitt auch graphisch ermitteln, wenn das Kriterium der ungünstigsten Laststellung erfüllt ist. Die Konstruktion zeigt Abb. 115. Zur Vereinfachung der Untersuchung wird der Träger gegen den Lastenzug und das ihm zugeordnete Seileck verschoben.

$$\max M_k = H \cdot y_k.$$

Ermittlung von $\max M_3$: Die Annahme einer Laststellung mit P_{II} über Querschnitt 3 muß die Bedingungen (158) erfüllen:

$$\left. \begin{aligned} \sum_I^{II} P : \sum_I^V P < \frac{x_3}{l}; \quad \sum_I^V P : l > \sum_I^{II} P : x_3; \quad \text{tg } \varphi_{II} > \text{tg } \varphi_I \\ \sum_I^{III} P : \sum_I^V P > \frac{x_3}{l}; \quad \sum_I^V P : l < \sum_I^{III} P : x_3; \quad \text{tg } \varphi_{III} < \text{tg } \varphi_I \end{aligned} \right\} \quad (158)$$

Einrücken des Trägers mit Querträger 3 über P_{III} . Schlußlinie $a'b'$ bestimmt die Ordinate y_3 . $\max M_3 = H \cdot y_3$.

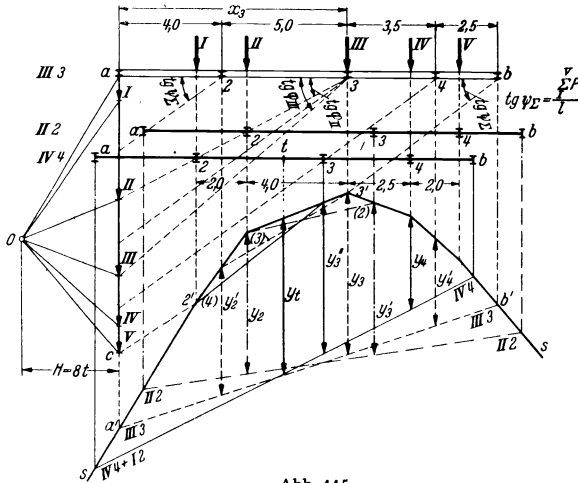


Abb. 115.

c) Ermittlung des absoluten Grenzwertes des Biegemomentes bei unmittelbarer Belastung des Trägers durch einen Lastenzug und konstanten Summen der auf dem Träger ruhenden Lasten (Abb. 116).

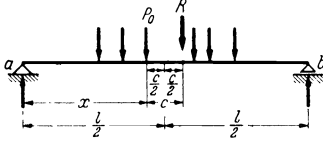


Abb. 116.

Die Lösung besteht aus folgenden Teilen:

1. Ermittlung der Last P_0 des Lastenzuges über dem ausgezeichneten Querschnitt,
2. Ermittlung der Strecken $x = x^*$ und $x' = x'^*$ des gesuchten Querschnitts.

Da $x^* \approx l/2$ sein wird, ist P_0 meist diejenige Last, die auch für den Querschnitt $x = l/2$ den Grenzwert liefert und gilt damit als gefunden.

Dann ist die Strecke $x^* = l/2 \mp c/2$ (Abb. 116), d. h. die Abszisse des gefährlichsten Querschnitts x^* und die Resultierende der Lastengruppe liegen symmetrisch zur Trägermitte (Anwendung bei Kranbahnen).

3. Die Fachwerksscheibe als Träger auf zwei Stützen.

Der statisch bestimmt gestützte Fachwerkträger dient als Hauptträger eiserner Brücken und als Dachbinder. Gurtform und Wandausbildung richten sich nach

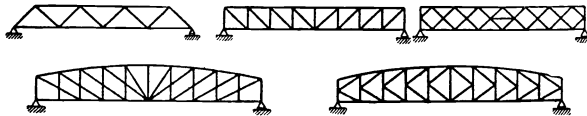


Abb. 117.

schönheitlichen, wirtschaftlichen, konstruktiven und elastokinetischen Gesichtspunkten. Einer der beiden Gurte ist in der Regel gerade (Abb. 117), die Ausfachung der Wand statisch bestimmt oder statisch unbestimmt. Man verwendet Pfosten-, Streben-, Rauten- und Halbstrebenfachwerke, während die mehrteiligen Streben- und Ständerfachwerke in der Gegenwart an Bedeutung verloren haben. Die Systeme mit einfacher Ausfachung bleiben auch bei Unterteilung

des Fachwerks (Abb. 118) zur Aufhängung der Fahrbahntafel oder der Dachpfosten statisch bestimmt. Die Anordnung von steifen Gegenstreben in einem Pfostenfachwerk (Abb. 82) führt zu einem innerlich statisch unbestimmten Stabnetz.

Der Baustoffaufwand der Träger wird etwa zum Kleinstwert, wenn die Trägerhöhe $\frac{1}{8}$ der Stützweite beträgt und die Streben unter 45° bis 55° gegen die

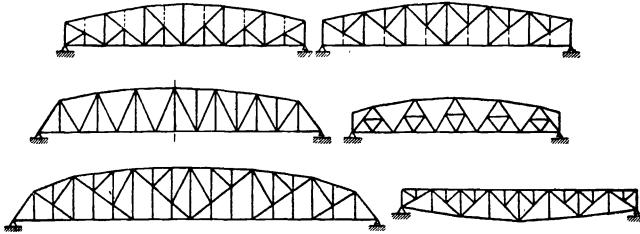


Abb. 118.

Horizontale geneigt sind, je nachdem als Ausfächung ein Streben- oder Pfostenfachwerk gewählt wird.

Die Stabkräfte werden zunächst für Eigengewicht berechnet, das sich aus dem Gewicht des Trägers und der Querverbände zusammensetzt. Hierzu tritt

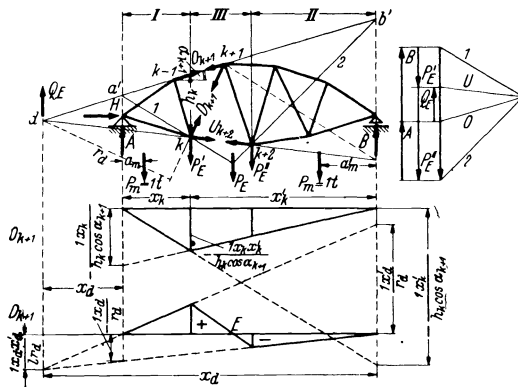


Abb. 119.

das Gewicht der Ausrüstung des Tragwerks (Fahrbahn, Deckenkonstruktion, Dachhaut). Das Eigengewicht von Träger und Querkonstruktion wird bei Ermittlung der Knotenlasten dem Lastgurt zugewiesen, in dessen Höhe die Brückenfahrbahn, die Decke oder Dachhaut angeschlossen ist. Hierdurch vereinfacht sich die Rechnung.

Die Stabkräfte sind außerdem je nach der Verwendung des Fachwerks für die ungünstigste Stellung der Nutzlast, für Schnee- und Windbelastung, Brems- und Anfahrkräfte anzugeben. Ein Dachbinder ist für Wind von rechts und Wind von links getrennt zu untersuchen. Dasselbe gilt in der Regel auch für Schneelast. Hierbei ist außerdem Vollast zu berücksichtigen.

a) Ruhende Belastung. Die Stabkräfte werden graphisch mit einem Cremonaplan nach I, 14 oder nach CULMANN durch Zerlegung der Resultierenden der äußeren Kräfte rechts oder links vom Trägerschnitt gefunden. Sie können außerdem analytisch mit Hilfe der Tabelle 1 berechnet werden.

b) **Bewegliche Belastung.** Die Ermittlung der Grenzwerte der Stabkräfte setzt in jedem Falle die Bestimmung der ungünstigsten Stellung der Verkehrslast voraus. Hierzu werden die Einflußlinien der Stabkräfte gezeichnet. Dies ist in Abb. 119 und 121 für ein Streben- und für ein Ständerfachwerk gesehen.

α) **Konstruktion der Lastscheide für eine Stabkraft D_k** (Abb. 119). Liegt die Einzellast P in einer Lastscheide E , so ist die Stabkraft Null. Die Wirkungslinie der Resultierenden der Kräfte A_E, P'_E verläuft also durch den Momentenbezugspunkt von D_k , dem Schnittpunkt der beiden Gurtstabkräfte des Feldes. Diese

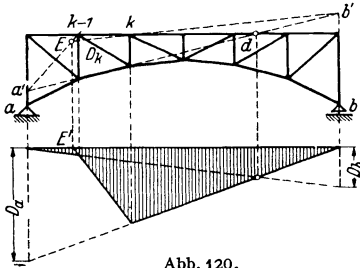


Abb. 120.

Beziehung wird umgekehrt in Verbindung mit Kraft- und Seileck ausgenutzt, um die Lastscheide E zu finden. Die Schlußlinie $k, k+2$ zerlegt P_E in P'_E, P''_E , die Schlußlinie a', b' die Kraft P_E in A_E, B_E . Die äußeren Seilstrahlen zur Kräftegruppe A_E, P'_E bestimmen Q_E , deren Wirkungslinie damit durch den Momentenbezugspunkt verläuft. Die Einflußlinien besitzen eine Lastscheide, wenn der Momentenpunkt d außerhalb der Stützen liegt. Liegt d innerhalb, so ist die Lastscheide imaginär und nicht im Schnittfelde der Wandstreben enthalten. Dieser Fall ist in Abb. 120 dargestellt.

β) **Beispiel.** Einflußlinien für ein Ständerfachwerk (Abb. 121). Entwicklung aus den Momenten nach S. 227ff.

Die ausgezeichneten Größen sind:

$$\text{Obergurt: } \eta_a = -\frac{1 \cdot x_k}{h_k \cos \alpha_k}; \quad \eta_b = -\frac{1 \cdot x'_k}{h_k \cos \alpha_k}; \quad \eta_k = -\frac{1 \cdot x_k x'_k}{l h_k \cos \alpha_k}. \quad (159)$$

$$\text{Untergurt: } \eta_a = \frac{1 \cdot x_{k-1}}{h_{k-1} \cos \beta_k}; \quad \eta_b = \frac{1 \cdot x'_{k-1}}{h_{k-1} \cos \beta_k}; \quad \eta_{k-1} = \frac{1 \cdot x'_{k-1} \cdot x_{k-1}}{l \cdot h_{k-1} \cos \beta_k}. \quad (160)$$

$$\text{Streben: } \eta_a = 1 \cdot \frac{1}{\cos \gamma_k} \left(\frac{x_k}{h_k} - \frac{x_{k-1}}{h_{k-1}} \right); \quad \eta_b = 1 \cdot \frac{1}{\cos \gamma_k} \left(\frac{x'_k}{h_k} - \frac{x'_{k-1}}{h_{k-1}} \right). \quad (161)$$

$$\text{Pfosten: } \eta_a = -1 \cdot \text{tg } \gamma_k \left(\frac{x_k}{h_k} - \frac{x_{k-1}}{h_{k-1}} \right); \quad \eta_b = -1 \cdot \text{tg } \gamma_k \left(\frac{x'_k}{h_k} - \frac{x'_{k-1}}{h_{k-1}} \right). \quad (162)$$

Unmittelbare analytische Entwicklung der Einflußlinien. Durch einen Querschnitt $t-t$ werden die gesuchten Stabkräfte äußere Kräfte der Scheiben I und II. Für eine Last $P = 1t$ auf der Belastungsstrecke II werden die Stabkräfte proportional zu A , auf der Belastungsstrecke I proportional zu B . Im Feld III ist die Einflußlinie eine Gerade, die bei Kraftangriff im Obergurt den Ordinaten $k-1, k+1$, bei Kraftangriff im Untergurt den Ordinaten $k, k+2$ zugeordnet ist (Abb. 119).

$$\left. \begin{aligned} \text{Stabkraft } O \text{ wird für } P \text{ auf II: } O_{k+1} &= -\frac{1 \cdot a'_m}{l} \frac{x_k}{h_k \cos \alpha_{k+1}}; \\ \text{für } P \text{ auf I: } O_{k+1} &= -\frac{1 \cdot a_m}{l} \frac{x'_k}{h_k \cos \alpha_{k+1}}. \end{aligned} \right\} \quad (163)$$

Die Grenzlinien schneiden sich auf den Vertikalen zum Momentenpunkt vom Stab O . Daher fällt die Einflußlinie im Bereich III mit II zusammen.

$$\left. \begin{aligned} \text{Stabkraft } U \text{ für } P \text{ auf II: } U_{k+2} &= +\frac{1 \cdot a'_m}{l} \frac{x_{k+1}}{h_{k+1} \cos \beta_{k+2}}; \\ U \text{ für } P \text{ auf I: } U_{k+2} &= +\frac{1 \cdot a_m}{l} \frac{x'_k}{h_{k+1} \cos \beta_{k+2}}. \end{aligned} \right\} \quad (164)$$

Die Grenzlinien schneiden sich auf den Vertikalen durch die Punkte k und $(k+2)$.

$$\left. \begin{aligned} \text{Stabkraft } D_{k+1} \text{ für } P \text{ auf II: } D_{k+1} &= - \frac{1 \cdot a'_m}{l} \frac{x_d}{r_d}; \\ D_{k+1} \text{ für } P \text{ auf I: } D_{k+1} &= + \frac{1 \cdot a_m}{l} \frac{x_d}{r_d}. \end{aligned} \right\} \quad (165)$$

Die Grenzlinien I und II scheiden sich auf der Vertikalen durch d .

γ) Einflußlinien für Zwischenfachwerke. Um zwischen den Knotenpunkten eines aus Dreiecken bestehenden Stabnetzes Querträger abzustützen, wird dieses durch Zwischenfachwerke ergänzt, die zur Unterscheidung mit der ursprünglichen Anordnung (Stabnetz 1. Ordnung) Stabnetz 2. Ordnung heißen.

Eine wandernde Last erzeugt also Einflußlinien im Stabnetz 1. Ordnung und im Stabnetz

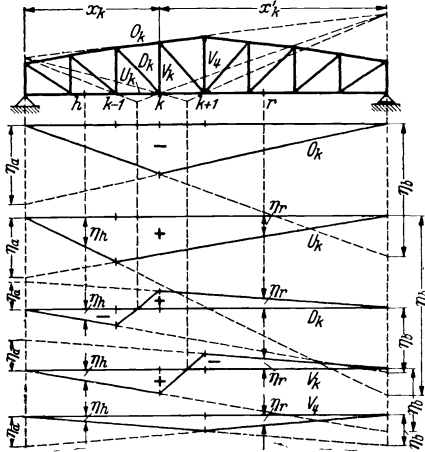


Abb. 121.

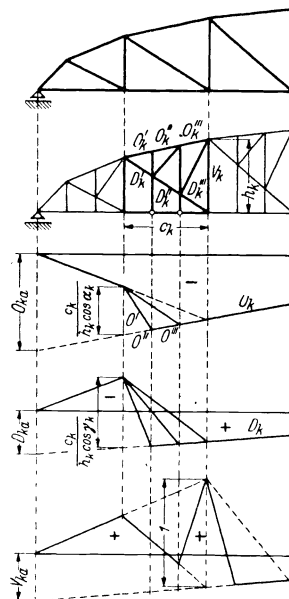


Abb. 122.

2. Ordnung. Ihre Ordinaten werden superponiert, falls Teile des Stabnetzes 1. Ordnung als Stäbe des Zwischenfachwerks verwendet werden (Abb. 122).

δ) Die Grenzwerte der Gurtstabkräfte in Pfosten-, Streben- und Halbstrebenfachwerken entstehen nach den Einflußlinien bei voller Belastung des Trägers und können daher unmittelbar aus den Angriffsmomenten für die ungünstigste Laststellung bestimmt werden. Diese lassen sich in der Regel leicht mit Tabellen nach S. 227 angeben. Die Ermittlung dieser Momente ist unter II, 3c auf S. 295 gezeigt worden.

e) Die Wandstabkräfte des Pfosten- und Strebenfachwerks entstehen bei Teilbelastung des Trägers. Ist die Einflußlinie und damit auch die Lastscheide nach Abb. 119 bekannt, so ist bei Linksfahrt die ungünstigste Laststellung nach den Ungleichungen auf S. 288 mit der Last P_r über dem rechten Querträger des Feldes c_k in der gleichen Art wie bei den Grenzwerten der Querkräfte bestimmt. Die Laststellung für den Grenzwert der Wandstabkraft liefert in der Regel auch die größte Querkräfte des zugeordneten Feldes. Sie erzeugt die Stützkraft A_k

und am Querträger $k - 1$ die Kraft $A'_k = \frac{1}{c_k} \sum_1^r P b$ aus der Belastung des

Brückenlängsträgers. Bei Rechtsfahrt wird die Aufgabe für die Schnittkräfte am rechten Trägerabschnitt und die Stützkräfte B und B' gelöst (Abb. 123).

Die Tabelle 1, S. 227 führt zu folgenden Grenzwerten (Abb. 123):

$$\left. \begin{aligned} \text{Linksfahrt: } \max D_k &= \frac{1}{\cos \gamma_k} \left(\frac{M_k^u}{h_k} - \frac{M_{k-1}^o}{h_{k-1}} \right) \\ &= \frac{1}{\cos \gamma_k} \left[\frac{A_k x_k - \sum_1^r P b}{h_k} - \frac{A_k x_{k-1}}{h_{k-1}} \right] \\ &= \frac{1}{\cos \gamma_k} \left[A_k \left(\frac{x_k}{h_k} - \frac{x_{k-1}}{h_{k-1}} \right) - A_k' \frac{c_k}{h_k} \right], \\ \text{Rechtsfahrt: } \min D_k &= \frac{1}{\cos \gamma_k} \left[B_k \left(\frac{x_k'}{h_k} - \frac{x_{k-1}'}{h_{k-1}} \right) + B_k' \frac{c_k}{h_{k-1}} \right]. \end{aligned} \right\} (166)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Linksfahrt: } \min D_{k+1} &= \frac{1}{\cos \gamma_{k+1}} \left[A_{k+1} \left(\frac{x_k}{h_k} - \frac{x_{k+1}}{h_{k+1}} \right) + A_{k+1}' \frac{c_{k+1}}{h_{k+1}} \right], \\ \text{Rechtsfahrt: } \max D_{k+1} &= \frac{1}{\cos \gamma_{k+1}} \left[B_{k+1} \left(\frac{x_k'}{h_k} - \frac{x_{k+1}'}{h_{k+1}} \right) - B_{k+1}' \frac{c_{k+1}}{h_{k+1}} \right]. \end{aligned} \right\} (167)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Linksfahrt: } \min V_k &= \frac{M_k}{c_{k+1}} \frac{h_k' + 1}{h_k} - \frac{M_{k+1}}{c_{k+1}} \\ &= -\frac{1}{c_{k+1}} \left[A_{k+1} x_{k+1} - \sum_1^r P b - A_{k+1} x_k \frac{h_k' + 1}{h_k} \right] \\ &= -\frac{A_{k+1}}{c_{k+1}} \left(x_{k+1} - x_k \frac{h_k' + 1}{h_k} \right) + A_{k+1}', \\ \text{Rechtsfahrt: } \max V_k &= \frac{B_{k+1}}{c_{k+1}} \left(x_k' \frac{h_k' + 1}{h_k} - x_{k+1}' \right) - B_{k+1}' \frac{h_k' + 1}{h_k}. \end{aligned} \right\} (168)$$

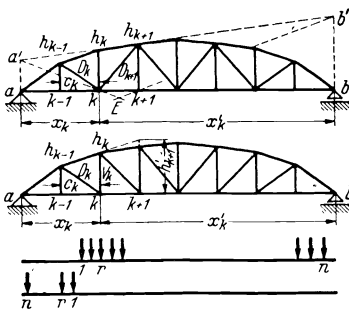


Abb. 123.

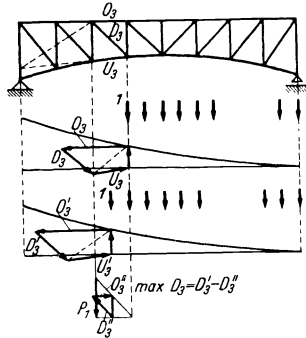


Abb. 124.

Graphische Ermittlung der Grenzwerte der Wandstabkräfte.

Die Lastenstellung für den Grenzwert der Stabkräfte D oder V erzeugt meist auch die größte Querkraft in dem D oder V zugeordneten Felde, so daß sich die Grenzwerte der Stabkräfte aus einer graphischen Zerlegung der größten Querkraft ergeben. Diese setzt sich nach Abb. 112 aus dem Auflagerdruck A und dem

Stützdruck A' des dem Felde zugeordneten Längsträgers zusammen, so daß die Grenzwerte der Stabkräfte D und V nach S. 230 durch Zerlegung von A_k und A'_k und Superposition der zugeordneten Anteile erhalten werden (Abb. 124)

$$\max D_k = D'_k + D''_k; \quad \max V_k = V'_k + V''_k.$$

c) Beispiel zur analytischen Untersuchung eines Fachwerkträgers (Abb. 125).

Bezeichnungen: Neigungswinkel der Stäbe: α Obergurt, γ Diagonalen; $\mathfrak{P}_k = \sum_1^k P$.

Bedeutung von h'_k nach Abb. 123, M_k^0 Moment am Punkt k^0 , M_k^u Moment am Punkt k^u

A. Stabkräfte aus Eigengewicht $g = 4,2 \text{ t/m}$.

$$A_g = \frac{gl}{2} = 142,8 \text{ t.} \quad Q_k = A_g - g \left(x_k - \frac{c}{2} \right), \quad M_k = M_{k-1} + Q_k \cdot c$$

$$O_k = -\sec \alpha_k \frac{M_k}{h_k}, \quad U_k = + \frac{M_{k-1}}{h_{k-1}}, \quad D_k = \sec \gamma_k \left(\frac{M_k}{h_k} - \frac{M_{k-1}}{h_{k-1}} \right).$$

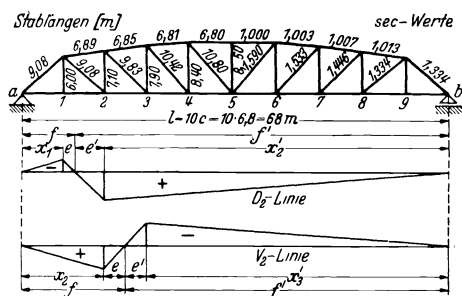


Abb. 125.

k	x_k m	h_k m	$\cos \alpha_k$	$\cos \gamma_k$	Q_k t	$Q_k c$ tm	M_k tm	$\frac{M_k}{h_k}$ t
1	6,8	6,00	0,749	—	128,5	874	874	145,6
2	13,6	7,10	0,988	0,749	100,0	680	1554	219,0
.

k	O_k t	U_k t	$\frac{D_k}{\sec \gamma_k}$ t	D_k t	$\frac{h_k - 1}{c}$ —	$\frac{D_k h_k - 1}{\sec \gamma_k c}$ t	P_k^u t	V_k t
1	-194	+146	—	—	—	—	28,6	+28,6
2	-222	+146	73,4	+97,9	0,853	64,8	28,6	-36,2
.

B. Grenzwerte der Stabkräfte infolge des Lastenzuges N .

1. Grenzwerte der Gurtstabkräfte.

$$O_k = -\frac{M_k}{h_k} \sec \alpha_k; \quad U_k = + \frac{M_{k-1}}{h_{k-1}}.$$

a) Ungünstigste Laststellung folgt aus Erfüllung der beiden Ungleichungen:

$$\frac{\mathfrak{P}_n}{\mathfrak{P}_r} < \frac{l}{x_k} \quad \text{und} \quad \frac{\mathfrak{P}_n}{\mathfrak{P}_{r-1}} > \frac{l}{x_k}.$$

$\mathfrak{P}_n, \mathfrak{P}_r$ aus Tabellen der BE.

γ) Ungünstigste Laststellung für $\min D_k$ und zugehörige Stützenreaktionen.

k	e	f	$\frac{f}{e}$	r	n	\mathbb{P}_n	\mathbb{P}_r	\mathbb{P}_{r-1}	$\mathbb{P}_n : \mathbb{P}_r$	$\mathbb{P}_n : \mathbb{P}_{r-1}$	b'_n	$\mathbb{P}_n b'_n$	\mathbb{E}_n	B	B'
—	m	m	—	—	—	t	t	t	—	—	m	tm	tm	t	t
2	1,97	8,77	4,4	2	6	150	50	25	3	6	0,4	60	600	9,7	5,9
3	2,81	16,41	5,8	2	9	225	50	25	4,5	9	0,8	180	1720	28,0	5,9

δ) Grenzwerte $\min D_k$.

k	B	$\frac{x'_k}{h_k}$	$\frac{x'_k}{h_k} - \frac{x'_k - 1}{h_k - 1}$	$B \left(\frac{x'_k}{h_k} - \frac{x'_k - 1}{h_k - 1} \right)$	B'	$\frac{c_k}{h_k}$	$B' \frac{c_k}{h_k}$	$\frac{\min D_k}{\sec \gamma_k}$	$\min D_k$
—	t	—	—	t	t	—	t	t	t
1	—	10,20	—	—	—	—	—	—	—
2	9,7	7,67	-2,53	-24,5	5,9	1,133	6,6	-17,9	-23,9
3	28,0	6,03	-1,64	-46,0	5,9	0,958	5,6	-40,4	-53,8

d) Grenzwerte der Pfostenkräfte nach (168).

α) Ungünstigste Laststellung für $\min V_k$ und zugehörige Stützenreaktionen.

k	e'	f'	$\frac{f'}{e'}$	r	n	\mathbb{P}_n	\mathbb{P}_r	\mathbb{P}_{r-1}	$\mathbb{P}_n : \mathbb{P}_r$	$\mathbb{P}_n : \mathbb{P}_{r-1}$	b'_n	$\mathbb{P}_n b'_n$	\mathbb{E}_n	A	A'
—	m	m	—	—	—	t	t	t	—	—	m	tm	tm	t	t
2	3,51	51,1	14,6	2	24	550	50	25	11	22	2,2	1210	14640	233	5,9
3	3,06	43,9	14,3	2	21	490	50	25	9,8	19,6	1,0	490	11580	177	5,9

β) Grenzwerte $\min V_k$.

k	A	$\frac{x_k}{h_k}$	$\frac{x'_k}{h'_k} + 1$	$\frac{x_k}{h_k} \frac{x'_k}{h'_k} + 1$	$\frac{x_k}{h_k} \frac{x'_k}{h'_k} + 1 - x_k + 1$	$\frac{A}{c_k} \left(\frac{x_k}{h_k} \frac{x'_k}{h'_k} + 1 - x_k + 1 \right)$	A'	$\min V_k$
—	t	—	m	m	m	t	t	t
2	233	1,917	8,2	15,7	-4,7	-161	6	-155
3	177	2,584	8,7	22,5	-4,7	-122	6	-116

γ) Ungünstigste Laststellung für $\max V_k$ und zugehörige Stützenreaktionen.

k	e	f	$\frac{f}{e}$	r	n	\mathbb{P}_n	\mathbb{P}_r	\mathbb{P}_{r-1}	$\mathbb{P}_n : \mathbb{P}_r$	$\mathbb{P}_n : \mathbb{P}_{r-1}$	b'_n	$\mathbb{P}_n b'_n$	\mathbb{E}_n	B	B'
—	m	m	—	—	—	t	t	t	—	—	m	tm	tm	t	t
2	3,29	16,9	5,1	2	9	225	50	25	4,5	9	0,8	180	1720	28	5,9
3	3,74	24,1	6,5	3	14	350	75	50	4,7	7	1,2	420	3920	64	17,6

δ) Grenzwerte $\max V_k$.

k	B	$\frac{h'_k + 1}{h_k}$	$\frac{h'_k + 1}{x_k} - \frac{h'_k + 1}{h_k}$	$\frac{h'_k + 1}{x_k} \frac{h'_k + 1}{h_k} - x'_k + 1$	$\frac{B}{c_k} \left(\frac{h'_k + 1}{x_k} \frac{h'_k + 1}{h_k} - x'_k + 1 \right)$	B'	$B' \frac{h'_k + 1}{h_k}$	$\max V_k$
—	t	—	m	m	t	t	t	t
2	28	1,156	62,8	15,2	63	5,9	7	+56
3	64	1,101	52,5	11,6	109	17,6	19	+90

298 Baustatik. — Schnittkräfte der im Bauwesen verwendeten ebenen Systeme.

a) Grenzwerte von V_1 und V_2 .

Die ungünstigste Laststellung für V_1 ist identisch mit der ungünstigsten Laststellung für das Moment eines Balkens von der Stützweite $2c$ in bezug auf die Balkenmitte.

s	x	$\frac{x}{s}$	r	$r-1$	n	\mathfrak{P}_n	\mathfrak{P}_r	\mathfrak{P}_{r-1}	$\mathfrak{P}_n : \mathfrak{P}_r$	$\mathfrak{P}_n : \mathfrak{P}_{r-1}$
m	m	—	—	—	—	t	t	t	—	—
13,6	6,8	2	4	3	7	175	100	75	1,75	2,33
.

$$V_1 = 25 + 2 \cdot 25 \frac{1,6 + 3,2 + 4,8}{6,8} = + 95,6 \text{ t.}$$

V_2 wird mit $\max O_2$ ein Grenzwert: $V_2 = - 2 \max O_2 \sin \alpha_2$.

Die Fachwerkscheiben mit drei Gurten, die als Balkenträger gestützt sind, werden nach denselben Ansätzen untersucht, die für die Berechnung der Bogen- und Hängeträger maßgebend sind. Sie sind auch in jenem Abschnitt behandelt worden. Fachwerkträger mit Pfosten und steifen Strebenkreuzen werden nur selten verwendet (Abb. 82a). Sie besitzen gegenüber einteiligen Systemen den Vorzug größerer Steifigkeit. Sie werden in der Regel nur angenähert berechnet. Die Gurtstabkräfte werden hierbei aus den Momenten gewonnen, die für die Feldmitten angegeben werden. Zur Bestimmung der Wandstabkräfte denkt man sich das System in zwei getrennte Scharen von Streben zerlegt. Die Stabkraft jeder der beiden sich kreuzenden Streben wird für den halben Betrag der größten Querkraft des Feldes angegeben. Die genaue Untersuchung erfordert bei n Feldern die Berechnung von n Überzähligen. Das Hauptsystem zeigt Abb. 82a, so daß die Berechnung mit dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen nach I, 29 erfolgen kann. Der Ansatz lautet für eine mittlere der für Abb. 82a aufzustellenden Gleichungen

$$X_3 \delta_{43} + X_4 \delta_{44} + X_5 \delta_{45} = \delta_{40}. \quad (169)$$

Die Bezeichnungen sind unter I, 26 und I, 28 erläutert.

Eine Näherungsrechnung läßt sich durchführen, wenn man die Pfosten als spannungslos annimmt, eine Annahme, die sich von der Wirklichkeit nicht allzu weit unterscheidet. Das System ist dann einfach statisch unbestimmt.

Besondere Gurtformen. Parabelträger. Die Streben sind bei gleichförmiger Vollbelastung des Trägers spannungslos, da $M_m/h_m = \text{const}$ ist. Die Grenzwerte der Strebenkräfte sind daher bei gleichförmig verteilter Nutzlast gleich groß.

Schwedlerträger. Die Gurtform wird so bestimmt, daß alle Streben bei ungünstigster Laststellung gezogen werden, also $\max \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}} \right) > 0$. Eine derartige Ausbildung des Systems hat auch heute noch Bedeutung, um Träger mit geringem Spannungswechsel in der Wand zu erhalten.

Über die Formänderung von Fachwerken vgl. I, 19ff.

4. Der durchlaufende Träger über zwei Feldern.

Der durchlaufende Träger auf drei Stützen wird als Stab und Fachwerkscheibe ausgeführt. Die Stützen sind in der Regel starr und die Stützenverschiebungen $\Delta a, \Delta b, \Delta c$ (positiv nach abwärts gerichtet) von den Stützkraften unabhängig und durch Schätzung oder Messung bekannt. Bei hohen Stützen, die als Pendelpfeiler oder Pendelrahmen ausgebildet sein können, ist die Längenänderung ebenso wie bei Stützen mit großer Nachgiebigkeit (Schiffs- und Landungsbrücken) eine Funktion der Stützkraften.

a) Der biegeungssteife Stab mit starrer Stützung.

Bezeichnungen: Feld l_1 mit $J_1/J = \zeta_1, x/l_1 = \xi, x'/l_1 = \xi'$.

Feld l_2 mit $J_2/J = \zeta_2, x/l_2 = \xi, x'/l_2 = \xi'$.

Hauptsystem: Das Tragwerk ist einfach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Schnittkraft dient das Biegemoment über der Stütze (Abb. 126). Nach (88) ist

$$X_1 = \delta_{10} / \delta_{11}.$$

$$-X_1 = 1 t \text{ erzeugt } A_1 = 1/l_1;$$

$$B_1 = -(1/l_1 + 1/l_2); C_1 = 1/l_2.$$

Im Bereich l_1 ist: $Q_1 = 1/l_1; M_1 = 1 \cdot \xi.$
 Im Bereich l_2 ist: $Q_1 = -1/l_2; M_1 = 1 \cdot \xi'.$

$\alpha)$ Beliebige Querschnittsänderung. Vorzahl und Belastungszahl.

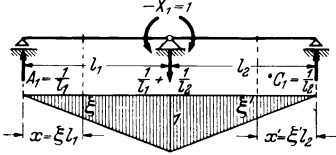


Abb. 126.

$$\delta_{11} = \int_0^1 \xi^2 \zeta_1 ds + \int_0^1 \xi'^2 \zeta_2 ds,$$

$$\delta_{10} = \delta_{10} + \delta_{1t} + \delta_{1s} = \int_0^1 M_0 \zeta_1 \xi ds + \int_0^1 M_0 \zeta_2 \xi' ds + E J_c \frac{\alpha_t \Delta t}{h} \frac{l_1 + l_2}{2} + \left. \begin{aligned} &+ E J_c \left[\frac{\Delta a}{l_1} - \Delta b \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) + \frac{\Delta c}{l_2} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (170)$$

Integration numerisch nach SIMPSON.

Die Einflußlinie für X_1 wird als Biegelinie δ_{m1} der beiden Balkenträger l_1 und l_2 nach I, 27 gerechnet oder gezeichnet. Ihre Differentialgleichung ist

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 \delta_{m1}}{dx^2} = -\xi \zeta_1 = -w \text{ für } l_1 \text{ und } \frac{d^2 \delta_{m1}}{dx^2} = -\xi' \zeta_2 = -w \text{ für } l_2 \\ \zeta_1 = 1 \text{ und } \zeta_2 = 1 \text{ liefern } \delta_{m1} = \frac{l_1 l_1'}{6} \omega_D, \quad \delta_{m1} = \frac{l_2 l_2'}{6} \omega_D'. \end{aligned} \right\} \quad (171)$$

Stütz- und Schnittkräfte:

$$\left. \begin{aligned} A = A_0 - X_1/l_1, B = B_0 + (1/l_1 + 1/l_2) X_1, C = C_0 - X_1/l_2 \\ \text{Bereich } l_1: \quad Q = Q_0 - X_1/l_1, M = M_0 - X_1 \xi, \\ \text{Bereich } l_2: \quad Q = Q_0 + X_1/l_2, M = M_0 - X_1 \xi'. \end{aligned} \right\} \quad (172)$$

Die Einflußlinien werden nach

$$A = A_1 (A_0/A_1 - X_1), Q = Q_1 (Q_0/Q_1 - X_1), M = M_1 (M_0/M_1 - X_1) \quad (173)$$

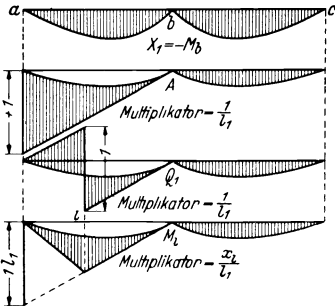


Abb. 127.

aufgezeichnet. Ihre Form zeigt Abb. 127. Danach entstehen der Grenzwert des Stützmomentes durch gleichförmig verteilte Nutzlast p bei voller Belastung beider Felder, die beiden Grenzwerte der Biegemomente in Querschnitten im Bereich \overline{CF}_{BC} und \overline{AF}_{BA} bei voller

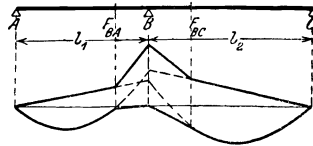


Abb. 128.

Belastung eines Feldes. Die Grenzwerte des Biegemomentes im Bereich $\overline{F_{BA}B}$ und $\overline{B F_{BC}}$ ergeben sich genau genug durch geradliniges Einschalten (Abb. 128).

$$\overline{A F_{BA}} = \frac{\delta_{11}}{\delta_{11} + \delta_{1a}} l_1, \quad \overline{C F_{BC}} = \frac{\delta_{11}}{\delta_{11} + \delta_{1b}} l_2, \quad \delta_{1a} = \int_0^{l_1} \xi \xi' \zeta_1 ds, \quad \delta_{1b} = \int_0^{l_2} \xi \xi' \zeta_2 ds. \quad (174)$$

β) Das Trägheitsmoment ist in jedem Bereich konstant J_1 oder J_2 .

$$l_1 J_c / J_1 = l'_1, \quad l_2 J_c / J_2 = l'_2.$$

Statisch unbestimmtes Stützenmoment für:

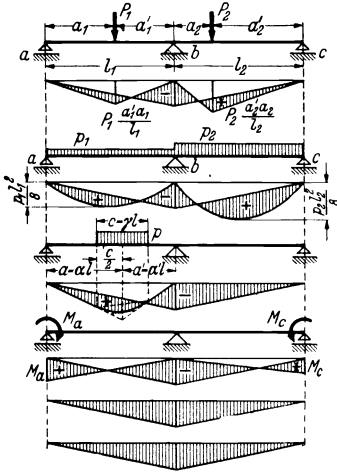


Abb. 129.

Einzelkräfte und Gleichung der Einflußlinie:

$$X_1 = \frac{l_1 l'_1}{2(l'_1 + l'_2)} \sum P_1 \omega_D + \frac{l_2 l'_2}{2(l'_1 + l'_2)} \sum P_2 \omega'_D. \quad (175)$$

Gleichmäßig verteilte Vollbelastung:

$$X_1 = \frac{p_1 l_1^2 l'_1}{8(l'_1 + l'_2)} + \frac{p_2 l_2^2 l'_2}{8(l'_1 + l'_2)}. \quad (176)$$

Streckenlast im Bereich l_1 :

$$X_1 = \frac{p l_1^2 l'_1}{8(l'_1 + l'_2)} \cdot \alpha \gamma [(2 - 2\alpha)(2 + 2\alpha) - \gamma^2]. \quad (177)$$

Belastung durch Kräftepaare:

$$X_1 = \frac{M_a l'_1 + M_c l'_2}{2(l'_1 + l'_2)}. \quad (178)$$

Ungleichförmige Erwärmung $\Delta t = t_i - t_a$:

$$X_1 = \frac{3}{2} E J_c \frac{\alpha_t \Delta t}{h} \frac{l_1 + l_2}{l'_1 + l'_2}. \quad (179)$$

Stützensenkungen A_a, A_b, A_c :

$$X_1 = \frac{3 E J_c}{l'_1 + l'_2} \left[\frac{A_a}{l_1} - A_b \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) + \frac{A_c}{l_2} \right]. \quad (180)$$

$$\overline{A F}_{BA} = \frac{2(l'_1 + l'_2)}{3l'_1 + 2l'_2} l_1, \quad \overline{C F}_{BC} = \frac{2(l'_1 + l'_2)}{2l'_1 + 3l'_2} l_2. \quad (181)$$

b) Der biegesteife Stab mit elastischer Stützung.

Die Berechnung der statisch unbestimmten Stützkraft $B = X_1$ bedeutet eine Erweiterung des elastischen Bereichs. Um bei der Lösung der Aufgabe zunächst

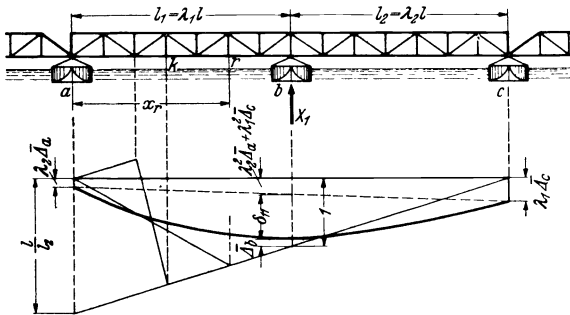


Abb. 130. Einflußlinien: X_1 ; A_1 , Multiplikator λ_1 ; Q_k , Multiplikator λ_2 ; M_p , Multiplikator λ_3 .

von der Art der elastischen Stützung durch biegesteife Träger, Fachwerke oder Schiffsgefäße unabhängig zu sein, wird die $E J_c$ -fache Stützenverschiebung $\overline{A_a}, \overline{A_b}, \overline{A_c}$ je t Stützkraft verwendet (Abb. 130). Bedeuten dann δ_{18}, δ_{11} die Verschiebungen und δ_{m1} die Biegelinie des Trägers $l = l_1 + l_2$ bei starrer Stüt-

zung und Δ_{at} , Δ_{bt} , Δ_{ct} die EJ_c -fachen Stablängenänderungen bei Zunahme der Temperatur um t° , so ist mit $\lambda_1 = l_1/(l_1 + l_2)$, $\lambda_2 = l_2/(l_1 + l_2)$

$$X_1 = \frac{\delta_{10} + A_0 \lambda_2 \bar{\Delta}_a + C_0 \lambda_1 \bar{\Delta}_c - (\lambda_2 \Delta_{at} - \Delta_{bt} + \lambda_1 \Delta_{ct})}{\delta_{11} + \lambda_2^2 \bar{\Delta}_a + \bar{\Delta}_b + \lambda_1^2 \bar{\Delta}_c} \quad (182)$$

Die Einflußlinie für X_1 mit $\delta_{10} = \delta_{1m} = \delta_{m1}$, der Biegelinie des Lastgurtes, und die daraus abgeleiteten Einflußlinien der Stütz- und Schnittkräfte sind in Abb. 130 für einen als Schiffsbrücke verwendeten Träger gezeichnet worden.

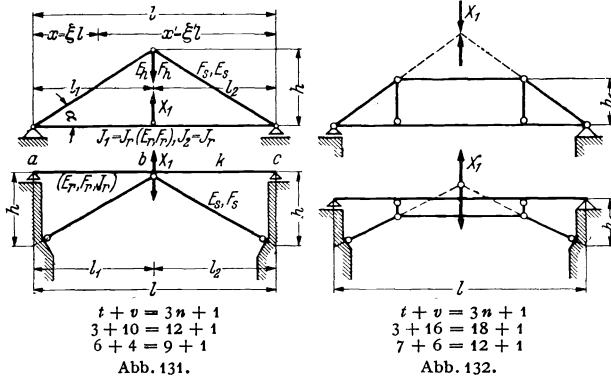


Abb. 131.

Abb. 132.

c) Hänge- und Sprengwerke. Die einfach statisch unbestimmten Hänge und Sprengwerke (Abb. 131, 132) sind elastisch gestützte, durchlaufende Trägere mit $\bar{\Delta}_a = 0$, $\bar{\Delta}_c = 0$. Bei einteiliger Stützung nach Abb. 131 ist X_1 die Längskraft der Hängesäule oder die Stützkraft B des Sprengwerks. Bei zweiseitiger elastischer Stützung nach Abb. 132 ist X_1 die Summe der Längskräfte beider Hängesäulen

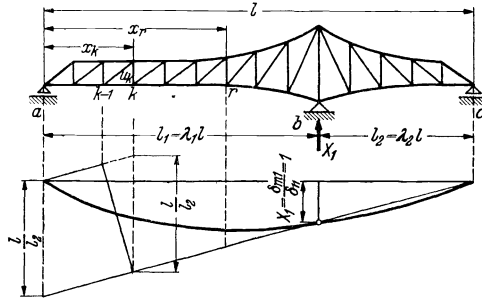


Abb. 133. Einflußlinien: X_1 ; A , Multiplikator λ_2 ; Q_h , Multiplikator λ_2 ; M_h , Multiplikator λ_2 .

oder die gleichwertige resultierende Stützenkraft des Sprengwerks. Die Belastung erzeugt daher nur im Streckbalken Schnittkräfte, während

$$\delta_{11} = \sum_h \int_h^c M_1^2 \zeta_h dx + \frac{J_c}{F_c} \sum S_1^2 s^*, \quad s^* = \frac{F_c}{F} s. \quad (183)$$

d) Fachwerkträger. Das Fachwerk besteht entweder aus einer Scheibe mit beliebiger, statisch bestimmter Wandausteilung (Abb. 133) oder aus zwei durch

eine Hängegurtung miteinander verbundenen Scheiben (Abb. 134). In dem einen Beispiel ist die mittlere Stützkraft B die statisch überzählige Größe X_1 , das Hauptsystem also ein Balkenträger von der Stützweite $l = l_1 + l_2$. In dem zweiten Beispiel ist X_1 das Produkt aus Stützhöhe f und waagerechter Komponente der Längskraft im Hängegurt. Das Hauptsystem besteht in diesem Falle aus zwei zusammenhängenden einfachen Balkenträgern.

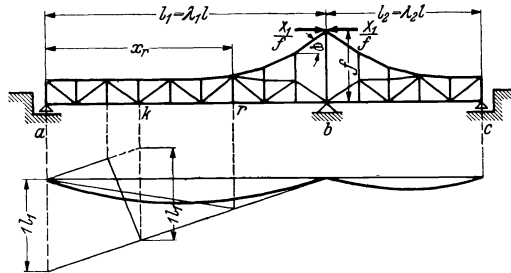


Abb. 134. Einflußlinien für X_1 ; A , Multiplikator $1/l_1$; Q_B , Multiplikator $1/l_1$; B , Multiplikator $1/l_2$; M_p , Multiplikator x_p/l_1 .

In beiden Hauptsystemen sind S_0 die Stabkräfte aus einer beliebigen Belastung, S_1 die Stabkräfte aus $-X_1 = 1$. Sie werden am einfachsten graphisch durch Cremonapläne (I, 14) bestimmt und liefern nach (48) mit $s F_c/F = s^*$, einer Temperaturänderung t° und Stützenverschiebungen $\Delta_a, \Delta_b, \Delta_c$

$$X_1 = \frac{\delta_{18}}{\delta_{11}} = \frac{\Sigma S_0 S_1 s^* + E F_c \Sigma S_1 \alpha_t s + E F_c (A_1 \Delta_a + B_1 \Delta_b + C_1 \Delta_c)}{\Sigma S_1^2 s^*} \quad (184)$$

Die Stabkräfte des statisch unbestimmten Fachwerks werden durch Superposition oder nach Berechnung von $A = A_0 - X_1 A_1$ und $C = C_0 - X_1 C_1$ am einfachsten mit einem Cremonaplan für \mathfrak{P} und X_1 erhalten.

Einflußlinien. Die Einflußlinie für X_1 wird als Biegelinie des Lastgurtes mit den elastischen Gewichten \mathfrak{W}_{m1} infolge der Stablängenänderungen $E F_c \Delta s$ nach (51) gerechnet oder gezeichnet. Dabei kann die Längenänderung der Wandstäbe so lange vernachlässigt werden, als die Stabquerschnitte nicht bekannt sind. In diesem Falle entsteht die Biegelinie nach I, 23 für Abb. 133 mit

$$\mathfrak{W}_{k1} = \frac{\lambda_2 x_k v_k}{(h_k \cos \beta_k)^2} + \frac{\lambda_2 x_k o_k + 1}{(h_k \cos \alpha_k + 1)^2} \quad (185)$$

Die Biegelinie des Lastgurtes ist in beiden Aufgaben Abb. 133 und 134 die Biegelinie δ_{m1} des Untergurtes. Sie enthält in dem Beispiel Abb. 133 mit δ_{b1} auch δ_{11} , während in dem Beispiel Abb. 134 die beiden Endtangente der Biegelinie im Punkte b auf der Senkrechten im Abstand l_1 die Strecke $v_{a1} = l_1 \delta_{11}$ abschneiden. Daher spielt der Maßstab des graphisch gewonnenen Seilecks und die Einheit des berechneten Moments zu den elastischen Kräften keine Rolle.

In Abb. 133 ist $X_1 = \delta_{m1}/\delta_{11} = \delta_{m1}/\delta_{b1}$ und daher δ_{b1} die Einheit für X_1 , in Abb. 134 ist $X_1 = \delta_{m1}/\delta_{11} = \delta_{m1} l_1/v_{a1}$ und daher v_{a1}/l_1 die Einheit für X_1 oder v_{a1}/l_1 die Einheit für die Einflußlinie der Kraft H .

5. Der durchlaufende Träger über drei Feldern.

Das Tragwerk ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen dienen in der Regel die beiden Stützenmomente X_1, X_2 . Sie werden aus der folgenden Matrix berechnet (Abb. 135).

X_1	X_2	
δ_{11}	δ_{12}	δ_{1B}
δ_{21}	δ_{22}	δ

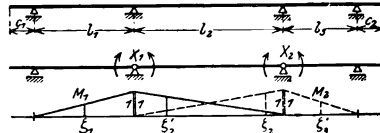


Abb. 135.

Die Lösung wird nach (91) für eine Belastung, für Stützenverschiebungen $\Delta a \dots \Delta d$ und den konstanten Betrag $\alpha_t \Delta t/h$ einer ungleichförmigen Erwärmung angegeben.

a) Der biegesteife Stab mit veränderlichem Trägheitsmoment J .

$$J_1/J = \zeta_1, \quad J_2/J = \zeta_2, \quad J_3/J = \zeta_3 \quad \text{und} \quad l_1 J_c/J_1 = l'_1 \text{ usw.}$$

α) Die Vorzahlen:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= l'_1 \int_0^1 \zeta^2 \zeta_1 d\xi + l'_2 \int_0^1 \xi'^2 \zeta_2 d\xi', & \delta_{22} &= l'_2 \int_0^1 \xi^2 \zeta_2 d\xi + l'_3 \int_0^1 \xi'^2 \zeta_3 d\xi' \\ \delta_{12} &= l'_2 \int_0^1 \xi \xi' \zeta_2 d\xi. \end{aligned} \right\} \quad (186)$$

β) Die Belastungszahlen:

$$\delta_{10} = l'_1 \int_0^1 M_0 \xi \zeta_1 d\xi + l'_2 \int_0^1 M_0 \xi' \zeta_2 d\xi'; \quad \delta_{20} = l'_2 \int_0^1 M_0 \xi \zeta_2 d\xi + l'_3 \int_0^1 M_0 \xi' \zeta_3 d\xi'. \quad (187)$$

Integration numerisch nach SIMPSON.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1t} &= EJc \frac{\alpha_t \Delta t}{h} \frac{l_1 + l_2}{2}, & \delta_{2t} &= EJc \frac{\alpha_t \Delta t}{h} \frac{l_2 + l_3}{2}. \\ \delta_{1s} &= EJc \left[\frac{\Delta a}{l_1} - \Delta b \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) + \frac{\Delta c}{l_2} \right], & \delta_{2s} &= EJc \left[\frac{\Delta b}{l_2} - \Delta c \left(\frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_3} \right) + \frac{\Delta d}{l_3} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (188)$$

γ) Die Biegelinie δ_{m1} aus $-X_1 = 1$ mit M_1 erstreckt sich über die Felder l_1, l_2 , die Biegelinie δ_{m2} aus $-X_2 = 1$ mit M_2 über die Felder l_2, l_3 .

Gleichung der Biegelinie δ_{m1} .

$$\text{Abschnitt } l_1: \frac{d^2 \delta_{m1}}{d\xi^2} = -\xi \zeta_1 = -w_1, \quad \text{Abschnitt } l_2: \frac{d^2 \delta_{m1}}{d\xi'^2} = -\xi' \zeta_2 = -w_1. \quad (189)$$

Gleichung der Biegelinie δ_{m2} .

$$\text{Abschnitt } l_2: \frac{d^2 \delta_{m2}}{d\xi^2} = -\xi \zeta_2 = -w_2, \quad \text{Abschnitt } l_3: \frac{d^2 \delta_{m2}}{d\xi'^2} = -\xi' \zeta_3 = -w_2. \quad (190)$$

Die Ordinaten werden für eine äquivalente Gruppe elastischer Gewichte \mathfrak{B}_1 und \mathfrak{B}_2 nach (72) berechnet. Die Biegelinien enthalten neben δ_{m1} und δ_{m2} auch δ_{11}, δ_{22} und δ_{12} .

δ) Die Stütz- und Schnittkräfte.

$$\left. \begin{aligned} A &= A_0 - X_1/l_1, & B &= B_0 + X_1/l_1 - (X_2 - X_1)/l_2, \\ C &= C_0 + (X_2 - X_1)/l_2 + X_2/l_3, & D &= D_0 - X_2/l_3. \end{aligned} \right\} \quad (191)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Bereich } l_1: & M = M_0 - X_1 \xi, & Q &= Q_0 - X_1/l_1. \\ \text{Bereich } l_2: & M = M_0 - X_1 \xi' - X_2 \xi, & Q &= Q_0 + (X_1 - X_2)/l_2. \\ \text{Bereich } l_3: & M = M_0 - X_2 \xi', & Q &= Q_0 + X_2/l_3. \end{aligned} \right\} \quad (192)$$

Grenzwerte bei feldweiser Belastung durch p als Nutzlast.

$\max M_1, \max M_3, \min M_2, \max A, \max D.$

$\max M_2, \min M_1, \min M_3, \min A, \min D.$

$\min M_b, \max B.$

$\max M_b.$

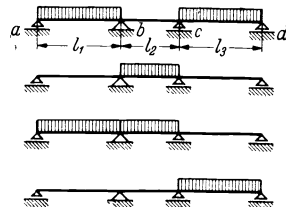


Abb. 136.

b) Träger mit feldweise konstantem Trägheitsmoment ($\zeta = 1$).

α) *Vorzahlen der Bedingungsgleichungen.*

$$6 \delta_{11} = 2 (I'_1 + I'_2), \quad 6 \delta_{22} = 2 (I'_2 + I'_3), \quad 6 \delta_{12} = I'_2. \quad (193)$$

β) *Vorzahlen der konjugierten Matrix.*

$$\left. \begin{aligned} \beta_{11} &= 12 (I'_2 + I'_3)/N, & \beta_{12} &= -6 I'_2/N, & \beta_{22} &= 12 (I'_1 + I'_2)/N, \\ N &= 4 (I'_1 + I'_2) (I'_2 + I'_3) - I'^2_2. \end{aligned} \right\} \quad (194)$$

γ) *Belastungszahlen.*

Einzellasten:

$$6 \delta_{10} = l_1 l'_1 \sum P \omega_D + l_2 l'_2 \sum P \omega'_D; \quad 6 \delta_{20} = l_2 l'_2 \sum P \omega_D + l_3 l'_3 \sum P \omega'_D. \quad (195)$$

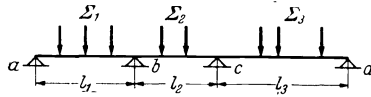


Abb. 137.

Feldweise gleichförmige Belastung mit p_1, p_2, p_3 .

$$24 \delta_{10} = l'^2_1 l'_1 p_1 + l'^2_2 l'_2 p_2; \quad 24 \delta_{20} = l'^2_2 l'_2 p_2 + l'^2_3 l'_3 p_3. \quad (196)$$

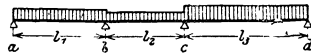


Abb. 138.

Gleichförmige Streckenlast.

$$\left. \begin{aligned} \text{Bereich } l_1: & 24 \delta_{10} = p_1 l'^2_1 \alpha_1 \gamma_1 \Theta_1, & 24 \delta_{20} &= 0. \\ \text{Bereich } l_2: & 24 \delta_{10} = p_2 l'^2_2 \alpha'_2 \gamma \Theta'_2, & 24 \delta_{20} &= p_2 l'^2_2 l'_2 \alpha_2 \gamma_2 \Theta_2. \\ \text{Bereich } l_3: & 24 \delta_{10} = 0, & 24 \delta_{20} &= p_3 l'^2_3 l'_3 \alpha'_3 \gamma_3 \Theta'_3. \end{aligned} \right\} \quad (197)$$

$$\Theta_k = (2 - 2\alpha_k) (2 + 2\alpha_k) - \gamma^2_k, \quad \Theta'_k = (2 - 2\alpha'_k) (2 + 2\alpha'_k) - \gamma^2_k.$$

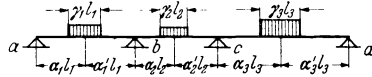


Abb. 139.

Versetzungsmomente M_a, M_d aus der Belastung über a und d auskragender Trägerteile.

$$6 \delta_{10} = M_a l'_1, \quad 6 \delta_{20} = M_d l'_3. \quad (198)$$

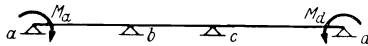


Abb. 140.

δ) *Überzählige Größen.*

$$X_1 = \beta_{11} \delta_{10} + \beta_{12} \delta_{20}, \quad X_2 = \beta_{21} \delta_{10} + \beta_{22} \delta_{20}. \quad (199)$$

e) *Einflußlinien* mit $\beta'_{11} = \beta_{11}/6, \beta'_{12} = \beta_{12}/6, \beta'_{22} = \beta_{22}/6$ und

$$\beta_{21}/\beta_{11} = -\kappa_{21} = -\frac{l'_2}{2(I'_2 + I'_3)}, \quad \beta_{12}/\beta_{22} = -\kappa_{12} = -\frac{l'_2}{2(I'_1 + I'_2)},$$

	Feld l_1	Feld l_2	Feld l_3
X_1	$\beta_{11} l_1 l'_1 \omega_D$	$\beta'_{11} l_2 l'_2 (\omega'_D - \kappa_{21} \omega_D)$	$\beta'_{12} l_3 l'_3 \omega'_D$
X_2	$\beta'_{21} l_1 l'_1 \omega_D$	$\beta'_{22} l_2 l'_2 (\omega_D - \kappa_{12} \omega'_D)$	$\beta_{22} l_3 l'_3 \omega'_D$

$$\left. \right\} \quad (200)$$

c) Träger mit $l_1' = l_2' = l_3' = l'$.

α) *Vorzahlen*: $\beta_{11} = \beta_{22} = 24/15 l'$, $\beta_{12} = \beta_{21} = -6/15 l'$, $\kappa_{12} = -\kappa_{21} = 0,25$ und damit die Einflußlinien für X_1 und X_2 nach (200).

β) *Statisch unbestimmte Stützenmomente* bei feldweiser Belastung.

$$X_1 = \frac{1}{60} (4 p_1 l_1^2 + 3 p_2 l_2^2 - p_3 l_3^2), \quad X_2 = \frac{1}{60} (4 p_3 l_3^2 + 3 p_2 l_2^2 - p_1 l_1^2). \quad (201)$$

d) $l_1 = l_2 = l_3$ und $p = \text{const}$:

$$X_1 = X_2 = p l^3 / 10. \quad (202)$$

e) *Der Fachwerkträger* (Abb. 141 u. 142). Das Hauptsystem ist mit den Stabkräften Y_1, Y_2 als statisch unbestimmten Schnittkräften wiederum eine

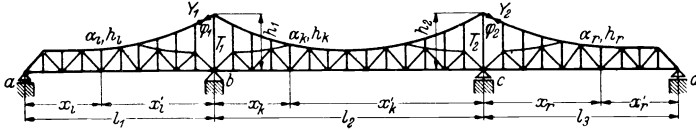


Abb. 141.

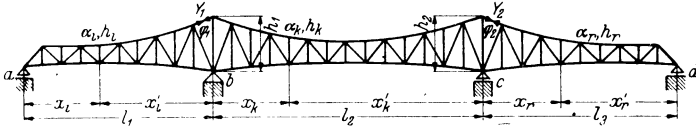


Abb. 142.

Kette von drei einfachen Trägern. Als überzählige Größen dienen zur Vereinfachung der Zahlenrechnung die Stützenmomente

$$X_1 = Y_1 h_1 \cos \varphi_1, \quad X_2 = Y_2 h_2 \cos \varphi_2, \quad (203)$$

die nach der Matrix auf S. 303 und deren Lösung nach (91) berechnet werden.

α) *Vorzahlen*. Aus $-X_1 = 1$ entstehen

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= 1/l_1, \quad B_1 = -(1/l_1 + 1/l_2), \quad C_1 = 1/l_2, \quad D_1 = 0, \quad Y_1 = -1/h_1 \cos \varphi_1. \\ O_{i1} &= -\frac{\xi_i}{h_i \cos \alpha_i}, \quad O_{k1} = -\frac{\xi'_k}{h_k \cos \alpha_k}, \quad O_{r1} = 0, \quad T_1 = \frac{1}{h_1} (\text{tg } \varphi_1 - \text{tg } \varphi_r). \end{aligned} \right\} \quad (204)$$

Aus $-X_2 = 1$ entstehen

$$\left. \begin{aligned} A_2 &= 0, \quad B_2 = 1/l_2, \quad C_2 = -(1/l_2 + 1/l_3), \quad D_2 = 1/l_3, \quad Y_2 = -1/h_2 \cos \varphi_2. \\ O_{i2} &= 0, \quad O_{k2} = -\frac{\xi_k}{h_k \cos \alpha_k}, \quad O_{r2} = -\frac{\xi'_r}{h_r \cos \alpha_r}, \quad T_2 = \frac{1}{h_2} (\text{tg } \varphi_1 - \text{tg } \varphi_r). \end{aligned} \right\} \quad (205)$$

Die Stabkräfte S_1, S_2 werden meist durch Kräftepläne bestimmt. Mit den reduzierten Stablängen $s^* = s F_c / F$ ist

$$\delta_{11} = \sum S_1^2 s^*, \quad \delta_{22} = \sum S_2^2 s^*, \quad \delta_{12} = \sum S_1 S_2 s^*, \quad (206)$$

so daß die Vorzahlen $\beta_{11}, \beta_{12}, \beta_{22}$ der konjugierten Matrix nach (91) angegeben werden können.

β) *Belastungszahlen*. Einzelne Belastungsfälle, wie Eigengewicht, ausgewählte Stellungen der Nutzlasten, Brems- und Windkräfte erzeugen im Hauptsystem die Stabkräfte S_0 und die Verschiebungen

$$\left. \begin{aligned} \delta_{10} &= \sum S_0 S_1 s^*, \quad \delta_{20} = \sum S_0 S_2 s^*, \\ \delta_{1t} &= E F_c \sum S_1 \alpha_t t s, \quad \delta_{2t} = E F_c \sum S_2 \alpha_t t s, \\ \delta_{1s} &= E F_c \left[\frac{A_a}{l_1} - A_b \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) + \frac{A_c}{l_2} \right], \quad \delta_{2s} = E F_c \left[\frac{A_b}{l_2} - A_c \left(\frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_3} \right) + \frac{A_d}{l_3} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (207)$$

In den Summen für die Vorzahlen und Belastungszahlen bleibt der Anteil der Wandstäbe unberücksichtigt, wenn die Stabquerschnitte nicht mit ausreichender Genauigkeit bekannt sind.

Die Biegelinien δ_{m1} und δ_{m2} des Lastgurtes, aus denen sich die Einflußlinien X_1 und X_2 nach (86) zusammensetzen, werden mit Hilfe der elastischen Gewichte \mathfrak{W}_{m1} und \mathfrak{W}_{m2} nach I, 23 berechnet oder aufgezeichnet. Sie sind durch Tabelle 3 bestimmt. Dabei wird aus $\Delta s \rightarrow S_1 s^*$ oder $\Delta s \rightarrow S_2 s^*$.

γ) *Stabkräfte.* Die Stabkräfte werden bei einer vorgeschriebenen Belastung aus Kräfteplänen entnommen, die für diese und die zugeordneten statisch unbestimmten Stabkräfte Y_1, Y_2 und ihre Stützkräfte aufgezeichnet werden. Die Einflußlinien ergeben sich durch Superposition, im allgemeinen also aus

$$S = S_0 - X_1 S_1 - X_2 S_2. \tag{208}$$

6. Der durchlaufende Träger über mehr als drei Feldern.

Der durchlaufende Träger mit n Zwischenstützen von der Länge $l_1 + \dots + l_{n+1} = L$ zählt n statisch unbestimmte Schnittkräfte X_k ($k = 1 \dots n$). Als Hauptsystem dient auch in diesem Falle die zusammenhängende Kette einfacher Träger mit den statisch unbestimmten Stützmomenten als äußeren Kräften. Diese werden aus n Bedingungsgleichungen für die gegenseitige Verdrehung der Stützquerschnitte berechnet, die von der Belastung der Abschnitte l_k, l_{k+1} , der ungleichförmigen Temperaturänderung Δt , den Stützensenkungen Δ_k und von den drei Stützmomenten X_{k-1}, X_k, X_{k+1} abhängt.

a) Bedingungen für die Formänderung des Hauptsystems.

α) Veränderliches Trägheitsmoment.

$$\left. \begin{aligned} \delta_1^{(n)} &= \delta_{1\text{H}} - X_1 \delta_{11} - X_2 \delta_{12} &= 0 \\ \dots &\dots &\dots \\ \delta_k^{(n)} &= \delta_{k\text{H}} - X_{k-1} \delta_{k(k-1)} - X_k \delta_{kk} - X_{k+1} \delta_{k(k+1)} &= 0 \\ \dots &\dots &\dots \\ \delta_n^{(n)} &= \delta_{n\text{H}} - X_{n-1} \delta_{n(n-1)} - X_n \delta_{nn} &= 0. \end{aligned} \right\} \tag{209}$$

β) Feldweise konstantes Trägheitsmoment J_h und $l_h J_c / J_h = l'_h$.

Bedingungsgleichungen und Vorzahlen. Regelgleichung k :

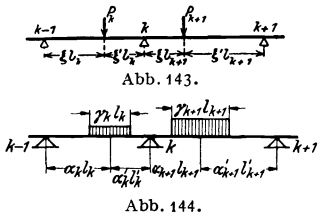
$$l'_k X_{k-1} + 2(l'_k + l'_{k+1}) X_k + l'_{k+1} X_{k+1} = 6 \delta_{k\text{H}}. \tag{210}$$

1-te und n -te Gleichung bei freidrehbaren Endstützen des Trägers $L = 0, (n+1)$:

$$\left. \begin{aligned} 2(l'_1 + l'_2) X_1 + l'_2 X_2 &= 6 \delta_{1\text{H}}; \\ l'_n X_{n-1} + 2(l'_n + l'_{n+1}) X_n &= 6 \delta_{n\text{H}}. \end{aligned} \right\} \tag{211}$$

1-te und n -te Gleichung bei starr eingespannten Endstützen des Trägers $L = 1, n$:

$$\left. \begin{aligned} 2l'_2 X_1 + l'_2 X_2 &= 6 \delta_{1\text{H}}; \\ l'_n X_{n-1} + 2l'_n X_n &= 6 \delta_{n\text{H}}. \end{aligned} \right\} \tag{212}$$



Belastungszahlen:

Einzelkräfte (Abb. 143):

$$6 \delta_{k0} = l'_k l'_k \sum_k P \omega_k + l_{k+1} l'_{k+1} \sum_{k+1} P \omega'_k \tag{213}$$

Streckenbelastung (Abb. 144):

$$\left. \begin{aligned} 24 \delta_{k0} &= p_k l_k^2 l'_k \alpha_k \gamma_k [(2 - 2 \alpha_k) (2 + 2 \alpha_k) - \gamma_k^2] + \\ &+ p_{k+1} l_{k+1}^2 l'_{k+1} \alpha'_{k+1} \gamma_{k+1} [(2 - 2 \alpha'_{k+1}) (2 + 2 \alpha'_{k+1}) - \gamma_{k+1}^2]. \end{aligned} \right\} \tag{214}$$

Feldweise Belastung (Abb. 145):

$$24 \delta_{k0} = p_k l_k^2 l'_k + p_{k+1} l_k^2 + l'_k + l'_{k+1} \cdot \quad (215)$$



Abb. 145.

Temperaturänderung mit $\alpha_t \Delta t/h = \text{const}$:

$$6 \delta_{kt} = 3 E J_c \frac{\alpha_t \Delta t}{h} (l_k + l_{k+1}). \quad (216)$$

Stützenverschiebungen:

$$6 \delta_{ks} = 6 E J_c \left[\frac{\Delta_{k-1}}{l_k} - \Delta_k \left(\frac{1}{l_k} + \frac{1}{l_{k+1}} \right) + \frac{\Delta_{k+1}}{l_{k+1}} \right]. \quad (217)$$

$\gamma) l'_k = l' = \text{const}$.

Regelgleichung k :

$$X_{k-1} + 4 X_k + X_{k+1} = 6 \delta_{k0} / l'. \quad (218)$$

Die statisch unbestimmten Stützenmomente sind also stets durch einen Ansatz dreigliedriger Gleichungen verknüpft.

b) Auflösung der Gleichungen. Vorwärts- oder Rückwärtselimination (94) nach GAUSS unter Einbeziehung der Belastungszahlen oder nach (85) mit Hilfe

der konjugierten Matrix $X_k = \sum_{h=1}^n \beta_{kh} \delta_{kh}$, $k = 1 \dots n$.

$\alpha)$ Die Bedingungsgleichungen (209) liefern mit $\delta_{10} = 0, \dots, \delta_{(n-1)0} = 0, \delta_{n0} \neq 0$ bei Vorwärtselimination die Kennbeziehungen

$$-X_{k-1} / X_k = \kappa(k-1) k = \frac{\delta_{(k-1)k}}{\delta_{(k-1)(k-1)} - \kappa(k-2)(k-1)\delta_{(k-1)(k-2)}}. \quad (219)$$

$\beta)$ Die Bedingungsgleichungen (209) liefern mit $\delta_{10} \neq 0, \delta_{20} = 0, \dots, \delta_{n0} = 0$ bei Rückwärtselimination die Kennbeziehungen

$$-X_k / X_{k-1} = \kappa(k-1) = \frac{\delta_k(k-1)}{\delta_{kk} - \kappa(k+1)k\delta_k(k+1)}. \quad (220)$$

Die Kennbeziehungen sind also allein von den elastischen Eigenschaften des Trägers abhängig. Sie dienen nach (97) zur Aufstellung der konjugierten Matrix und sind in den Kettenbrüchen (98) enthalten.

c) Festpunkte (Abb. 146). Die Kennbeziehungen bestimmen in Verbindung mit den Schaulinien der Biegemomente für $\delta_{n0} \neq 0$ mit $-X_{k-1} / X_k =$

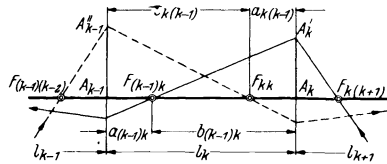


Abb. 146.

$\delta_{10} \neq 0$ mit $-X_k / X_{k-1} = \kappa(k-1) = a_k(k-1) / b_k(k-1)$ die Festpunkte $F^{(k-1)k}$ und $F^{k(k-1)}$. Ihre Abszissen sind mit $a(k-1)k + b(k-1)k = l_k$ und $a_k(k-1) + b_k(k-1) = l_k$

$$a(k-1)k = \frac{\kappa(k-1)k}{1 + \kappa(k-1)k} l_k, \quad a_k(k-1) = \frac{\kappa_k(k-1)}{1 + \kappa_k(k-1)} l_k. \quad (221)$$

Obwohl sich darnach die Festpunktsabschnitte leicht berechnen lassen, bestimmt man in der Praxis die Festpunkte $F^{(k-1)k}, F^{k(k-1)}$ meist graphisch. Dies geschieht in Verbindung mit den Schwerlinien $w'_k 1, w'_k 2, w_k$ der elastischen Kräfte $M_k \zeta_k l_k d \xi$ im Bereich $l_k, M_k \zeta_{k+1} l_{k+1} d \xi'$ im Bereich l_{k+1} und ihrer Summe im Bereich $l_k + l_{k+1}$, die für $\zeta_k = 1, \zeta_{k+1} = 1$ im Bereich l_k und l_{k+1} mit Drittelslinien zusammenfallen und im Bereich $l_k + l_{k+1}$ durch den Abschnitt

$$u_k = \frac{l'_k (l_k + l_{k+1})}{3 l'_k + l'_{k+1}}$$

bestimmt sind.

$\alpha)$ Konstruktion von $F_{k(k+1)}$ aus $F_{(k-1)k}$ nach Abb. 147. Der freie Schenkel eines in $F_{(k-1)k}$ angetragenen Winkels schneidet die Schwerlinie (Drittelslinie)

w_{k1} im Punkte C , die Stützensenkrechte A_k in D . Die Gerade CE schneidet die Drittelslinie w_{k2} im Punkt H und die Gerade HD die Bezugsachse im Festpunkt $F^{(k+1)}$.

β) Konstruktion von $F^{(k+1)k}$ aus $F^{(k+2)(k+1)}$ nach Abb. 147. Der freie Schenkel eines in $F^{(k+2)(k+1)}$ angetragenen Winkels schneidet die Schwerlinie (Drittelslinie) $w^{(k+1)2}$ in C' , die Stützensenkrechte A_{k+1} in D' . Die Gerade $C'E'$ schneidet die Drittelslinie $w^{(k+1)1}$ in H' . Der Schnittpunkt von $H'D'$ mit der Bezugsachse ist $F^{(k+1)k}$.

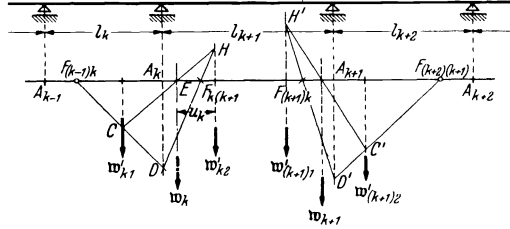


Abb. 147.

Diese graphische Lösung der Aufgabe ist bei $\zeta_k \neq 1$ nicht mehr so einfach, da die Schwerlinien w_{k1} , w_{k2} keine Drittelslinien sind, sondern nach den Vorzahlen in (209) bestimmt werden müssen. In diesem Falle ist es dann zweckmäßiger, die Festpunkte nach (98) graphisch aus den Kennbeziehungen und nach

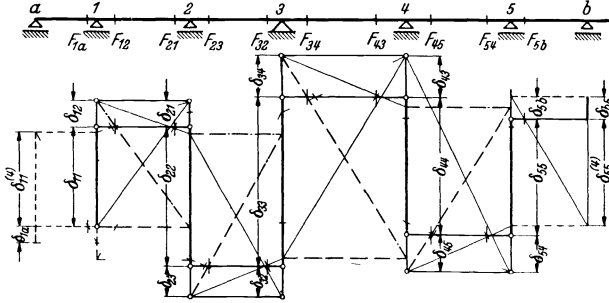


Abb. 148.

den Rechenvorschriften der beiden Kettenbrüche unmittelbar aus den Vorzahlen der Bedingungsgleichungen (209) abzuleiten (Abb. 148).

d) Lösung bei Belastung eines einzelnen Feldes l_k . Alle Belastungszahlen außer $\delta_{(k-1)0}$ und δ_{k0} sind Null und daher die Stützmomente X_1 bis X_{k-1} durch die Kennbeziehungen $\varkappa_{(k-1)k}$ und die Stützmomente X_{k+1} bis X_n durch die Kennbeziehungen $\varkappa_{(r+1)r}$ verknüpft. Daher lassen sich die beiden dem belasteten Felde l_k benachbarten Stützmomente X_{k-1} und X_k aus zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten berechnen. Aus

$$\left. \begin{aligned} X_{k-2} \delta_{(k-1)(k-2)} + X_{k-1} \delta_{(k-1)(k-1)} + X_k \delta_{(k-1)k} &= \delta_{(k-1)0} \\ X_{k-1} \delta_{k(k-1)} + X_k \delta_{kk} + X_{k+1} \delta_{k(k+1)} &= \delta_{k0} \end{aligned} \right\} (222)$$

wird mit $-X_{k-2} = \varkappa_{(k-2)(k-1)} X_{k-1}$ und $-X_{k+1} = \varkappa_{(k+1)k} X_k$

$$\left. \begin{aligned} \frac{X_{k-1}}{\varkappa_{(k-1)k}} + X_k &= \frac{\delta_{(k-1)0}}{\delta_{(k-1)k}} = R_{(k-1)k}, & X_{k-1} + \frac{X_k}{\varkappa_{k(k-1)}} &= \frac{\delta_{k0}}{\delta_{k(k-1)}} = R_{kk}. \end{aligned} \right\} (223)$$

Die Größen $R_{(k-1)k}$, R_{kk} sind mit der Belastung des Feldes bekannt und erhalten, wie der Vergleich mit der linken Seite der Gleichung zeigt, die Dimension des Stützmomentes. Die beiden Gleichungen (223) lassen sich mit $1/\kappa_{(k-1)k} = b_{(k-1)k}/a_{(k-1)k}$ und $1/\kappa_{kk} = b_{kk}/a_{kk}$ in Verbindung mit den beiden dem Felde l_k zugeordneten Festpunkten leicht nach Abb. 149 graphisch lösen. Danach führen $R_{(k-1)k}$, R_{kk} die Bezeichnung Kreuzlinienabschnitte. Die Lösung wird jedoch bei Verwendung der Ordinaten $Y_{(k-1)k}$ und Y_{kk} über den Festpunkten übersichtlicher.

$$\left. \begin{aligned} Y_{(k-1)k} &= \frac{a_{(k-1)k}}{l_k} R_{(k-1)k}, \\ Y_{kk} &= \frac{a_{kk}}{l_k} R_{kk}. \end{aligned} \right\} \quad (224)$$

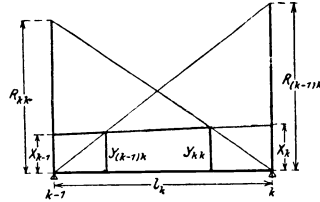


Abb. 149.

Die übrigen Stützmomenten sind durch die Festpunkte bestimmt, und zwar X_1 bis X_{k-2} durch die Festpunkte $F_{(k-1)k}$ und X_{k+1} bis X_n durch die Festpunkte $F_{(r+1)r}$.

Jede beliebige Belastung eines durchlaufenden Trägers kann durch Aufteilung in feldweise Belastung und Superposition der Teilergebnisse statisch nachgewiesen werden.

e) Die Einflußlinien der überzähligen Größen.

$\alpha)$ Die Vorzahlen β_{kk} sind bekannt.

Einflußlinien von X_k mit $\zeta_k = 1$ im Felde h , links von k .

$$\left. \begin{aligned} X_k &= \beta_{kk} \delta_{m(h-1)} + \beta_{kh} \delta_{mh} = \beta_{kh} \frac{l'_h l'_k}{6} (\omega_D - \kappa_{(h-1)h} \omega'_D) \\ &= \kappa_{(h+1)h} \cdot \kappa_{(h+2)(h+1)} \cdots \kappa_{(k-1)(k-2)} \cdot \kappa_{kk} \cdot X_h. \end{aligned} \right\} \quad (225a)$$

im Felde r , rechts von k .

$$\left. \begin{aligned} X_k &= \beta_{k(r-1)} \delta_{m(r-1)} + \beta_{kr} \delta_{mr} = \beta_{kr} \frac{l'_r l'_k}{6} (\omega'_D - \kappa_{(r-1)r} \omega_D) \\ &= \kappa_{(r-1)r} \cdot \kappa_{(r-2)(r-1)} \cdots \kappa_{(k+1)(k+2)} \cdot \kappa_{kk} \cdot X_r. \end{aligned} \right\} \quad (225b)$$

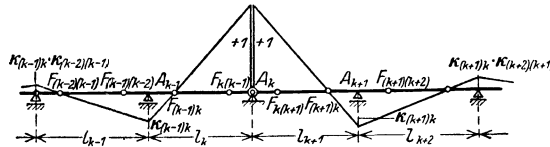


Abb. 150.

$\beta)$ Die Festpunkte sind bekannt. Die Einflußlinie X_k wird aus einem $(n-1)$ -tachen, statisch unbestimmten Hauptsystem nach I, 32 bestimmt, und damit als Biegelinie zu den Momenten $M_k^{(n-1)}$ der Abb. 150 gefunden.

$$X_k = \delta_{mk}^{(n-1)} / \delta_{kk}^{(n-1)}. \quad (226)$$

Vorzahl bei beliebigem Trägheitsmoment.

$$\delta_{kk}^{(n-1)} = -\kappa_{(k-1)k} \delta_{k(k-1)} + \delta_{kk} - \kappa_{(k+1)k} \delta_{k(k+1)}. \quad (227)$$

Vorzahl bei konstantem Trägheitsmoment $\zeta_k = 1$, $\zeta_{k+1} = 1$

$$\delta_{kk}^{(n-1)} = \frac{l'_k}{6} \left(2 - \frac{a_{(k-1)k}}{b_{(k-1)k}} \right) + \frac{l'_k + 1}{6} \left(2 - \frac{a_{(k+1)k}}{b_{(k+1)k}} \right). \quad (228)$$

f) Stütz- und Schnittkräfte im Felde l_k und ihre Einflußlinie.

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0 - X_{k-1} \xi' - X_k \xi, & Q &= Q_0 + \frac{X_{k-1} - X_k}{l_k} \\ C_k &= C_k 0 - \frac{X_{k-1} - X_k}{l_k} + \frac{X_k - X_{k+1}}{l_{k+1}} \end{aligned} \right\} \quad (229)$$

α) Die Einflußlinien der Biegemomente in Querschnitten zwischen den Stützpunkten werden aus der sog. Spitzenkurve berechnet. Sie besteht aus dem Biegemoment M_m mit der Einzellast $P = 1 t$ über m . Die Ordinaten werden am einfachsten punktweise mit den Kreuzlinienabschnitten $R_{(k-1)k}$, R_{kk} für $P_m = 1 t$ berechnet (Abb. 149). Für $\xi_k = 1$ sind $R_{(k-1)k} = l_k \omega'_D$, $R_{kk} = l_k \omega_D$ u. liefern $Y_{(k-1)k} = a_{(k-1)k} \omega'_D$, $Y_{kk} = a_{kk} \omega_D$ und mit Abb. 149 auch die Stützmomente $X_{k-1} = -M_{k-1}$ und $X_k = -M_k$.

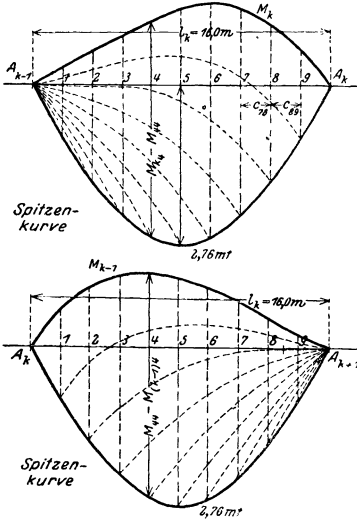


Abb. 151a u. b.

Die Querkraft ist für $P = 1 t$ in m im Bereich $(k-1)m$ und im Bereich mk konstant. Wird also das Feld l_k nach Abb. 151 in 10 Abschnitte geteilt und m mit der Intervallgrenze 4 zusammengelegt, so ist

$$\frac{M_{k4} - M_{44}}{c_{4k}} = \frac{M_{54} - M_{44}}{c_{45}} = \dots = \frac{M_{k4} - M_{94}}{c_{9k}}$$

und

$$\begin{aligned} M_{64} - M_{44} &= M_{64} - M_{64} = \dots = \\ M_{k4} - M_{94} &= \frac{1}{6} (M_{k4} - M_{44}), \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{54} &= M_{44} - \frac{1}{6} (M_{k4} - M_{44}), \\ M_{64} &= M_{54} - \frac{1}{6} (M_{k4} - M_{44}), \\ &\dots \dots \dots \\ M_{k4} &= M_{94} - \frac{1}{6} (M_{k4} - M_{44}). \end{aligned}$$

Die Unterteilung der Ordinate $M_{k4} - M_{44}$ in sechs Teile liefert demnach Punkte der Einflußlinien $M_5 \dots M_9$ für die Laststellung 4. Damit sind die linken Zweige der Einflußlinien der Feldmomente bestimmt (Abb. 151a).

Nun ist außerdem

$$\begin{aligned} \frac{M_{44} - M_{(k-1)4}}{c_{(k-1)4}} &= \frac{M_{14} - M_{(k-1)1}}{c_{(k-1)1}} = \dots = \frac{M_{44} - M_{34}}{c_{34}}, \\ M_{14} - M_{(k-1)4} &= M_{24} - M_{14} = \dots = M_{44} - M_{34} = \frac{1}{4} (M_{44} - M_{(k-1)4}), \\ M_{14} &= M_{(k-1)4} + \frac{1}{4} (M_{44} - M_{(k-1)4}). \end{aligned}$$

Die Unterteilung der Ordinate $M_{44} - M_{(k-1)4}$ liefert daher Punkte der Einflußlinien M_1, M_2, M_3 für die Stellung der Last über 4 (Abb. 151b).

Auf diese Weise werden die rechten Zweige der Einflußlinien bestimmt. Wandert die Last außerhalb desjenigen Feldes, dem der Querschnitt angehört, so bedarf es nur der Unterteilung der Ordinate $M_k - M_{k-1}$ in soviel Teile, als der Untersuchung des Bereichs l_k zugrunde gelegt worden sind.

β) Die Einflußlinien von Querkraft und Stützkraft sind in Abb. 152 enthalten. Die Einflußlinie des Stützendruckes wird als Differenz der Querkraften in den beiden Nachbarabschnitten gebildet.

γ) Die Grenzwerte der Momente bei gleichförmig verteilter Nutzlast ergeben sich für alle Schnitte zwischen den Festpunkten bei Belastung ganzer Felder, ebenso wie das Stützenmoment. Für Schnitte zwischen Stütze und Festpunkt werden die Funktionen $\min M_m$ und $\max M_m$ als linear angenommen. Sie sind durch die Endwerte (über Stütze und Festpunkt) bestimmt.

δ) Die Grenzwerte der Querkraft werden bei Teilbelastung des dem Schnitte zugeordneten Feldes und abwechselnder Belastung der folgenden Felder gefunden (Abb. 152). Die Grenzwerte der Querkräfte der inneren Felder unterscheiden sich jedoch nicht wesentlich von denen einfacher Balkenträger.

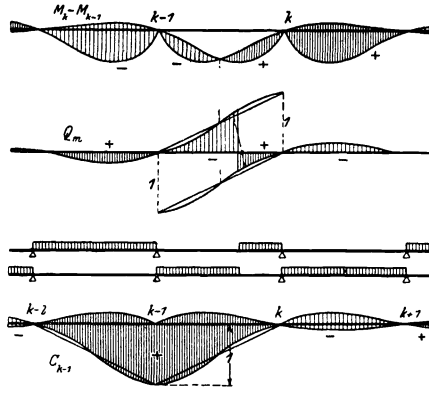


Abb. 152.

7. Durchlaufender Träger mit elastisch drehbaren Stützen.

Die Riegel bilden einen geraden oder gebrochenen Stabzug. Die Stützen sind nach Abb. 153 ein- oder zweiteilig, die Achsen der Pfosten lotrecht, ihre Endpunkte eingespannt oder frei drehbar. Ein Punkt des Riegelzuges, meist der Anfangs- oder Endpunkt, liegt in waagerechter Richtung fest, so daß sich die Knotenpunkte ohne eine Erwärmung, also $t = 0^\circ$, nicht verschieben können, wenn die Längenänderung Δl der Stäbe vernachlässigt wird. Diese ist bei biegeungssteifen Rahmenstäben stets sehr klein. Für $t \neq 0$ und Stützenverschiebungen ist die Bewegung der Knotenpunkte geometrisch bestimmt.

a) Hauptsystem und Überzählige. Als statisch überzählige Schnittkräfte dienen die Biegemomente X_k, X_{k+1} des Riegels, links und rechts vom Stützpunkt k . Das Hauptsystem besteht also aus einer Kette einfacher Stäbe, die an den Stützen gelenkig angeschlossen sind. Es ist je nach der Ausbildung der Stützen und ihres Anschlusses am Bezugskörper statisch bestimmt oder unbestimmt.

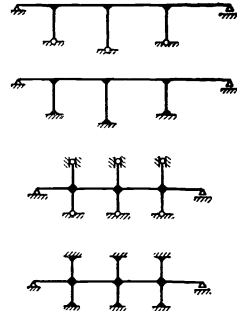


Abb. 153.

b) Elastizitätsgleichungen für $J = \text{const}$. Die statisch überzähligen Biegemomente werden nach I, 28 aus den geometrischen Bedingungen für die Formänderung des Hauptsystems berechnet. Diese führen bei konstantem Trägheitsmoment der Stäbe zwischen Stützpunkt und Knoten mit $l_k J_c / J_k = l'_k$ und $h_k J_c / J_k = h'_k$ zu folgenden Elastizitätsgleichungen:

Anordnung α (Abb. 154):

$$\left. \begin{aligned} l'_k X_{k-1} + 2(l'_k + h'_k) X_k - 2h'_k X_{k+1} &= 6 \delta_k \bar{\mu} \\ - 2h'_k X_k + 2(h'_k + l'_k + 2) X_{k+1} + l'_k + 2 X_{k+2} &= 6 \delta_{(k+1)} \bar{\mu} \end{aligned} \right\} \quad (231)$$

Anordnung β (Abb. 155):

$$\left. \begin{aligned} l'_k X_{k-1} + 2(l'_k + \frac{3}{4} h'_k) X_k - \frac{3}{2} h'_k X_{k+1} &= 6 \delta_k \bar{\mu} \\ - \frac{3}{2} h'_k X_k + 2(\frac{3}{4} h'_k + l'_k + 2) X_{k+1} + l'_k + 2 X_{k+2} &= 6 \delta_{(k+1)} \bar{\mu} \end{aligned} \right\} \quad (232)$$

Anordnung γ (Abb. 156):

$$\left. \begin{aligned} l'_k X_{k-1} + 2 \left(l'_k + \frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} \right) X_k - 2 \frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} X_{k+1} &= 6 \delta_{k0} \\ - 2 \frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} X_k + 2 \left(\frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} + l'_k + 2 \right) X_{k+1} + l'_{k+2} X_{k+2} &= 6 \delta_{(k+1)0} \end{aligned} \right\} (233)$$

Anordnung δ (Abb. 157):

$$\left. \begin{aligned} l'_k X_{k-1} + 2 \left(l'_k + \frac{3}{4} \frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} \right) X_k - \frac{3}{2} \frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} X_{k+1} &= 6 \delta_{k0} \\ - \frac{3}{2} \frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} X_k + 2 \left(\frac{3}{4} \frac{h'_{k0} \cdot h'_{ku}}{h'_{k0} + h'_{ku}} + l'_k + 2 \right) X_{k+1} + l'_{k+2} X_{k+2} &= 6 \delta_{(k+1)0} \end{aligned} \right\} (234)$$

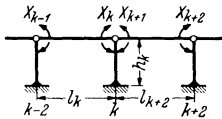


Abb. 154.

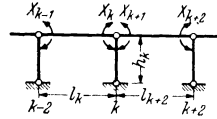


Abb. 155.

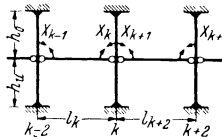


Abb. 156.

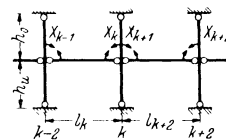


Abb. 157.

c) Belastungsglieder bei allen 4 Anordnungen.

α) Gleichförmig verteilte Belastung p_k im Felde l_k .

$$6\delta_{(k+1)0} = 6\delta_{k0} = \frac{1}{4} p_k l_k^2 i'_k,$$

β) Einzellast P im Felde l_k .

$$6\delta_{(k-1)0} = P l_k i'_k \omega_D, \quad 6\delta_{k0} = P l_k i'_k \omega_D.$$

8. Der Gerberträger.

Die statische Unbestimmtheit des durchlaufenden Trägers wird bei n Zwischenstützen durch n Gelenke beseitigt, die derart angeordnet sind, daß die entstandene

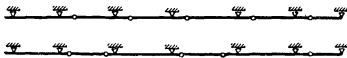


Abb. 158.

Stabverbindung starr bleibt und keine unendlich kleine Beweglichkeit erhält. Im übrigen sind hierfür der Baustoffaufwand und der Verschiebungszustand des Tragwerks maßgebend. Bei lotrechter Belastung sind die Stützen- und

Gelenkkräfte ebenfalls lotrecht. Negative Stützendrücke sollen stets mit Rücksicht auf die schwierige Durchbildung der Lager und die Kosten der Verankerung vermieden werden (Abb. 158).

a) Stütz- und Schnittkräfte für ruhende Belastung. α) Analytische Untersuchung. Zur Berechnung der Schnittkräfte werden zunächst die Querkräfte an den Gelenken bestimmt. Damit sind die Stützkräfte bekannt, so daß die Schnittkräfte im Krag- und Schwebeträger ebenso wie beim einfachen Balkenträger nach (117) erhalten werden. Zur Nachprüfung der Stützkräfte können, abgesehen von den drei Gleichgewichtsbedingungen der äußeren Kräfte für den

ganzen Stabzug auch diejenigen für einzelne Trägerteile gebildet werden. Das Moment der äußeren Kräfte um einen Gelenkpunkt ist stets Null.

β) *Graphische Untersuchung.* Die Schnittkräfte werden für eine Gruppe senkrechter Lasten aus einer Reihe von Kraft- und Seilecken gefunden, wobei jedes den Lasten eines Feldes zugeordnet ist. Die äußeren Seiten eines jeden Seilecks sollen sich dabei auf den Wirkungslinien der Stützenkräfte schneiden (Abb. 159, 160). Die einzelnen Kräftecke werden also aus einem zusammenhängenden Kräftezug mit gleicher Polweite H entwickelt. Damit ist nach (118) die Größe der Stütz- und Schnittkräfte bestimmt.

b) **Stützenstellung und Gelenklage** sind bei vollwandigen Gerberträgern im Interesse eines geringen Baustoffaufwandes so gewählt, daß die Grenzwerte der Momente über den Stützen und in den Feldern nach Möglichkeit gleich groß

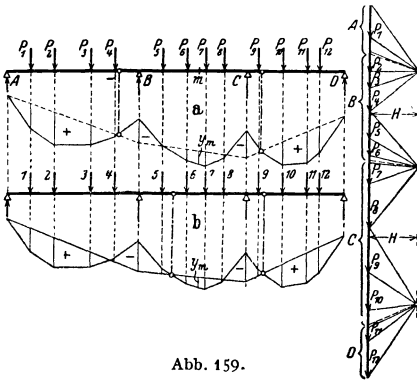


Abb. 159.

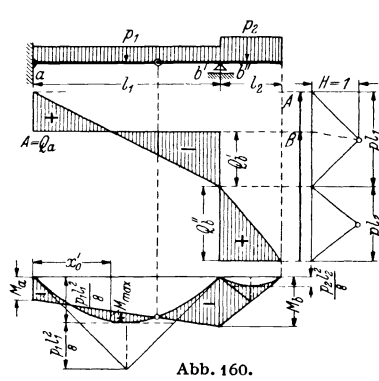


Abb. 160.

werden, außerdem sollen negative Stützenkräfte und Gelenkkräfte mit wechselndem Vorzeichen vermieden werden. Die Abstände der Gelenke von den Stützen sind daher von dem Verhältnis des Eigengewichtes g zur Nutzlast p und von den Einflußlinien der Stütz- und Schnittkräfte bestimmt. In einfachen Fällen begnügt man sich mit derjenigen Anordnung der Gelenke, die bei voller gleichförmiger Belastung $q = (g + p)$ gleich große Grenzwerte der Biegemomente liefert. Dann sind bei gleich großen Stützenentfernungen die folgenden Strecken zu wählen:

1. Zwei Felder (Abb. 161): $c = 0,1716 l$; $M_1 = -M_2 = M_3 = 0,0858 q l^2$. (235)

2. Drei Felder (Abb. 162): $c = 0,125 l$; $-M_1 = M_2 = 0,0625 q l^2$, $M_3 = 0,0957 q l^2$. (236)

(Abb. 163): $c = 0,220 l$; $M_1 = -M_2 = 0,0858 q l^2$, $M_3 = 0,0392 q l^2$. (237)

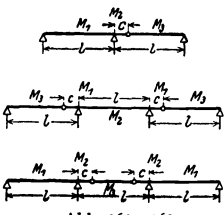


Abb. 161—163.

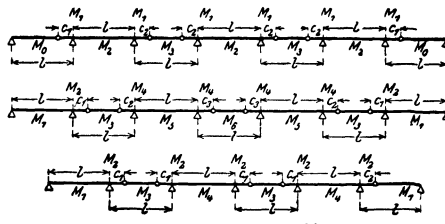


Abb. 164—166.

3. Mehr als vier Felder (ungerade Felderzahl)

(Abb. 164): $c_1 = 0,125 l, c_2 = 0,1465 l;$
 $- M_1 = M_2 = M_3 = 0,0625 q l^2, M_0 = 0,0957 q l^2. \} \quad (238)$

(Abb. 165): $c_1 = 0,2035 l, c_2 = 0,157 l, c_3 = 0,1465 l;$
 $M_1 = - M_2 = 0,0957 q l^2, M_3 = 0,0511 q l^2.$
 $- M_4 = M_5 = M_6 = 0,0625 q l^2. \} \quad (239)$

4. Mehr als vier Felder (gerade Felderzahl)

(Abb. 166): $c_1 = 0,1465 l, c_2 = 0,125 l;$
 $M_1 = 0,0957 q l^2, - M_2 = M_3 = M_4 = 0,0625 q l^2. \} \quad (240)$

c) **Einflußlinien und Grenzwerte.** Die ungünstigen Laststellungen zur Bildung der Grenzwerte der Stütz- und Schnittkräfte ergeben sich aus den Einflußlinien. Diese werden am einfachsten in Anlehnung an diejenigen des einfachen

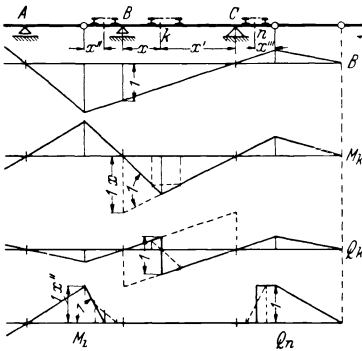


Abb. 167.

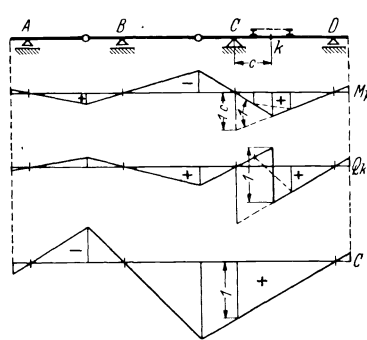


Abb. 168.

Trägers nach I, 18 als Einflußfunktionen berechnet und aufgetragen. Sie lassen sich nach I, 18 auch kinematisch angeben, wenn die innere Schnittkraft K als äußere Kraft einer kinematischen Kette eingeführt wird. Die Einflußlinie ist dann nach (29) ein Geschwindigkeitsplan mit $v_k^* = 1$. Die Abb. 167 und 168 zeigen Einflußlinien bei verschiedener Gelenkanordnung. Die Änderung des Linienzuges für mittelbare Lasteintragung ist gestrichelt angegeben.

Die Grenzwerte der Schnittkräfte können bei gleichmäßig verteilter Last mit den Einflußflächen bestimmt werden. Die Rechnung vereinfacht sich, wenn die größten Schnittkräfte eines ganzen Stabteiles durch die gleiche Laststellung hervorgerufen werden. Ist der eine Grenzwert einer Schnittkraft bekannt, so kann der andere leicht aus der Schnittkraft für volle Belastung des Trägers bestimmt werden.

$$\max M_{kp} + \min M_{kp} = M_{kp}. \quad (241)$$

Die Einflußlinien bestehen zum großen Teil aus einzelnen Dreiecken. Die Grenzwerte der Schnittkräfte werden daher bei Lastenzügen als die größten Biegemomente eines stellvertretenden Balkens ermittelt und darauf mit einem von der Unterteilung des Stabzuges abhängigen Beiwert erweitert.

d) **Fachwerkträger.** Die Stützkräfte werden am einfachsten durch Rechnung, die Stabkräfte mit Hilfe von Cremonaplänen graphisch nach Abschnitt I, 14 bestimmt.

Zur analytischen Untersuchung dienen die Ansätze auf S. 227. Die Angriffsmomente für die Knotenpunkte werden nach (242) aus den Querkraften der Belastung abgeleitet.

$$M_k = M_{k-1} + Q_k c_k. \quad (242)$$

Zur Ermittlung der Grenzwerte der Stabkräfte werden Einflußlinien gezeichnet. Dies geschieht entweder durch Auftragen der Einflußfunktionen nach I, 18 oder mit einem Geschwindigkeitsplan des Lastgurtes einer kinematischen Kette. Um diese zu erhalten, wird die ausgezeichnete Stabkraft den äußeren Kräften zugerechnet.

In Abb. 169 sind die Einflußfunktionen aufgetragen. Die geraden Linien sind durch die Einflußgrößen in a , c und I bestimmt. Diese werden ebenso wie auf S. 292 graphisch oder analytisch ermittelt.

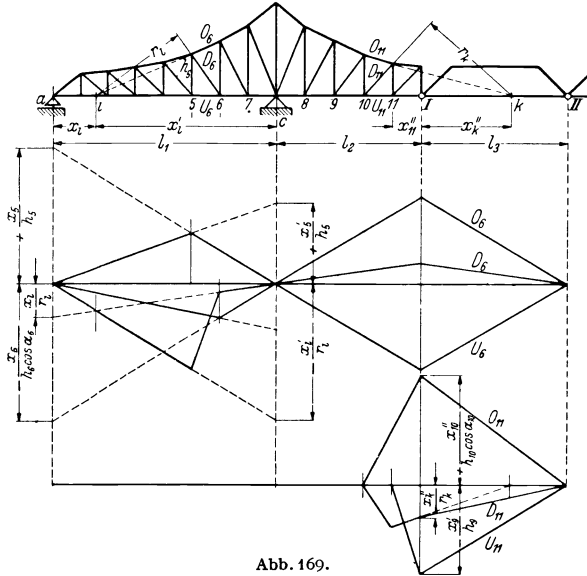


Abb. 169.

B. Die Bogenträger und Rahmen.

Der Spannungszustand der Bogenträger und Rahmen wird bei senkrechten Lasten im Gegensatz zu den Balkenträgern durch Querkräfte, Biegemomente und Längskräfte beschrieben. Diese entstehen durch die Stützung der Bogenkämpfer mit unverschieblichen oder elastisch verschieblichen Widerlagern und Pfeilern oder durch zusätzliche unbelastete Stabketten in Gestalt von gestreckten oder gesprengten Zugbändern (Abb. 170). Die Bogenträger sind einfache oder mehrteilige elastische

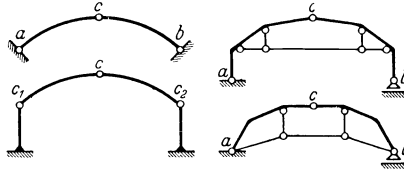


Abb. 170.

Gebilde aus biegesteifen, gekrümmten Stäben, biegesteifen Stabzügen oder Fachwerkscheiben mit mannigfacher Gurtform und Wandausbildung. Die Verbindung der Stäbe oder Scheiben ist starr oder besteht aus frei oder elastisch drehbaren Gelenken. Die Berechnung der Stütz- und Verbindungskräfte ist statisch bestimmt, wenn die Bedingung (14) erfüllt ist.

Da für den Spannungsnachweis neben den Schubspannungen nur die Randspannungen σ_i , σ_a Bedeutung besitzen, werden außer den Grenzwerten der Querkraft Q_k eines Querschnittes k die Grenzwerte der Biegemomente M'_i , $M_{a'}$, für

zwei senkrecht übereinander liegende Kernpunkte i' , a' nach (115), also die Randspannungen σ_i , σ_a in zwei benachbarten Querschnitten angeben.

9. Statisch bestimmte Bogenträger.

Die einfachste Anordnung besteht aus 2 elastischen Bogenscheiben, 2 Widerlagern und 3 Gelenken. Ein zweistabiges Kämpfergelenk wird bei Einführung eines Zugbandes zur Entlastung der Widerlager von der aus senkrechten Lasten herrührenden Bogenkraft in ein einstabiges, also längsbewegliches Lager verwandelt (Abb. 170).

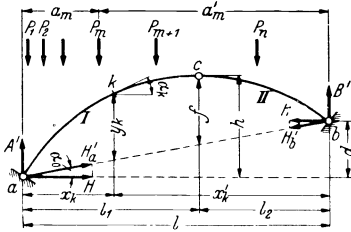


Abb. 171.

$$\left. \begin{aligned} K_a &= A' + H'_a; & K_b &= B' + H'_b; \\ H'_a \cos \alpha_0 &= H'_b \cos \alpha_0 = H & \text{also } H'_a &= H'_b \\ A' &= \frac{1}{l} \sum P_m a'_m, & B' &= \frac{1}{l} \sum P_m a_m. \end{aligned} \right\} \quad (243)$$

A' , B' sind die Stützkkräfte eines stellvertretenden Balkens von der Stützweite l .

Bei einem Bogenträger mit Zugband ist H die waagerechte Komponente der Längskraft des Zugbandes.

Da das Moment der äußeren Kräfte an der frei beweglichen, von den Stützen gelösten Scheibenkette in bezug auf das reibungslose Gelenk c Null ist, gilt

$$A' l_1 - \sum P_m (l_1 - a_m) - H \cdot f = B' l_2 - \sum P_m (l_2 - a'_m) - H \cdot f = 0. \quad (244)$$

Die beiden ersten Summanden beschreiben das Moment M_{0c} der äußeren Kräfte eines stellvertretenden Balkens in bezug auf einen Querschnitt c .

$$H = M_{0c}/f, \quad A = A' + H \operatorname{tg} \alpha_0. \quad (245)$$

Biegemomente:

$$M_k = A' x_k - \sum P_m (x_k - a_m) - H y_k = M_{0k} - H y_k. \quad (246)$$

Die Koordinaten x_k , y_k bezeichnen die Schwerpunkte oder Kernpunkte des Querschnittes k . Um das Ergebnis mit dem Lageplan des Stabzuges zeichnerisch unmittelbar verbinden zu können, wird der Ausdruck (246) umgeformt.

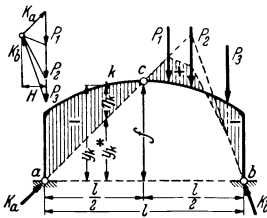


Abb. 172.

$$\left. \begin{aligned} M_k &= H \left(\frac{M_{0k}}{H} - y_k \right) = \\ &= H (y_k^* - y_k) = H \cdot \eta_k. \end{aligned} \right\} \quad (247)$$

Man berechnet also zunächst die Biegemomente M_{0k} des stellvertretenden Balkens und darauf H nach (245), so daß die Ordinaten y_k^* in den Lageplan eingetragen werden können und damit die Ordinaten η_k als Schaulinien der Biegemomente entstehen (Abb. 172).

Quer- und Längskräfte:

$$\left. \begin{aligned} V_{0k} &= A - \sum P_m, & Q_k &= V_{0k} \cos \alpha_k - H \sin \alpha_k, \\ -N_k &= V_{0k} \sin \alpha_k + H \cos \alpha_k. \end{aligned} \right\} \quad (248)$$

β) Analytische Untersuchung für waagerechte Lasten. Stützkräfte bei allgemeiner Zuordnung der Gelenke (Abb. 173).

$$\left. \begin{aligned} -A' &= \frac{1}{l} \sum W_m b'_m = -[A'_i + A'_{II}]; & B' &= \frac{1}{l} \sum W_m b_m = B'_i + B'_{II}. \\ & \sum W_m - H_b + H_a = 0; & H_b - H_a &= \sum W_m. \\ A' l_1 - \sum W_m b''_m - H_a f = 0; & -B' l_2 - \sum W_n b''_n + H_b f &= 0. \end{aligned} \right\} (249)$$

Schnittkräfte bei Symmetrie des Stabzuges (Abb. 174). Bei waagerechten Lasten ist im Gegensatz zu (247) die Komponente H_k der Schnittkraft veränderlich und $V_k = A$ konstant. Daher ist in Abb. 174

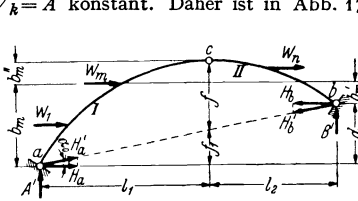


Abb. 173.

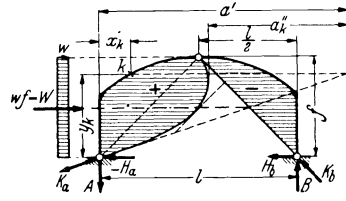


Abb. 174.

$$M_k = H_a y_k - \frac{w y_k^2}{2} - A x_k = A \left(\frac{H_a y_k}{A} - x_k - \frac{w y_k^2}{2A} \right) = A (a' - x_k - a''). \quad (250)$$

γ) Graphische Untersuchung für beliebige Belastung. Die Stütz- und Schnittkräfte ergeben sich eindeutig aus der Mittelkraftlinie zu der vorgeschriebenen Belastung mit den Bolzen der Scheitel- und Kämpfergelenke als Festpunkten. Die Stützkräfte K_a, K_b werden zunächst getrennt für die Belastung eines jeden der beiden Bogenschenkel ermittelt und darauf nach dem Superpositions-gesetz graphisch addiert (Abb. 175).

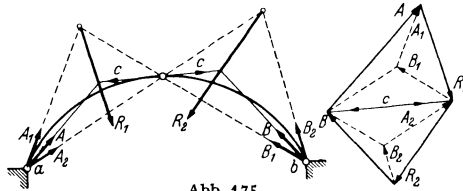


Abb. 175.

Die jedem Bogenschenkel zufallenden resultierenden Lasten R_1, R_2 können aber auch nach zwei Komponenten zerlegt werden, welche durch die dem Bogenschenkel zugeordneten Gelenke verlaufen, so daß nach Abb. 176:

$$\left. \begin{aligned} R_{1c} \hat{+} R_{2c} &\equiv C'_1 \hat{+} C'_2; \\ A &= A_1 \hat{+} A_c; \\ B &= B_2 \hat{+} B_c. \end{aligned} \right\} (251)$$

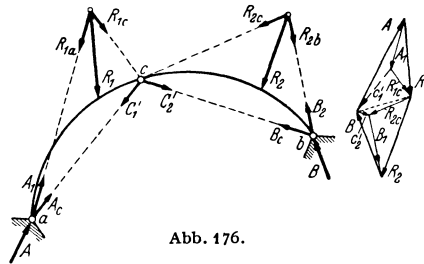


Abb. 176.

b) Stütz- und Schnittkräfte für bewegliche Lasten. Die ungünstigsten Laststellungen für die Grenzwerte einer Stütz- und Schnittkraft ergeben sich aus den Einflußlinien. Diese werden nach I, 18 berechnet oder nach I, 10 aus dem Polplan einer kinematischen Kette bestimmt, an welcher die ausgezeichnete Schnittkraft als äußere Doppelkraft wirkt. Die Einflußlinien setzen sich aus geraden Linien zusammen, so daß die Belastungsvorschriften (28) angewendet werden können.

α) *Analytische Bestimmung der Einflußlinien.* Bogenkraft H . Nach (245) sind die Ordinaten der Einflußlinie von H zu den Ordinaten der Einflußlinie für das Moment M_{0c} eines stellvertretenden Balkens von der Stützweite l proportional.

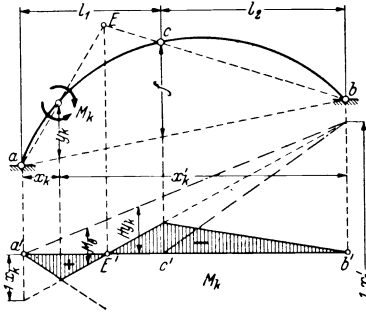


Abb. 177.

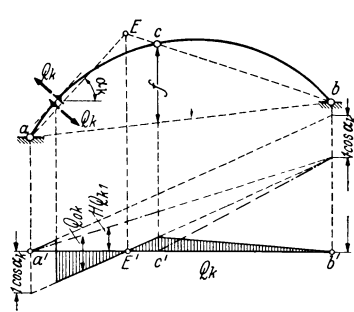


Abb. 178.

Biegemomente M_k und $M_{k,i}$, $M_{k,a'}$. Die Ordinaten der Einflußlinien entstehen als Unterschied der Einflußlinie M_{0k} und der Einflußlinie $H y_k$ nach (246). Die Lastscheide für P in E ist mit den beiden geometrischen Bedingungen

$$B'/H = f/l_2, \quad A'/H = y_k/x_k \quad (252)$$

durch 2 Gerade bestimmt (Abb. 177).

Querkraft Q_k . Die Ordinaten werden als Unterschied von $V_{0k} \cos \alpha_k$ und $H \sin (\alpha_k - \alpha_0)/\cos \alpha_0$ erhalten. Die Lastscheide mit P in E ist mit den beiden geometrischen Bedingungen (253) durch 2 Gerade bestimmt (Abb. 178).

$$B'/H = f/l_2, \quad A'/H = \sin (\alpha_k - \alpha_0)/\sin (90 - \alpha_k). \quad (253)$$

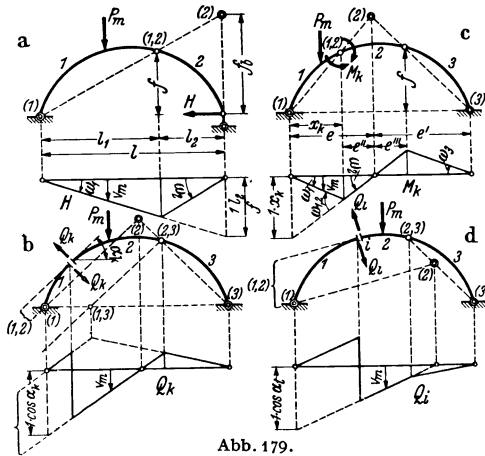


Abb. 179.

β) *Kinematische Bestimmung der Einflußlinien.* Die Abb. 179 a–d zeigen die Verschiebungslinien des Lastgurtes eines Dreigelenkbogens, der durch die Einführung einer Schnittkraft als äußerer Doppelkraft nach I, 11 in eine kinematische Kette verwandelt wird. Nach dem Prinzip der virtuellen Geschwindigkeiten gilt dann:

$$\left. \begin{aligned}
 \text{(Abb. 179 a)} \quad P_m v_m - H f_b \omega_2 = 0; \quad H = P_m v_m \text{ für } \omega_2 = \frac{1}{f_b}. \\
 \text{(Abb. 179 b)} \quad P_m v_m - M_k (\omega_1 + \omega_2) = 0; \\
 \qquad \qquad \qquad M_k = P_m v_m \text{ für } \omega_1 + \omega_2 = 1. \\
 \text{(Abb. 179 c, 179 d)} \quad P_m v_m - Q_k (v_{k1} + v_{k2}) / \cos \alpha_k = 0; \\
 \qquad \qquad \qquad Q_k = P_m v_m \text{ für } v_{k1} + v_{k2} = 1 \cos \alpha_k.
 \end{aligned} \right\} (254)$$

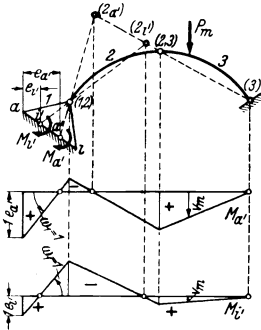


Abb. 180.

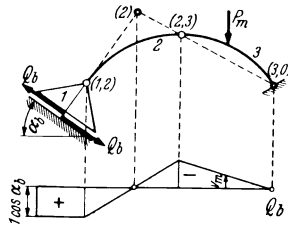


Abb. 181.

In Abb. 180, 181 sind die Einflußlinien für Kernmomente und Querkraft der Kämpferfuge aufgezeichnet. Abb. 182 zeigt die Einflußlinie des Kernmomentes in der Sohle eines Gewölbepfeilers.

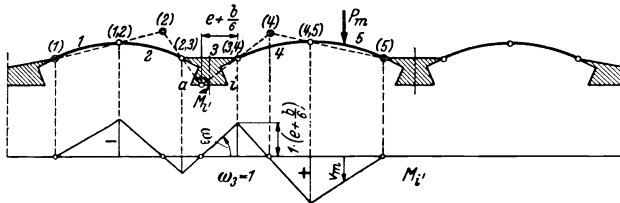


Abb. 182.

10. Statisch bestimmte Bogenträger mit Fachwerkscheiben.

a) **Ruhende Lasten.** Die Stützkkräfte werden analytisch oder graphisch nach den Angaben unter II, 9a und die Stabkräfte mit diesen analytisch nach I, 14 oder graphisch nach I, 14 bestimmt.

b) **Bewegliche Lasten.** Die Einflußlinien der Stabkräfte lassen sich analytisch aus der allgemein gültigen Beziehung (255) ableiten.

$$S_k = \frac{M_k}{r_k} = \frac{1}{r_k} (M_{0k} - H y_k) = S_{0k} - H S_{1k}. \quad (255)$$

S_{0k} und S_{1k} sind die Stabkräfte des stellvertretenden Balkenträgers von der Stützweite l mit der vorgeschriebenen Belastung (S_{0k}) und $-H = 1 t (S_{1k})$. Daher kann auch die Einflußlinie S_k durch Überlagerung der Ordinaten der Einflußlinie S_{0k} des stellvertretenden Balkenträgers und den mit S_{1k} erweiterten Ordinaten der Einflußlinie der Bogenkraft H aufgetragen werden (Abb. 183). Hierzu dienen die den Stützpunkten a und b zugeordneten Ordinaten S_{0k} und eine Lastscheide E , die ebenso wie unter II, 9b graphisch als Schnittpunkt zweier Geraden gefunden wird. Das Ergebnis läßt sich mit den dem Lastpunkt c zugeordneten Ordinaten

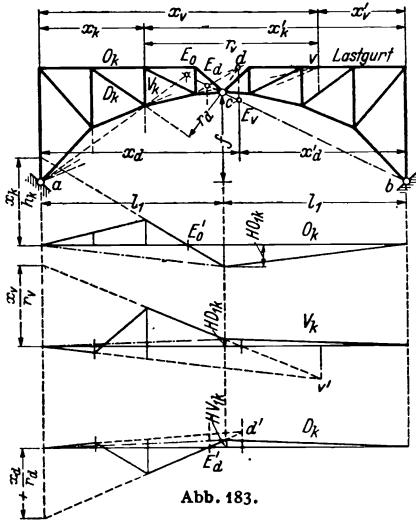


Abb. 183.

O_c, U_c, V_c, D_c nachprüfen, die aus einem Cremonaplan mit $P = 1t$ in C erhalten werden.

Die Bildung zwangläufiger Scheibenketten mit der ausgezeichneten Stabkraft S_k als äußeren Kraft führt nach I, 18 auch hier zur einfachen, übersichtlichen Zeichnung der Einflußlinien.

11. Zweigelenbogen.

Das Tragwerk ist einfach statisch unbestimmt. Als Überzählige dient die waagerechte Komponente H_b der Kämpferkraft K_b , die Längskraft N_c im Bogenstiel oder die waagerechte Komponente der Längskraft X_1 im Zugband (Abb. 184, 185, 186).

a) Biegesteifer Stab, allgemeine Bogenform. — $X_1 = 1$ erzeugt $M_1 = 1 \cdot y_1$, $N_1 = 1 \cdot \cos \alpha S_1$, so daß mit $ds \frac{F_c}{F} = ds^*$ $ds J_c/J = ds'$ und $s_r F_c/F_r = s_r^*$

$$\delta_{11} = \frac{J_c}{F_c} \int \cos^2 \alpha ds^* + \int y^2 ds' + \frac{J_c}{F_c} \sum S_{r1}^2 s_r^* \quad (256)$$

Der dritte Beitrag beschreibt die Formänderung zusätzlicher Zug- und Druckstäbe nach Abb. 185, 186, 187.

$$\frac{J_c}{F_c} \int \cos^2 \alpha ds^* \approx \frac{J_c}{F_s} l = v \int y^2 ds' \quad (257)$$

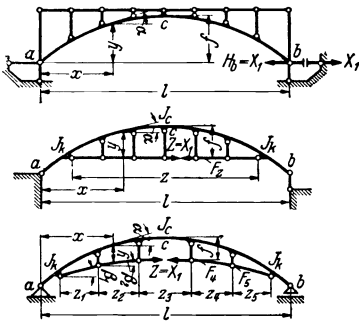


Abb. 184—186.

α) Vor- und Belastungszahlen bei geradem Zugband (Abb. 185).

$$\delta_{11} = \int y^2 ds' + \frac{J_c}{F_s} z + \frac{J_c}{F_c} l \quad (258)$$

(F_s : Querschnitt des Zugbandes).

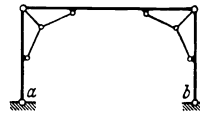


Abb. 187.

$$\delta_{10} = \frac{J_c}{F_c} \int N_0 \cos \alpha ds^* + \int M_0 y ds' \approx \int M_0 y ds' \quad (259)$$

(Numerische Integration nach SIMPSON).

$$\delta_{1t} + \delta_{1s} = EJ_c (\alpha_t l - \Delta l).$$

β) *Einflußlinie der statisch unbestimmten Bogenkraft*. X_1 wird als Biegelinie δ_{m1} des Stabes für die Belastung $-X_1 = 1 t$ gefunden. $1/\delta_{11}$ ist dann Multiplikator.

$$\frac{d^2 \delta_{m1}}{dx^2} = -\gamma \frac{J_c}{J \cos \alpha} = -w_1. \quad (260)$$

Integration nach Einführung äquivalenter elastischer Gewichte \mathfrak{M}_{m1} nach I, 27 mit $\int_0^l w_1 dx = \Sigma \mathfrak{M}_{m1}$ analytisch oder graphisch als Seilzug nach S. 244. δ_{11} ist die Verlängerung der Stabsehne l durch $-X_1 = 1 t$ und daher für diesen Fall:

$$\delta_{11} = (1 + \nu) \Sigma \mathfrak{M}_{m1} \gamma_m. \quad (261)$$

γ) *Schnittkräfte für ruhende Belastungen.*

$$M_k = X_1 \left(\frac{M_{0k}}{X_1} - \gamma_k \right), \quad Q_k = \frac{M_k - M_{k-1}}{s_k}. \quad (262)$$

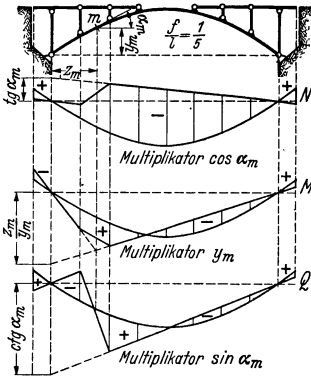


Abb. 188.

δ) *Einflußlinien der Schnittkräfte* (Abb. 188).

$$\left. \begin{aligned} M_k &= \gamma_k \left(\frac{M_{0k}}{\gamma_k} - X_1 \right). \\ Q_k &= \sin \alpha_k (Q_{0k} \operatorname{ctg} \alpha_k - X_1). \end{aligned} \right\} \quad (263)$$

ε) Die Bogenkraft X_1 ist bei antimetrischer Belastung eines symmetrischen Bogens oder Rahmens antimetrisch und statisch bestimmt.

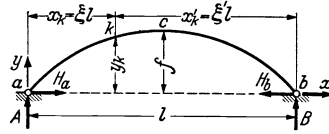


Abb. 189.

b) *Biegesteifer Stab, Bogenachse ist eine Parabel* (Abb. 189).

1. Der Querschnitt erfüllt die Bedingungen:

$$J_c J \cos \alpha = 1, \quad J_c J_a \cos \alpha_a = n = 1, \quad \xi = x/l, \quad \xi' = x'/l, \quad y = 4f\xi\xi'.$$

a) *Vor- und Belastungszahlen* (Index z gilt für Bogen mit Zugband):

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{8}{15} f^3 l (1 + \nu), \quad \nu = \frac{15}{8} \frac{1}{f^2} \frac{J_c}{F_c}, \quad \nu_z = \frac{15}{8} \frac{1}{f^2} \left(\frac{J_c}{F_c} + \frac{J_c}{F_z} \right) \\ \delta_{1m} &= \frac{f l^2}{3} (\xi - 2\xi^3 + \xi^4) = \frac{f l^2}{3} \omega_p'' \quad (\omega_p'' \text{ in Tabelle 6}). \end{aligned} \right\} \quad (264)$$

β) *Einflußlinie*: $X_1 = H_a = H_b$.

$$H_{a,b} = \frac{5}{8} \frac{l}{f} \frac{1}{1 + \nu} \omega_p'', \quad M_c = \frac{l}{8} \left(4\xi - \frac{5}{1 + \nu} \omega_p'' \right). \quad (265)$$

γ) *Schnittkräfte für besondere Belastungsfälle*:

$$\left. \begin{aligned} H_a &= \frac{p l^2}{8 f (1 + \nu)}, \\ A = B &= \frac{p l}{2}, \quad M_c = \frac{p l^2}{8} \frac{\nu}{1 + \nu}. \end{aligned} \right\} \quad (266)$$

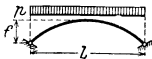


Abb. 190.

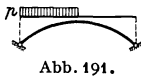


Abb. 191.

$$\left. \begin{aligned} H_b &= \frac{pl^2}{16f(1+\nu)}, \\ A &= \frac{3}{8} pl, \quad B = \frac{1}{8} pl, \quad M_c = \frac{pl^2}{16} \frac{\nu}{1+\nu}. \end{aligned} \right\} \quad (267)$$

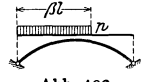


Abb. 192.

$$\left. \begin{aligned} H_b &= \frac{pl^2}{16f(1+\nu)} \beta^2 (2\beta^3 - 5\beta^2 + 5), \\ A &= \frac{pl}{2} \beta (2 - \beta), \quad B = \frac{pl}{2} \beta^2. \end{aligned} \right\} \quad (268)$$

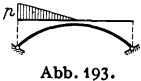


Abb. 193.

$$\left. \begin{aligned} H_b &= 0,02279 \frac{pl^2}{f(1+\nu)}, \\ A &= \frac{5}{24} pl, \quad B = \frac{1}{24} pl. \end{aligned} \right\} \quad (269)$$

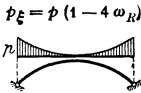


Abb. 194.

$$\left. \begin{aligned} H_b &= 0,02381 \frac{pl^2}{f(1+\nu)}, \\ A &= B = \frac{pl}{6}. \end{aligned} \right\} \quad (270)$$

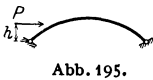


Abb. 195.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{f} &= \eta. \\ H_b &= -\frac{P}{2} \left[\pm 1 + \left(1 + \frac{\eta}{4}\right) (1 - \eta)^{\frac{3}{2}} \right], \\ A &= -B = -\frac{Ph}{l}, \end{aligned} \right\} \quad (271)$$

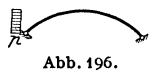


Abb. 196.

$$\left. \begin{aligned} M_c &= -\frac{Pf}{2} (1 - \eta) \left[1 - \left(1 + \frac{\eta}{4}\right) \sqrt{1 - \eta} \right]. \\ H_a &= -0,7143 pf, \quad H_b = +0,2857 pf, \\ A &= -B = -\frac{pf^2}{2l}, \quad M_c = -0,0357 pf^2. \end{aligned} \right\} \quad (272)$$

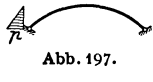


Abb. 197.

$$\left. \begin{aligned} H_a &= -0,4008 pf, \quad H_b = +0,0992 pf, \\ A &= -B = -\frac{pf^2}{6l}, \quad M_c = -0,01587 pf^2. \end{aligned} \right\} \quad (273)$$

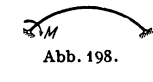


Abb. 198.

$$\left. \begin{aligned} H_b &= \frac{5}{8} \frac{1}{1+\nu} \frac{M}{f}, \\ A &= -B = -\frac{M}{l}, \quad M_c = -\frac{1}{8} M. \end{aligned} \right\} \quad (274)$$

Temperaturänderung t und Stützenverschiebung Δl :

$$\left. \begin{aligned} H_b &= \frac{15EJ_c(\alpha_t t l - \Delta l)}{8f^2 l(1+\nu)}, \\ A &= B = 0, \quad M_c = -Hf. \end{aligned} \right\} \quad (275)$$

2. Der Querschnitt erfüllt die Bedingungen:

$$J_c/J \cos \alpha = 1 - (1 - n)(1 - 2\xi)^2, \quad n = J_c/J_a \cos \alpha_a, \quad y = 4f\xi\xi'.$$

a) Vorkahl und Belastungszahl:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{8}{15} \frac{6+n}{7} f^2 l(1+\nu), \quad \nu = \frac{15}{8} \frac{7}{6+n} \frac{1}{f^2} \frac{J_c}{F_c}; \\ \nu_x &= \frac{15}{8} \frac{7}{6+n} \frac{1}{f^2} \left(\frac{J_c}{F_c} + \frac{J_e}{F_x} \right) \\ \delta_{1m} &= \frac{fl^2}{3} \omega_p'' + \frac{fl^2}{15} (n-1) (1 + \omega_R - 8\omega_R^2). \end{aligned} \right\} \quad (276)$$

b) Einflußlinie:

$$H_a = H_b = X_1, \quad X_1 = \delta_{1m}/\delta_{11}. \quad (277)$$

c) **Fachwerkbogen und Fachwerkrahmen.** Das Tragwerk besteht bei größeren Bauwerken in der Regel ganz (Abb. 199) oder wenigstens zum großen Teil (Abb. 200) aus Fachwerk, so daß der Ansatz (82) unter Umständen erweitert werden muß.

α) *Vorzahlen:*

$$\delta_{11} = \sum S_1^2 s^* \text{ für Abb. 199, } \delta_{11} = \int y^2 ds' + \frac{J_c}{F_c} \sum S_1^2 s^* \text{ für Abb. 200.} \quad (278)$$

$$\text{Strebenfachwerk Abb. 199: } U_{(k-1)1} = \frac{y_k^{(o)}}{h_k - 1 \cos \beta_{k-1}}, \quad O_{k1} = - \frac{y_k^{(u)}}{h_k \cos \alpha_k}.$$

$$\text{Pfostenfachwerk Abb. 200: } U_{(k+1)1} = \frac{y_k^{(o)}}{h_k \cos \beta_{k+1}}, \quad O_{k1} = - \frac{y_k^{(u)}}{h_k \cos \alpha_k}.$$

Das Ergebnis S_1 wird jedoch meist durch Kräftepläne bestimmt und für δ_{11} nach (278) analytisch verwertet. Selbstverständlich besteht auch die Möglichkeit δ_{11} aus einem Verschiebungsplan nach I, 24 zu entnehmen.

β) *Belastungszahlen für ruhende Lasten.*

$$\left. \begin{aligned} \delta_{10} &= \int M_0 y ds' + \frac{J_c}{F_c} \sum S_0 S_1 s^*; \\ \delta_{1t} &= E J_c \left[\alpha_t t l_2 + \int \frac{\alpha \Delta t}{h} y ds + \sum S_1 \alpha_t t s \right]; \\ \delta_{1s} &= - E J_c \sum C_{e1} \Delta e; \text{ für } \Delta_a = 0, \Delta_b = 0 \text{ ist } \delta_{1s} = - E J_c \Delta l. \end{aligned} \right\} \quad (279)$$

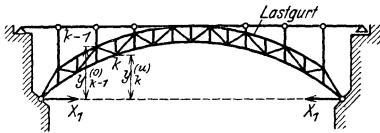


Abb. 199a.

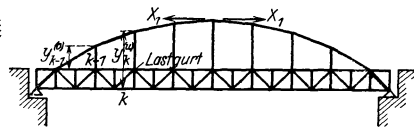


Abb. 199b.

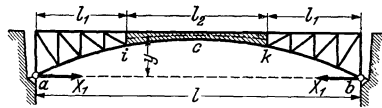


Abb. 200.

γ) *Biegelinie δ_{m1} .* Entwicklung aus einem Verschiebungsplan oder analytische Berechnung δ_{m1} aus den Momenten der elastischen Gewichte \mathbb{W}_{k1} nach I, 23 mit A_w, B_w, Q_w und $M_w = \delta_{m1}$. Daher auch Aufzeichnung der δ_{m1} als Seileck zu einem Kräfteck der elastischen Gewichte mit $H_w = E J_c$.

Wird H_w an Stelle von $E J_c$ mit δ_{11} \mathbb{W} -Einheiten aufgetragen, so sind die Ordinaten η des Seilecks

$$H_w \eta / \delta_{11} = \eta = X_1. \quad (280)$$

δ) *Schnittkräfte für ruhende Belastungen.* Cremonaplan für die Belastung und die ihr zugeordnete Kraft X_1 .

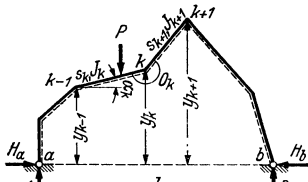
ε) *Einflußlinien der Schnittkräfte:*

$$S_r = S_{0r} - S_{r1} X_1 = S_{r1} \left(\frac{S_{0r}}{S_{r1}} - X_1 \right). \quad (281)$$

Gezeichnet wird der Klammerwert, um die Erweiterung der Ordinate X_1 durch S_{r1} zu sparen. S_{r1} ist Multiplikator.

12. Zweigelenrahmen.

Tritt an die Stelle des stetig gekrümmten Stabes der Stabzug, dessen Elemente die Länge s_k und in diesem Bereiche konstantes Trägheitsmoment J_k besitzen, so werden die Formänderungen δ_{11} und δ_{10} mit $s'_k = s_k J_c / J_k$ und dem Biegemoment M_{k0} des Hauptsystems aus der vorgelegten Belastung folgendermaßen erhalten:



a) **Vorzahlen und Belastungszahlen** (Abb. 201).

$$\delta_{11} = \sum_{k=1}^{k=n} \frac{s'_k}{3} (y_{k-1}^2 + y_k y_{k-1} + y_k^2), \quad (282)$$

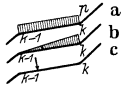
$$\delta_{10} = \sum_{k=1}^{k=n} \frac{s'_k}{6} [M_{(k-1)0} (2y_{k-1} + y_k) + M_{k0} (y_{k-1} + 2y_k)] + C_{k-1}^{(k)} + C_k^{(k)}. \quad (283)$$

Der Anteil $C_{k-1}^{(k)} + C_k^{(k)}$ entsteht aus der unmittelbaren Belastung des Stabes s_k

nach Abb. 202a: $C_{k-1}^{(k)} + C_k^{(k)} = \frac{p_k s_k^2}{24} s'_k (y_{k-1} + y_k), \quad (284)$

nach Abb. 202b: $C_{k-1}^{(k)} + C_k^{(k)} = \frac{p_k s_k^2}{360} s'_k (7y_{k-1} + 8y_k), \quad (285)$

nach Abb. 202c: $C_{k-1}^{(k)} + C_k^{(k)} = \frac{s_k s'_k}{6} (y_{k-1} \sum P \omega'_D + y_k \sum P \omega_D) \quad (286)$



ω_D, ω'_D beziehen sich hierbei auf die Stablänge s_k und die Abstände der Einzellast von den Punkten $k-1$ und k . Durch Umformung des Ausdrucks und Addition über die Knoten $0 \dots k \dots n$ entsteht folgende Rechenvorschrift:

$$\delta_{11} = \sum_{k=0}^{k=n} y_k \frac{1}{6} [y_{k-1} s'_k + 2y_k (s'_k + s'_{k+1}) + y_{k+1} s'_{k+1}], \quad (287)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_{10} &= \sum_{k=0}^{k=n} M_{k0} \frac{1}{6} [y_{k-1} s'_k + 2y_k (s'_k + s'_{k+1}) + y_{k+1} s'_{k+1}] + C_k^{(k)} + C_{k+1}^{(k+1)}, \\ C_k^{(k)} + C_{k+1}^{(k+1)} &= \frac{y_k}{24} (p_k s_k^2 s'_k + p_{k+1} s_{k+1}^2 s'_{k+1}), \\ C_k^{(k)} + C_{k+1}^{(k+1)} &= \frac{y_k}{6} \left(s_k s'_k \sum_k P \omega_D + s_{k+1} s'_{k+1} \sum_{k+1} P \omega'_D \right). \end{aligned} \right\} \quad (288)$$

b) **Rahmenformeln.** Die Rahmenstäbe haben innerhalb ihrer geraden Strecken konstantes Trägheitsmoment. Positiv sind diejenigen Momente, welche in der durch Striche ausgezeichneten Seite eines Stabteiles Zugkräfte hervorrufen.

Soweit nicht anders angegeben, ist stets $M_{h,k} = M_{c,d}$. Stehen vor einem Ausdruck zwei Vorzeichen, so bezieht sich das obere auf den ersten Index der Schnittkraft, das untere auf den zweiten Index.

c) Gerader Riegel.

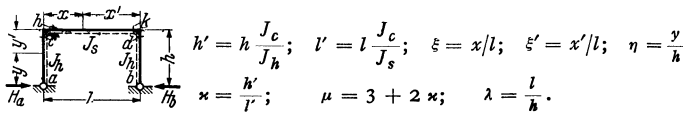


Abb. 203.

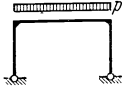


Abb. 204.

$$\left. \begin{aligned} A &= B = \frac{pl}{2} \\ H_{a,b} &= \frac{pl}{4} \cdot \frac{\lambda}{\mu}; \quad M_{c,d} = -\frac{pl^2}{4\mu}. \end{aligned} \right\} \quad (289)$$

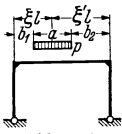


Abb. 205.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\lambda}{2\mu} \left[3\omega h - \left(\frac{a}{2l} \right)^2 \right] \\ A &= p\alpha\xi', \quad B = pa\xi; \quad H_{a,b} = pa\Phi \\ M_{c,d} &= -pa h \Phi \\ b_1 &= 0 \quad \text{oder} \quad b_2 = 0: \quad \Phi = \frac{\lambda}{4\mu} \frac{a}{l} \left(3 - 2 \frac{a}{l} \right); \\ b_1 &= b_2: \quad \Phi = \frac{\lambda}{8\mu} \left(3 - \frac{a^2}{l^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (290)$$

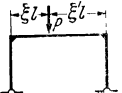


Abb. 206.

$$\left. \begin{aligned} A &= P\xi', \quad B = P\xi \\ H_{a,b} &= \frac{3}{2} P\xi\xi' \frac{\lambda}{\mu}; \quad M_{c,d} = -\frac{3}{2} Pl\xi\xi' \frac{1}{\mu}. \end{aligned} \right\} \quad (291)$$



Abb. 207.

$$\left. \begin{aligned} A &= -B = -\frac{wh^2}{2l}; \quad H_a = -\frac{wh}{8} \frac{18+11\kappa}{\mu}, \\ H_b &= +\frac{wh}{8} \frac{6+5\kappa}{\mu} \\ M_c &= +\frac{wh^2}{8} \frac{3(2+\kappa)}{\mu}, \quad M_d = -\frac{wh^2}{8} \frac{6+5\kappa}{\mu}. \end{aligned} \right\} \quad (292)$$

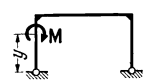


Abb. 208.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{3}{\mu} [1 + \kappa(1 - \eta^2)] \\ A &= -B = -\frac{M}{l}; \quad H_{a,b} = \frac{M}{h} \frac{\Phi}{2} \\ M_{h,k} &= \frac{M}{2} (1 \pm 1 - \Phi). \end{aligned} \right\} \begin{aligned} y &= 0: & \Phi &= \frac{3}{\mu} (1 + \kappa) \\ y' &> 0: & M_c &= M_h \end{aligned} \quad (293)$$



Abb. 209.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{\mu} [3(1 + \kappa) - \kappa\eta^2] \\ A &= -B = -W \frac{y}{l}; \quad H_{a,b} = -\frac{W}{2} (1 \pm 1 - \eta\Phi) \\ M_{c,d} &= \frac{Wh}{2} \eta (1 \pm 1 - \Phi) \\ y &= h: \quad H_{a,b} = \mp \frac{W}{2}; \quad M_{c,d} = \pm \frac{Wh}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (294)$$

d) Symmetrischer Rahmen mit gebrochenem Riegel.

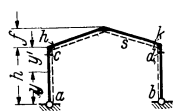


Abb. 210.

$$\left. \begin{aligned} \kappa &= \frac{h}{s} \frac{J_s}{J_h}; \quad \mu = 3 + \kappa + \varphi(3 + \varphi) \\ \varphi &= \frac{f}{h}; \quad \lambda = \frac{l}{h}; \quad \xi = x/l; \quad \xi' = x'/l; \quad \eta = \frac{y}{h}. \end{aligned} \right\}$$

Firstquerschnitt: e.

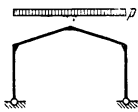


Abb. 211.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{8+5\varphi}{4\mu} \\ A &= B = \frac{pl}{2}; \quad H_{a,b} = \frac{pl}{8} \lambda \Phi \\ M_{c,d} &= -\frac{pl^2}{8} \Phi; \quad M_e = \frac{pl^2}{8} [1 - (1 + \varphi)\Phi]. \end{aligned} \right\} \quad (295)$$

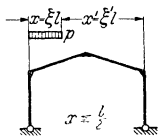


Abb. 212.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\xi^2}{\mu} \left[\frac{3}{2} (2 + \varphi) - \xi (2 + \varphi \xi) \right] \\ A &= \frac{pl}{2} \xi (2 - \xi); \quad B = \frac{pl}{2} \xi^2 \\ H_{a,b} &= \frac{pl}{4} \lambda \Phi; \quad M_{c,d} = -\frac{pl^2}{4} \Phi; \\ M_e &= \frac{pl^2}{4} [\xi^2 - (1 + \varphi) \Phi]. \end{aligned} \right\} (296)$$

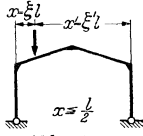


Abb. 213.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\xi}{\mu} \left[\frac{3}{2} (2 + \varphi) - \xi (3 + 2 \varphi \xi) \right] \\ A &= P \xi'; \quad B = P \xi; \quad H_{a,b} = \frac{P}{2} \lambda \Phi \\ M_{c,d} &= -\frac{Pl}{2} \Phi; \quad M_e = \frac{Pl}{2} [\xi - (1 + \varphi) \Phi]. \end{aligned} \right\} (297)$$

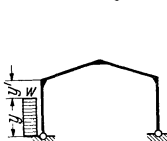


Abb. 214.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{4\mu} [6 (2 + \varphi + \varkappa) - \varkappa \eta^2] \\ A &= -B = -\frac{wy^2}{2l}; \\ H_{a,b} &= -\frac{wh}{2} \eta \left(1 \pm 1 - \frac{\eta}{2} \Phi \right) \\ M_{c,d} &= \frac{wh^2}{4} \eta^2 (1 \pm 1 - \Phi); \\ M_e &= \frac{wh^2}{4} \eta^2 [1 - (1 + \varphi) \Phi]. \end{aligned} \right\} (298)$$

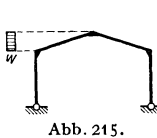


Abb. 215.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\varphi}{8\mu} (4 + 3 \varphi) \\ A &= -B = -wf \frac{2h+f}{2l}; \quad H_{a,b} = -\frac{wf}{2} (\pm 1 + \Phi) \\ M_{c,d} &= \frac{wf h}{2} (\pm 1 + \Phi); \\ M_e &= -\frac{wf h}{2} \left[\frac{\varphi}{2} - (1 + \varphi) \Phi \right] \end{aligned} \right\} (299)$$

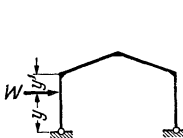


Abb. 216.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{2\mu} [3 (2 + \varphi + \varkappa) - \varkappa \eta^2] \\ A &= -B = -W \frac{y}{l}; \quad H_{a,b} = -\frac{W}{2} (1 \pm 1 - \eta \Phi) \\ M_{c,d} &= \frac{Wh}{2} \eta (1 \pm 1 - \Phi); \\ M_e &= \frac{Wh}{2} \eta [1 - (1 + \varphi) \Phi] \\ y = h, \quad \eta = 1: \quad \Phi &= \frac{1}{2\mu} [3 (2 + \varphi) + 2 \varkappa]. \end{aligned} \right\} (300)$$

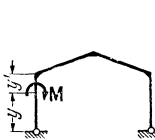


Abb. 217.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{3}{2\mu} [2 + \varphi + \varkappa (1 - \eta^2)] \\ A &= -B = -\frac{M}{l}; \quad H_{a,b} = \frac{M}{2h} \Phi; \\ M_{h,k} &= \frac{M}{2} (1 \pm 1 - \Phi) \quad M_e = \frac{M}{2} [1 - (1 + \varphi) \Phi]; \\ y = 0: \quad \Phi &= \frac{3}{2\mu} (2 + \varphi + \varkappa) \\ y = h: \quad \Phi &= \frac{3}{2\mu} (2 + \varphi); \quad M_c = -\frac{3}{4\mu} M (2 + \varphi). \end{aligned} \right\} (301)$$

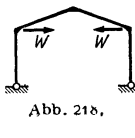


Abb. 218.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{3 + 2 \varphi}{2\mu} \\ A &= B = 0; \quad H_{a,b} = W \varphi \Phi \\ M_{c,d} &= W f \Phi; \quad M_e = W f [-1 + (1 + \varphi) \Phi]. \end{aligned} \right\} (302)$$

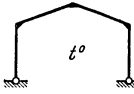


Abb. 219.

$$\left. \begin{aligned} A = B = 0; \quad H_{a,b} &= \frac{3}{2\mu} \frac{l}{s} \frac{EJ_s}{h^2} \alpha_f t \\ M_{c,d} &= -\frac{3}{2\mu} \frac{l}{s} \frac{EJ_s}{h} \alpha_f t; \quad M_e = M_{c,d} (1 + \varphi). \end{aligned} \right\} (303)$$

e) Unsymmetrischer Rahmen mit geradem Riegel.

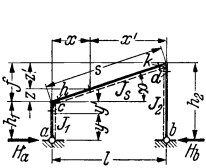


Abb. 220.

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{x}{l}; \quad \eta = \frac{y}{h_1}; \quad \zeta = \frac{z}{f}; \quad \varphi_1 = \frac{f}{h_1}; \\ \xi' &= \frac{x'}{l}; \quad \eta' = \frac{y'}{h_1}; \quad \zeta' = \frac{z'}{f}; \quad \varphi_2 = \frac{f}{h_2}; \\ \lambda_1 &= \frac{h_1}{h_2}; \quad \nu_1 = \frac{l}{h_1}; \quad \kappa_1 = \frac{h_1}{s} \frac{J_s}{J_1}; \\ \lambda_2 &= \frac{h_2}{h_1}; \quad \nu_2 = \frac{l}{h_2}; \quad \kappa_2 = \frac{h_2}{s} \frac{J_s}{J_2}; \\ \mu &= \lambda_1 (1 + \kappa_1) + 1 + \lambda_2 (1 + \kappa_2). \end{aligned} \right\}$$

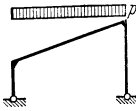


Abb. 221.

$$\left. \begin{aligned} A = B &= \frac{pl}{2}; \quad H_{a,b} = \frac{pl}{8\mu} (\nu_1 + \nu_2) \\ M_c &= -\frac{pl^2}{8\mu} (1 + \lambda_1); \quad M_d = -\frac{pl^2}{8\mu} (1 + \lambda_2). \end{aligned} \right\} (323)$$

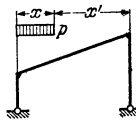


Abb. 222.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\xi^2}{8\mu} [\nu_1 (2 - \xi^2) + \nu_2 (2 - \xi')^2] \\ A &= \frac{px}{2} (1 + \xi'); \quad B = \frac{px}{2} \xi; \quad H_{a,b} = pl \Phi \\ M_c &= -\frac{pl^2}{\nu_1} \Phi; \quad M_d = -\frac{pl^2}{\nu_2} \Phi. \end{aligned} \right\} (324)$$

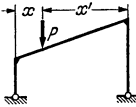


Abb. 223.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{2\mu} (\nu_1 \omega_D + \nu_2 \omega'_D) \\ A &= P \xi'; \quad B = P \xi; \quad H_{a,b} = P \Phi \\ M_c &= -Pl \frac{\Phi}{\nu_1}; \quad M_d = -Pl \frac{\Phi}{\nu_2}. \end{aligned} \right\} (325)$$



Abb. 224.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{4\mu} \{2 [1 + \lambda_1 (2 + 3 \kappa_1) - \lambda_1 \kappa_1 \eta^2]\} \\ A &= -B = -\frac{wy^3}{2l}; \quad H_{a,b} = -\frac{wy}{2} (1 \pm 1 - \eta \Phi) \\ M_c &= \frac{wy^3}{2} (1 - \Phi); \quad M_d = -\frac{wy^3}{2} \lambda_2 \Phi \\ y = h, \quad \eta = 1: \quad \Phi &= \frac{1}{4\mu} [2 + \lambda_1 (4 + 5 \kappa_1)]. \end{aligned} \right\} (326)$$

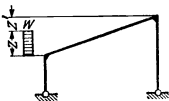


Abb. 225.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{4\mu} \{4 [1 + 2 \lambda_1 (1 + \kappa_1)] + \varphi_2 \zeta [2 (3 + \varphi_1) - 4 \zeta - \varphi_1 \zeta^2]\} \\ A &= -B = -\frac{wx}{2} \frac{2 + \varphi_1 \zeta}{\nu_1}; \\ H_{a,b} &= -\frac{wx}{2} (1 \pm 1 - \Phi) \\ M_c &= \frac{wx}{2} h_1 (2 - \Phi); \quad M_d = -\frac{wx}{2} h_2 \Phi \\ z = f, \quad \zeta = 1: \quad \Phi &= \frac{\lambda_1}{4\mu} [6 (2 + \varphi_1) + \varphi_1^2 + 8 \nu_1] \end{aligned} \right\} (327)$$

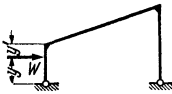


Abb. 226.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{\mu} \{1 + \lambda_1 [2 + \kappa_1 (3 - \eta^2)]\} \\ A &= -B = -\frac{W y}{l}; \quad H_{a,b} = -\frac{W}{2} (1 \pm 1 - \eta \Phi) \\ M_c &= \frac{W y}{2} (2 - \Phi); \quad M_d = -\frac{W y}{2} \lambda_2 \Phi. \end{aligned} \right\} (328)$$

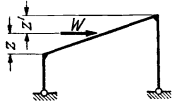


Abb. 227.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{\mu} [1 + 2 \lambda_1 (1 + \kappa_1) + (1 - \lambda_1) \omega'_{II} + (\lambda_2 - 1) \omega_{II}] \\ A &= -B = -W \frac{h_1 + z}{l}; \quad H_{a,b} = -\frac{W}{2} (1 \pm 1 - \Phi) \\ M_c &= -H_a h_1; \quad M_d = -H_b h_2 \\ z = 0: \quad \Phi &= \frac{1}{\mu} [1 + 2 \lambda_1 (1 + \kappa_1)]. \end{aligned} \right\} (329)$$

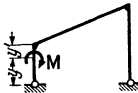


Abb. 228.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{2\mu} [2 + \lambda_2 + 3 \kappa_1 (1 - \eta^2)] \\ A &= -B = -\frac{M}{l}; \quad H_{a,b} = \frac{M}{h_2} \Phi \\ M_c &= M h_1; \quad M_d = -M \Phi \\ y = 0: \quad \Phi &= \frac{1}{2\mu} (2 + \lambda_2 + 3 \kappa_1); \\ y = h: \quad \Phi &= \frac{1}{2\mu} (2 + \lambda_2); \quad M_c = -M \lambda_1 \Phi. \end{aligned} \right\} (330)$$

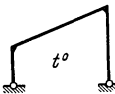


Abb. 229.

$$\left. \begin{aligned} A &= B = 0 \\ H_{a,b} &= \frac{3 l E J_s}{\mu s h_1^2} \alpha_t t \\ M_c &= -H_a h_1; \quad M_d = -H_b h_2. \end{aligned} \right\} (331)$$

f) Halbrahmen mit senkrechtem Pfosten.

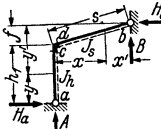


Abb. 230.

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{x}{l}; \quad \eta = \frac{y}{h}; \quad \zeta = \frac{y}{h_1}; \quad \varphi = \frac{f}{h}; \quad e = \frac{f}{l}; \quad \nu = \frac{h}{l}; \\ \xi' &= \frac{x'}{l}; \quad \eta' = \frac{y'}{h}; \quad \zeta' = \frac{y'}{f}; \quad \varphi' = \frac{h_1}{h}; \quad e' = \frac{h_1}{l}; \quad \nu' = \frac{f}{h_1}; \\ \kappa &= \frac{h_1 J_c}{s J_h}; \quad \mu = 1 + \kappa; \quad M_d = M_c. \end{aligned} \right\}$$

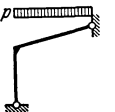


Abb. 231.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{4\mu} \\ A &= B = \frac{Pl}{2} \left(1 \pm \frac{\Phi}{\varphi'}\right); \quad H_{a,b} = \frac{Pl^2}{2h_1} \Phi \\ M_c &= -\frac{Pl^2}{2} \Phi. \end{aligned} \right\} (332)$$

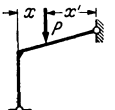


Abb. 232.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{\mu} (\xi' - \xi'^2) \\ A &= B = \frac{P}{2} \left[1 \mp \left(1 - 2 \xi' - \frac{\Phi}{\varphi'}\right)\right] \\ H_{a,b} &= \frac{P l}{2 h_1} \Phi; \quad M_c = -\frac{Pl}{2} \Phi. \end{aligned} \right\} (333)$$

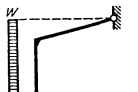


Abb. 233.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\kappa + \nu^2}{4\mu} \\ A &= -B = \frac{w h_1}{2} \nu (\nu + \Phi); \\ H_{a,b} &= \frac{w h_1}{2} \left(\mp \frac{1}{\varphi'} + \nu + \Phi\right) \\ M_c &= -\frac{w h_1^2}{2} \Phi. \end{aligned} \right\} (334)$$

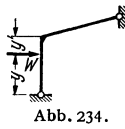


Abb. 234.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\kappa}{2\mu} (\zeta - \zeta^3) \\ A &= -B = +W e \left(\zeta + \frac{\Phi}{\varphi} \right); \\ H_{a,b} &= \frac{W}{2} [-1 \mp 1 + 2(\zeta + \Phi)] \quad M_c = -W h_1 \Phi; \\ y &= h_1: A = -B = +W e; \\ H_a &= 0, \quad H_b = W, \quad M_c = 0. \end{aligned} \right\} (335)$$

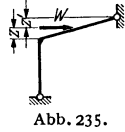


Abb. 235.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{2\mu} (\zeta' - \zeta'^3) \\ A &= -B = W e \left(\zeta' + \frac{\Phi}{\varphi} \right); \\ H_{a,b} &= \frac{W}{2} (\mp 1 + 1 + 2\psi \Phi) \quad M_c = -W f \Phi. \end{aligned} \right\} (336)$$

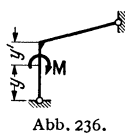


Abb. 236.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\kappa}{2\mu} \omega_M (\zeta) \\ A &= B = \pm \frac{M}{l} \varphi \left(1 - \frac{\Phi}{\varphi} \right); \\ H_{a,b} &= \frac{M}{h_1} (1 - \Phi); \quad M_c = M \Phi \\ y &= 0: \Phi = -\frac{\kappa}{2\mu}; \quad y = h_1: \Phi = \frac{\kappa}{\mu}; \quad M_c = -\frac{M}{\mu}. \end{aligned} \right\} (337)$$

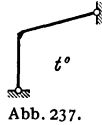


Abb. 237.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= 3 \frac{E J_s}{l s} \frac{1 + \nu^2}{e'^2 \mu} \alpha_t t \\ A &= -B = \nu \Phi; \quad H_{a,b} = \Phi; \quad M_c = -h_1 \Phi. \end{aligned} \right\} (338)$$

Beispiel: Zweigelenrahmen mit gebrochenem Riegel

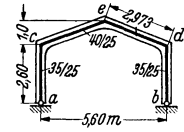


Abb. 238.

- Geometrische Grundlagen (Abb. 238)
 - $l = 5,6; \quad h = 2,6; \quad f = 1,0; \quad s = 2,973 \text{ m};$
 - $\lambda = \frac{5,6}{2,6} = 2,154; \quad \varphi = \frac{1,0}{2,6} = 0,385$
 - $J_h = 8,94 \text{ dm}^4; \quad J_s = 13,35 \text{ dm}^4;$
 - $\kappa = \frac{2,6}{2,973} \frac{13,35}{8,94} = 1,306$
 - $\mu = 3 + 1,306 + 0,385 \cdot 3,385 = 5,609.$

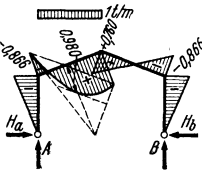


Abb. 239.

- Halbseitige Belastung $p = 1 \text{ t/m}$ (Abb. 239).

a) Schnittkräfte.

$$\begin{aligned} \Phi &= \frac{8 + 5 \cdot 0,385}{4 \cdot 5,609} = 0,442 \\ A &= \frac{3}{8} \cdot 1 \cdot 5,6 = 2,1 \text{ t}; \quad B = \frac{1}{8} \cdot 1 \cdot 5,6 = 0,7 \text{ t} \\ H_{a,b} &= \frac{1 \cdot 5,6}{16} \cdot 2,154 \cdot 0,442 = 0,333 \text{ t} \\ M_{c,d} &= -\frac{1 \cdot 5,6^2}{16} \cdot 0,442 = -0,866 \text{ mt} \\ M_e &= \frac{1 \cdot 5,6^2}{16} [1 - 1,385 \cdot 0,442] = 0,760 \text{ mt} \end{aligned}$$

b) Mittelkraftlinie.

$$\begin{aligned} M &= S \cdot b; \quad S = H_{a,b} = 0,333 \text{ t} \\ b_e &= \frac{B}{S} \frac{l}{2} = \frac{0,7}{0,333} \frac{5,6}{2} = 5,89 \text{ m}. \end{aligned}$$

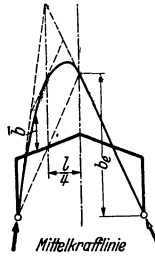


Abb. 239.

3. Waagerechte Belastung $w = 1 \text{ t/m}$. (Abb. 240.)

a) Schnittkräfte.

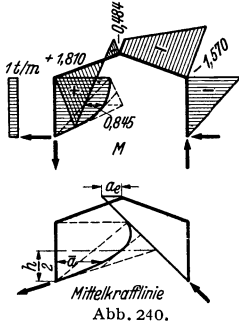


Abb. 240.

$$\Phi = \frac{1}{4 \cdot 5,609} [6 \cdot 2,385 + 5 \cdot 1,306] = 0,929$$

$$A = -B = -\frac{1 \cdot 2,6^2}{2 \cdot 5,6} = -0,604 \text{ t}$$

$$H_{a,b} = -\frac{1 \cdot 2,6}{2} [1 \pm 1 - 0,4645] = \begin{cases} -1,996 \text{ t} \\ +0,604 \text{ t} \end{cases}$$

$$M_{c,a} = \frac{1 \cdot 2,6^2}{4} [1 \pm 1 - 0,929] = \begin{cases} +1,810 \text{ mt} \\ -1,570 \text{ mt} \end{cases}$$

$$M_e = \frac{1 \cdot 2,6^3}{4} [1 - 1,385 \cdot 0,929] = -0,484 \text{ mt.}$$

b) Mittelkraftlinie.

$$M = S \cdot \bar{a}; \quad S = B = +0,604 \text{ t}$$

$$a_e = \frac{H_b}{B} (h + f) - \frac{l}{2} = \frac{0,604}{0,604} (3,6 - 2,8) = 0,8 \text{ m.}$$

13. Der beiderseits eingespannte Bogen.

Die Einspannung ist starr oder elastisch, das Tragwerk in jedem Falle statisch unbestimmt. Als Hauptsystem dienen der Balkenträger auf zwei Stützen (Abb. 241), das Freitraggerpaar oder auch, falls keine Einflußlinien gezeichnet werden, der Dreigelenkträger. Die Untersuchung führt in jedem Fall zur Lösung nach (339)

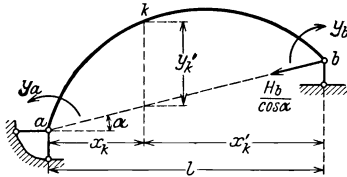


Abb. 241.

	X_1	X_2	X_3	
1	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{1B}
2	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{2B}
3	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	δ_{3B}

(339)

Eine Vereinfachung der Aufgabe ist mit der Auflösung der Matrix in zwei Stufen, also durch Verwendung des beiderseits eingespannten Balkenträgers als Hauptsystem versucht worden. In der Regel werden jedoch nach Abb. 242 die statisch unbestimmten Schnittkräfte Y_a, Y_b, H_b eines statisch bestimmten Hauptsystems zu Gruppenlasten X_1, X_2, X_3 zusammengefaßt, um die statisch überzähligen Größen unabhängig voneinander berechnen zu können. Das bedeutet

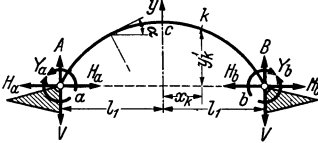


Abb. 242.

$$\left. \begin{aligned} 1_1 \delta_{12} = 0, \quad 1_2 \delta_{23} = 0, \quad 1_3 \delta_{31} = 0. \\ X_1 = \delta_{1B} / \delta_{11}, \quad X_2 = \delta_{2B} / \delta_{22}, \quad X_3 = \delta_{3B} / \delta_{33}. \end{aligned} \right\} \quad (340)$$

a) Die Lösung für den biegeungssteifen Stab bei Symmetrie. α) Geometrische Eigenschaften des Trägers (Abb. 242 u. 243).

$$l = 2 l_1, \quad y' = y'(x); \quad y = y' - y'_0; \quad J_c / J \cos \alpha = \zeta; \quad ds J_c / J = ds'$$

$$dx J_c / J \cos \alpha = dx', \quad ds F_c / F = ds^*; \quad dx F_c / F \cos \alpha = dx^*; \quad J_c \equiv J_s, \quad F_c \equiv F_s;$$

β) Hauptsystem und überzählige Größen. Die sechs Stützkräfte des symmetrischen Bogenträgers Abb. 242 können als halbe Summe und halbe Differenz symmetrisch zugeordneter Kräfte in sechs unabhängige Gruppen zusammengefaßt werden. Von diesen sind 3, nämlich $\frac{1}{2}(A + B)$, $\frac{1}{2}(A - B)$ und $\frac{1}{2}(H_a - H_b)$ aus dem Gleichgewicht der äußeren Kräfte bekannt, dagegen $X_1 = \frac{1}{2}(H_a + H_b)$.

$X_2 = \frac{1}{2}(Y_a - Y_b)$, $X_3 = \frac{1}{2}(Y_a + Y_b)$ statisch unbestimmt. Nun sind zwar die Vorzeichen δ_{21} und δ_{23} der allgemeinen Lösung (339) Null und damit $X_2 = \delta_{23}/\delta_{22}$ unabhängig von X_1 und X_3 , diese selbst aber durch zwei Gleichungen miteinander verknüpft. Die Lösung (340) verlangt daher die Umbildung der Gruppenlasten unter Einführung eines Parameters, über den beliebig verfügt werden kann. Die Stützkräfte $\frac{1}{2}(H_a + H_b) = X_1$ wirken dann in einer zu $\overline{a\bar{b}}$ parallelen Geraden $a'b'$ an den Endpunkten starrer Scheiben $a\bar{a}'$ und $b\bar{b}'$, die keiner Formänderung unterliegen (Abb. 243). Ihre Länge y'_0 ergibt sich aus der Bedingung $\delta_{13} = 0$, so daß X_1 und X_3 aus (340) bestimmt sind. In diesem Falle sind

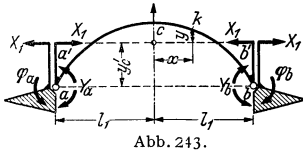


Abb. 243.

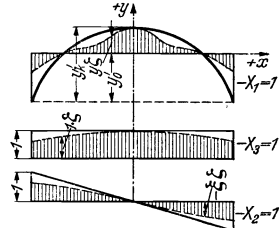


Abb. 244. Schaulinien für M_1, M_2, w_1, w_2 .

$Y_a = X_2 + X_3$ und $Y_b = X_2 - X_3$ unabhängig von X_1 und bedeuten daher die Einspannungsmomente des beiderseits eingespannten gekrümmten Balkenträgers.

$\gamma)$ Vorzahlen.

$${}_1\delta_{13} = \int_a^b {}_1s(y' - y'_0) dx' = 0; \quad y'_0 = \frac{\int_a^b y' dx'}{\int_a^b dx'}. \quad (341)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{J_c}{F_c} \int_a^b \cos^2 \alpha dx^* + \int_a^b y^2 dx'; & \delta_{22} &= \frac{J_c}{F_c} \int_a^b \frac{\sin^2 \alpha}{l_1^2} dx^* + \int_a^b \left(\frac{x}{l_1}\right)^2 dx'; \\ \delta_{33} &= \int_a^b dx'. \end{aligned} \right\} \quad (342)$$

Lösung durch numerische Integration nach SIMPSON.

$\delta)$ Belastungszahlen bei vorgeschriebenen äußeren Ursachen. Ruhende Lasten mit den Biegemomenten M_0 im Hauptssystem:

$$\delta_{10} = \int_a^b M_0 y dx', \quad \delta_{20} = - \int_a^b M_0 \frac{x}{l_1} dx', \quad \delta_{30} = \int_a^b M_0 dx' \quad (343)$$

Lösung durch numerische Integration nach SIMPSON.

Ruhende Lasten mit den Biegemomenten $M_0 = 0$ im Hauptssystem: Ist die Mittellinie des Bogenträgers die Mittelkraftlinie zu einer ausgezeichneten Belastung $q = q(x)$ mit den Stützkräften A_q, B_q und den waagerechten Kräften H_q , so sind die Biegemomente des Hauptsystems $M_{0q} = 0$ und die Längskräfte $N_{0q} = -H_q/\cos \alpha$. In diesem Falle treten zu den äußeren Kräften q, A_q, B_q und H_q noch die folgenden äußeren Kräfte hinzu:

$$\left. \begin{aligned} X_{1q} &= -H_q \frac{\frac{J_c}{F_c} \int_a^b dx^*}{(1+\nu) \int_a^b y^2 dx'} \quad \text{mit} \quad \nu = \frac{J_c}{F_c} \int_a^b \cos^2 \alpha dx^* / \int_a^b y^2 dx' \\ X_{2q} &= 0; \quad X_{3q} = 0 \quad \text{und} \quad \text{genügend genau} \quad X_{1q} = -H_q \frac{\nu}{1+\nu}. \end{aligned} \right\} \quad (344)$$

Die Biegemomente bezogen auf den Schwerpunkt oder die Kernpunkte des Querschnittes sind daher

$$M_{kq} = + Hq \frac{v}{1+v} y_k. \quad (345)$$

Sie entstehen durch die Verkürzung der Bogenachse infolge der Längskräfte. Temperaturänderung t° im Bereich l , $\Delta t = 0$:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1t} = EJ_c \alpha_t t l, \quad \delta_{2t} = \delta_{3t} = 0; \quad X_{1t} = \delta_{1t}/\delta_{11}, \quad X_{2t} = X_{3t} = 0; \\ M_{kt} = -X_{1t} y_k. \end{aligned} \right\} \quad (346)$$

Waagerechte Verschiebung der Punkte a' , b' mit $l \rightarrow l + \Delta l$ und Verdrehung der Widerlager um φ_a und φ_b nach Abb. 243:

$$\delta_{1s} = -EJ_c \Delta l; \quad \delta_{2s} = EJ_c (\varphi_a - \varphi_b); \quad \delta_{3s} = EJ_c (\varphi_a + \varphi_b). \quad (347)$$

ε) Einflußlinien der überzähligen Größen.

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 \delta_{m1}}{dx^2} = -y \frac{J_c}{J \cos \alpha} = -w_1, \quad \frac{d^2 \delta_{m2}}{dx^2} = +\frac{x}{l_1} \cdot \frac{J_c}{J \cos \alpha} = -w_2, \\ \frac{d^2 \delta_{m3}}{dx^2} = -\frac{J_c}{J \cos \alpha} = -w_3. \end{aligned} \right\} \quad (348)$$

Die Biegelinien δ_{m1} , δ_{m2} , δ_{m3} des statisch bestimmten Balkenträgers werden nach den allgemeinen Regeln unter I, 27 für die elastischen Gewichte $w_1 dx$ usw. und die ihnen äquivalenten Einzelkräfte $\mathfrak{W}_{k,1}$, $\mathfrak{W}_{k,2}$, $\mathfrak{W}_{k,3}$ aus

$$\mathfrak{W}_{k,1} = \frac{c_k}{6} (w_{1,k-1} + 2 w_{1,k}) + \frac{c_k + 1}{6} (2 w_{1,k} + w_{1,k+1}) \quad (349)$$

graphisch oder analytisch bestimmt. Bei konstanten Intervallen $c_k = c$ wird für (349) auch

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{W}_{k,1} &= \frac{c}{12} (w_{1,k-1} + 10 w_{1,k} + w_{1,k+1}), \\ \mathfrak{W}_{0,1} &= \frac{c}{24} (7 w_{1,0} + 6 w_{1,1} - w_{1,2}), \\ \mathfrak{W}_{n,1} &= \frac{c}{24} (7 w_{1,n} + 6 w_{1,n-1} - w_{1,n-2}) \end{aligned} \right\} \quad (350)$$

verwendet.

ζ) *Schnittkräfte aus ruhender Belastung.* Die Schnittkräfte des Bogens lassen sich als Schnittkräfte des Hauptsystems aus den äußeren Kräften \mathfrak{P} , X_1 , X_2 , X_3 oder durch Superposition berechnen.

Biegemomente für den Schwerpunkt (x_k , y_k) oder den Kernpunkt (x_k , y_k, i') oder (x_k , y_k, a') eines Querschnittes:

$$\left. \begin{aligned} M_k &= M_{k0} - X_1 y_k + X_2 \frac{x_k}{l_1} - X_3, \\ M_a &= +X_1 |y'_0| - X_2 - X_3; \quad M_b = +X_1 |y'_0| + X_2 - X_3. \end{aligned} \right\} \quad (351)$$

Stützkkräfte:

$$A = A_0 + X_2/l_1, \quad B = B_0 - X_2/l_1. \quad (352)$$

Querkraft im Querschnitt i mit $V_{0i} = A - \sum_k P_m$:

$$Q_i = (V_{0i} + X_2/l_1) \cos \alpha_i - X_1 \sin \alpha_i. \quad (353)$$

Die Anweisung gilt auch für die Einflußlinien der Schnittkräfte.

b) Die Lösung für den Bogenträger mit parabolischer Achse.

$$l = 2 l_1, \quad \xi = x/l, \quad \xi' = x'/l, \quad J_c/J \cos \alpha = 1.$$

Gleichung der Bogenachse:

$$y' = 4 f \xi \xi', \quad y = y' - y'_0, \quad y'_0 = \frac{2}{3} f.$$

Vorzahlen:

$$\delta_{11} = \frac{4}{45} f^2 l, \quad \delta_{22} = l/3, \quad \delta_{33} = l. \quad (354)$$

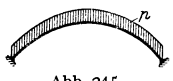
Gleichung der Einflußlinien der überzähligen Größen mit $\nu = \frac{45}{4} \frac{1}{f^2} \frac{J_c}{F_c}$:

$$X_1 = \frac{15}{4} \frac{l}{f} \frac{1}{1+\nu} \omega_R^2, \quad X_2 = l_1 (3 \omega_R - 2 \omega_D), \quad X_3 = l_1 \omega_R. \quad (355)$$

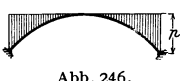
Schnittkräfte:

$$M_a = l \xi \xi'^2 \left[\frac{5}{2(1+\nu)} \xi - 1 \right], \quad M_b = l \xi' \xi^2 \left[\frac{5}{2(1+\nu)} \xi' - 1 \right]. \quad (356)$$

Stütz- und Schnittkräfte für ausgezeichnete Belastungen.




$$\left. \begin{aligned} A = B &= \frac{pl}{2}, \quad H = \frac{pl}{8} \frac{l}{f} \frac{1}{1+\nu}, \\ M_a = M_b &= -\frac{pl^2}{12} \frac{\nu}{1+\nu}, \\ M_c &= +\frac{pl^2}{24} \frac{\nu}{1+\nu}. \end{aligned} \right\} \quad (357)$$



$$\left. \begin{aligned} A = B &= \frac{pl}{6}, \quad H = \frac{pl^2}{56} \frac{l}{f} \frac{1}{1+\nu}, \\ M_a = M_b &= -\frac{pl^2}{420} \frac{7\nu+2}{1+\nu}, \\ M_c &= -\frac{pl^2}{1680} \frac{3-7\nu}{1+\nu}. \end{aligned} \right\} \quad (358)$$

$$\max M_m = +\frac{pl^2}{509} \quad \text{mit } \nu = 0 \quad \text{für } x = x' = 0,233 l$$



$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{13}{32} pl, \quad B = \frac{3}{32} pl, \\ H &= \frac{pl}{16} \frac{l}{f} \frac{1}{1+\nu}, \\ M_a = M_b &= -\frac{pl^2}{192} \frac{3+11\nu}{1+\nu}, \quad M_c = \frac{pl^2}{192} \frac{3-5\nu}{1+\nu}, \\ M_c &= \frac{pl^2}{48} \frac{\nu}{1+\nu}. \end{aligned} \right\} \quad (359)$$

Temperaturänderung gleichförmig über den Querschnitt mit t° und Ausweichen des Widerlagers um Δl :

$$\left. \begin{aligned} X_{1t} &= \frac{45 E J_c \alpha_t}{4 f^2 (1+\nu)}, \quad X_{1s} = -\frac{45 E J_c \Delta l}{4 f^2 l (1+\nu)}, \\ M_a = M_b &= +\frac{2}{3} f X_{1t}, \quad M_c = -\frac{1}{3} f X_{1t}. \end{aligned} \right\} \quad (360)$$

c) Lösung für den Fachwerkbogenträger oder Fachwerkrahmen-
 α) *Hauptsystem und überzählige Größen.* Um die statische Untersuchung auf die Lösung unter II, 13a zurückzuführen, werden bei Symmetrie des Tragwerks (Abb. 248, 249) neben der Kraft X_1 mit der Wirkungslinie $a' b'$ im Abstand y'_0 von $a b$

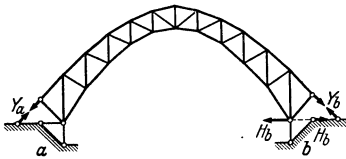


Abb. 248.

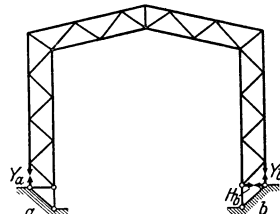


Abb. 249.

wieder die Gruppenlasten $X_2 = \frac{1}{2} (Y_a - Y_b)$, $X_3 = \frac{1}{2} (Y_a + Y_b)$ verwendet. Für $s_r F_s / F_r = s_r^*$ ist dann

$$y'_0 = \Sigma S_{r1} S_{r3} s_r^* / \Sigma S_{r3}^2 s^*. \quad (361)$$

Die Stabkräfte S_{r1} , S_{r3} werden ebenso wie S_{r2} für die äußere Kraft $-X_1 = 1$ und die Kräftepaare $-X_3 = 1$ und $-X_2 = 1$ graphisch oder analytisch bestimmt.

β) Vor- und Belastungszahlen.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \Sigma S_1^2 s^*, & \delta_{22} &= \Sigma S_2^2 s^*, & \delta_{33} &= \Sigma S_3^2 s^*, \\ \delta_{10} &= \Sigma S_1 S_0 s^*, & \delta_{20} &= \Sigma S_2 S_0 s^*, & \delta_{30} &= \Sigma S_3 S_0 s^*. \end{aligned} \right\} \quad (362)$$

γ) Die Einflußlinien der überzähligen Größen sind die Biegelinien des Lastgurtes für die elastischen Größen $\mathfrak{B}_{k,1}, \mathfrak{B}_{k,2}, \mathfrak{B}_{k,3}$ nach I, 23.

14. Formgebung der Gewölbe.

Das Tragwerk der Bogenbrücken besteht aus Tonnengewölben oder parallelen, durch Querrippen verbundenen Stabbogen. Sie stützen die Fahrbahn durch ein Zwischenmittel stetig oder auch unstetig durch Querwände, Pfeiler, Rahmen und Hängestangen. Die Voraussetzung für die Annahme eines zweidimensionalen Spannungszustandes nach I, 4 und damit für die Untersuchung einer einzelnen Bogenrippe oder eines 1,0 m breiten Streifens des Tonnengewölbes ist die gleichförmige Querbelastung. Da der Krümmungshalbmesser $e \gg d$, der Rippen- oder Wölbstärke sein wird, gelten für senkrechte Kräfte die Beziehungen (3) und (68) des Spannungs- und Verschiebungszustandes. Die Spannungen aus Windkräften, Seitenkräften und antimetrischer senkrechter Belastung der Fahrbahn müssen an einem räumlichen, drillungssteifen Stabbogen abgeleitet werden. Sie sind jedoch in der Regel ohne große Bedeutung.

Die Wirtschaftlichkeit einer Bogenform besteht in der vollständigen Ausnutzung der Güte des Baustoffes bei kleinstem Aufwand für vorgeschriebene äußere Ursachen. Sie gewinnt vor allem bei Ausführungen ohne große Zugfestigkeit der Konstruktion Bedeutung. In diesem Falle ist die Bogenmittellinie $y = y(x)$ die Mittelkraftlinie für das Eigengewicht der Brücke oder für eine andere ausgezeichnete Belastung $q = q(x)$. Diese wird durch allmähliche Näherung aus einer wahrscheinlichen Annahme für $y = y(x)$ gewonnen, da die Belastung q auch von y abhängig ist.

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{q(x, y)}{H_q} \quad (363)$$

Annahme a (Abb. 250):

$$q = q(x) = q_s + (q_k - q_s) \xi^2 \text{ Parabel mit } q_s \text{ für } \xi = 0 \text{ und } q_k \text{ für } \xi = 1. \quad (364)$$

$$q_k - q_s = \Delta q, \quad \Delta q/q_s = \kappa_1,$$

$$y_a = \frac{f}{1 + \kappa_1/6} \xi^2 \left(1 + \frac{\kappa_1}{6} \xi^2 \right), \text{ biquadratische Parabel.} \quad (365)$$

$$A_q = \int_0^{l_1} q dx = q_s l_1 \left(1 + \kappa_1/3 \right), \quad H_q = \frac{q_s l_1^2}{2f} \left(1 + \kappa_1/6 \right). \quad (366)$$

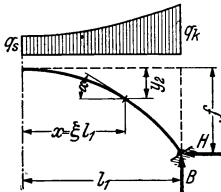


Abb. 250.

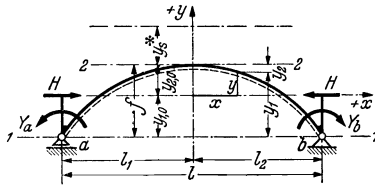


Abb. 251.

(Abb. 251) Annahme b:

$$q = q(x) = q_s + \frac{y^2}{f} (q_k - q_s), \quad (367)$$

$$q_k/q_s = \kappa_2 = \text{Co} \int c, \quad y_s^* = f(\kappa_2 - 1), \quad c = \text{Ar Co} \int \kappa_2.$$

$$y_a = y_s^* (\text{Co} \int \xi c - 1), \quad \text{Kettenlinie mit } \text{tg } \alpha = \frac{c}{l_1} y_s^* \text{ Sin } \xi c, \quad (368)$$

$$A_q = B_q = \int_0^{l_1} q(x) dx = q_s \frac{l_1}{c} \text{Sin } c, \quad H_q = q_s e_s = q_s \left(\frac{l_1}{c} \right)^2 \frac{1}{y_s^*}. \quad (369)$$

Mit y und Annahmen über die Wölbstärke auf Grund einer Abschätzung des Spannungszustandes nach II, 9 ist $q = q(x, y)$ bestimmt, so daß dafür die

Mittelkraftlinie für $\int_0^{l_1} q dx = \sum_1^n Q_m$ nachgeprüft werden kann.

$$\left. \begin{aligned} V_{0m} &= 0 \quad Q_h, \quad M_{0s} = 0, \quad M_{0m} = M_{0(m-1)} + Q_m c_m, \\ H &= M_{0k}/f, \quad y_{2,m} = M_{0m}/H. \end{aligned} \right\} \quad (370)$$

Das Gewölbe erhält bei Anordnung dreier Gelenke durch die Belastung q nur Längskräfte. Dasselbe würde auch beim eingespannten Bogen, beim Ein- und Zweigelenkbogen der Fall sein, wenn sich die Bogenachse nicht durch die Längskräfte verkürzen würde (II, 13a, δ).

Die Mittelkraftlinie aus der Belastung q schneidet daher die Mittellinie des beiderseits eingespannten Bogenträgers. Sie wird steiler als diese. Dabei entstehen im Scheitel und Kämpfer Extremwerte der Randspannungen. Man hat versucht, diese durch Abänderung der Bogenmittellinie unter Beibehaltung von l und f zu vermindern. Diese gelingt für ein $X_1^* > X_1$, also für ein $\delta_{11}^* < \delta_{11}$ und damit für $y^* < y$. Die Krümmung der Mittellinie y^* ist also im Scheitel und Kämpfer größer. Sie wird aber trotzdem nicht mit der Mittelkraftlinie für $q(x, y)$ zusammenfallen. Dies gelingt vielmehr nur durch besondere Maßnahmen bei der Ausrüstung der Bogenträger.

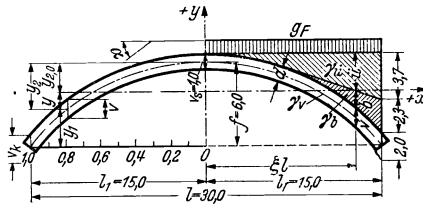


Abb. 252.

Beispiel. Statische Untersuchung eines Bruckengewölbes mit vorgeschriebener Form $y_2 = y_2(x)$, $J = J(x)$ und bekanntem Eigengewicht $q = q(x)$ (Abb. 252).

1. Geometrische Eigenschaften. Annahme für den Entwurf eines Stützliniengewölbes nach (367)–(369):

$$q_s = 4,40 \text{ t/m}, \quad q_k = 17,16 \text{ t/m}, \quad \kappa_2 = 3,90,$$

$$c = 2,0373, \quad y_s^* = 2,069 \text{ m}, \quad y_2 = 2,069 [\text{Co}f(2,0373 \xi) - 1]$$

$$\text{Ein } c = 3,7697; \quad A_q = B_q = 122,12 \text{ t}, \quad H_q = 115,285 \text{ t}.$$

Die Mittellinie als Mittelkraftlinie für Eigengewicht: Mit $q_s = 4,40 \text{ t/m}$ im Scheitel (s), $q_k = 17,16 \text{ t/m}$ am Kämpfer (k) und $H_q = 114,803 \text{ t}$.

Der Abstand $l = 2 l_1 = 2 \cdot 10 \cdot c$ der Mittelpunkte a, b der Kämpferfugen beträgt $30,0 \text{ m}$. Die Intervalllänge c demnach $1,5 \text{ m}$, die Pfeilhöhe $6,0 \text{ m}$, das Pfeilverhältnis $1:5$. Die Ordinaten y_2 sind auf die Tangente im Bogenscheitel bezogen und den 11 Intervallgrenzen $c \cdot h \dots b$ mit $x_h, x_h/l_1 = \xi_h, y_{2,h}, y_{2,h'}, y_{2,h a'}, \alpha_h, a_h/\cos \alpha_h = v_h, J_c/J_h \cos \alpha_h = \zeta_h$ zugeordnet.

$$J_s = J_c = 0,08333 \text{ m}^4, \quad F_c = 1,0 \text{ m}^2, \quad J_c/F_c = 0,0833 \text{ m}^2,$$

$$J_k = 0,21564 \text{ m}^4, \quad \cos \alpha_k = 1/1,4568.$$

2. Bezugsachse für die Ordinaten y nach (341). Numerische Integration I nach SIMPSON mit $\lambda = 1$ oder 4 oder 2.

ξ_h	$1/\cos \alpha_h$	J_h	ζ_h	λ	$\lambda \cdot \zeta_h$	$y_{2,h}$	$\lambda \cdot \zeta_h \cdot y_{2,h}$
0,0	1,00000	0,083333	1,00000	1	1,00000	0,00000	0,00000
0,1	1,00166	0,08471	0,98542	4	3,94168	0,04335	0,17088
0,2	1,00690	0,08893	0,94357	2	1,88714	0,17516	0,33056
.
.
1,0	1,45678	0,21564	0,56311	1	0,56311	6,00000	3,37866
$\Sigma_1 = 22,48201.$						$\Sigma_2 = 32,06796$	

$$\int_c^b \zeta dx = \frac{c}{3} \sum (\lambda \zeta_h) = \frac{c}{3} \sum_1 = \frac{c}{3} 22,48201;$$

$$\int_c^b y_2 \zeta dx = \frac{c}{3} \sum (\lambda y_{2,h} \zeta_h) = \frac{c}{3} \sum_2 = \frac{c}{3} 32,06796$$

$$y_{2,0} = \Sigma_2 / \Sigma_1 = 1,42638 \text{ m nach (341); } y = y_{20} - y_2.$$

$$\text{Nachprüfung: } \delta_{13} = 0 = \int (y_{20} - y_2) \zeta dx = \frac{c}{3} (1,42638 \Sigma_1 - \Sigma_2) = 0,000015 \approx 0.$$

3. Vorzahlen zur Lösung nach (342). Numerische Integration II nach SIMPSON.

ξ_h	ζ_h	λ	$\lambda \xi_h^2 \zeta_h$	y_h	$\lambda y_h^2 \zeta_h$	v_0/v_h	$\lambda v_s/v_h$
0,0	1,00000	1	0,00000	1,42638	2,03456	1,00000	1,00000
0,1	0,98542	4	0,03940	1,38303	7,53952	0,99285	3,97140
0,2	0,94357	2	0,07548	1,25122	2,95442	0,97182	1,94364
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
1,0	0,56311	1	0,56311	-4,57362	11,77913	0,50000	0,50000
$\Sigma_3 = 6,13492$			$\Sigma_4 = 58,01617$		$\Sigma_5 = 24,21992$		

$$\delta_{11} = 2 \left\{ \int_c^b y^2 \zeta dx + \frac{J_c}{F_c} \int_c^b \cos \alpha \frac{F_c}{F} dx \right\} = 2 \frac{c}{3} \sum_4 + 2 \frac{c}{3} \frac{J_c}{F_c} \sum_5$$

$$= \delta'_{11} + \delta''_{11} = 58,01617 + 2,01833 = 60,03450,$$

$$\delta_{22} = 2 \int_c^b \xi^2 \zeta dx = 2 \frac{c}{3} \sum_3 = 6,13492,$$

$$\delta_{33} = 2 \int_c^b \zeta dx = 2 \frac{c}{3} \sum_1 = 22,48201.$$

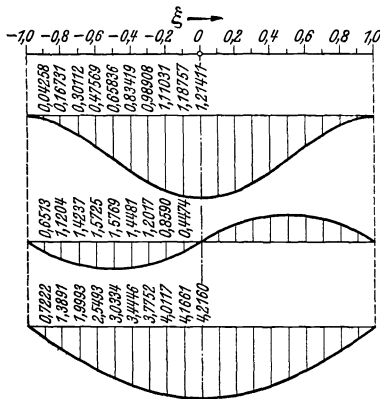


Abb. 253. Einflußlinien für x_1, x_2, x_3 .

7. Einflußlinien der überzähligen Größen (Abb. 253).

$$X_k = \frac{\delta_{m k}}{\delta_{k k}}; \quad \frac{d^2 \delta_{m k}}{d x^2} = -w_{m, k}, \quad k = 1, 2, 3$$

4. Eigengewicht. Die statisch bestimmten äußeren Kräfte $q = q(x), A_q, B_q, H_q$ erzeugen $M_0 = 0, Q_0 = 0, N_0 = -H_q / \cos \alpha$. Hierzu treten die statisch unbestimmten äußeren Kräfte $X_{1q} \neq 0, X_{2q} = 0, X_{3q} = 0$. Nach (344) ist

$$v = \delta'_{11} / \delta'_{11} = 0,03479,$$

$$X_1 = -\frac{v}{1+v} H_q = -0,03362 H_q,$$

$$H = H_q + X_1 = 110,944 \text{ t.}$$

5. Schwinden: $\alpha_t = 0,00001, t = -15^\circ$

$$\delta_{1t} = E J_c \alpha_t t = -787,5.$$

$$X_{1t} = \delta_{1t} / \delta_{11} = -13,117 t,$$

$$X_{2t} = 0, X_{3t} = 0.$$

6. Ausweichen der Widerlager um $\Delta l = 0,01 \text{ m}$.

$$X_{1s} = \delta_{1s} / \delta_{11},$$

$$\delta_{1s} = -E J_c \Delta l = -4750;$$

$$X_{1s} = -29,15 t,$$

$$X_{2s} = 0, X_{3s} = 0.$$

Einführung von äquivalenten Einzellasten \mathbb{W}_m ;

$$\int_c^b w \, dx = \sum_0^{10} \mathbb{W}_m$$

$$\mathbb{W}_0 = \frac{c}{24} (7w_0 + 6w_1 - w_2), \quad \mathbb{W}_{10} = \frac{c}{24} (7w_{10} + 6w_9 - w_8)$$

$$\mathbb{W}_m = \frac{c}{12} (w_{m-1} + 10w_m + w_{m+1})$$

$$w_{m1} = \gamma_m \zeta_m, \quad w_{m2} = -\xi_m \zeta_m, \quad w_{m3} = 1 \zeta_m.$$

m	ξ_m	γ_m	ζ_m	w_{m1}	\mathbb{W}_{m1}	w_{m2}	\mathbb{W}_{m2}	w_{m3}	\mathbb{W}_{m3}
0	0,0	1,426 38	1,000 00	1,426 38	1,062 18	0,000 00	0,000 00	1,000 00	0,748 18
1	0,1	1,383 03	0,985 42	1,362 87	2,030 10	-0,098 54	-0,146 76	0,985 42	1,474 72
.
9	0,9	-3,142 42	0,549 92	-1,728 04	-2,621 28	-0,494 93	-0,745 42	0,549 92	0,828 26
10	1,0	-4,573 62	0,563 11	-2,575 45	-1,704 18	-0,563 11	-0,403 71	0,563 11	-

$$A_w = \sum_1^{10} \mathbb{W}_m \xi_m, \quad Q_{w,0} = A_w - \sum_1^{10} \mathbb{W}_m, \quad M_{w,0} = A_w l_1 - \sum_1^{10} \mathbb{W}_m \xi_m$$

$$Q_{w,m} = Q_w (m-1) - \mathbb{W}_{m-1}, \quad M_{w,m} = M_w (m-1) + Q_w m c_m = \delta_m$$

m	$M_{w,m} = \delta_{m1}$			$M_{w,m} = \delta_{m2}$			$M_{w,m} = \delta_{m3}$		
	$Q_{w,m}$	$Q_{w,m} \cdot c$	$M_{w,m}$	$Q_{w,m}$	$Q_{w,m} \cdot c$	$M_{w,m}$	$Q_{w,m}$	$Q_{w,m} \cdot c$	$M_{w,m}$
0	0,0000	0,0000	72,8886	-1,8299	-	0,0000	0,0000	0,0000	94,7386
1	-1,0622	-1,5933	71,2953	-1,8299	-2,7449	-2,7449	0,7482	-1,1223	93,6613
.
9	-4,3255	-6,4882	2,5563	+1,9185	+2,8777	-3,9958	-9,9954	-14,9931	16,2355
10	-1,7042	-2,5563	0,0000	+2,6639	+3,9958	0,0000	-10,8236	-16,2355	0,0000

$$X_1 = \delta_{m1}/\delta_{11}, \quad X_2 = \delta_{m2}/\delta_{22}, \quad X_3 = \delta_{m3}/\delta_{33}.$$

8. Einflußlinien der Schnittkräfte in Querschnitt m mit α_m und x_m, y_m als Koordinaten der Kernpunkte.

$$M_m = M_{m0} - X_1 y_m + X_2 |\xi_m| - X_3, \quad Q_m = Q_{m0} - X_1 \sin \alpha_m + \frac{X_2}{l_1} \cos \alpha_m,$$

Kämpfer: $M_a = X_1 |y_{1,0}| - X_2 - X_3, \quad M_b = X_1 |y_{1,0}| + X_2 - X_3,$

Scheitel: $M_c = M_{c0} - X_1 |y_{2,0}| - X_3.$

15. Der eingespannte Rahmen.

a) Formeln.

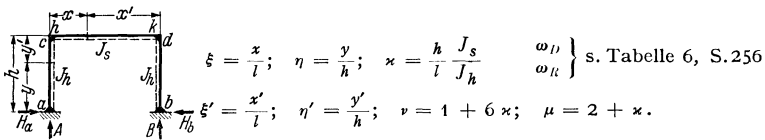


Abb. 254.

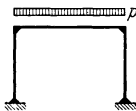
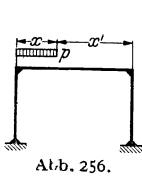
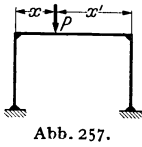


Abb. 255.

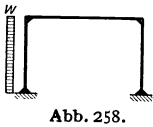
$$\left. \begin{matrix} H_{a,b} = \frac{1}{4\mu} \frac{p l^2}{h} \\ M_{a,b} = \frac{p l^2}{12\mu} \\ M_{c,d} = -\frac{p l^2}{6\mu} \end{matrix} \right\} \quad (371)$$



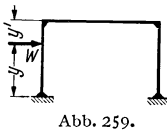
$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{\mu} (3 \xi^2 - 2 \xi^3) \\ H_{a,b} &= \frac{1}{4} \frac{p l^2}{h} \Phi; \quad M_{a,b} = \frac{p l^2}{12} \left(\Phi \mp \frac{3}{v} \omega_{li}^2 \right); \\ & \quad M_{c,d} = -\frac{p l^2}{12} \left(2 \Phi \pm \frac{3}{v} \omega_{li}^2 \right) \\ x = x': \quad H_{a,b} &= \frac{1}{8\mu} \frac{p l^2}{h}; \quad M_{a,b} = \frac{p l^2}{24} \left(\frac{1}{\mu} \mp \frac{3}{8v} \right); \\ & \quad M_{c,d} = -\frac{p l^2}{24} \left(\frac{2}{\mu} \pm \frac{3}{8v} \right). \end{aligned} \right\} (372)$$



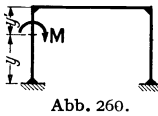
$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{v} (1 - 2 \xi); \\ H_{a,b} &= \frac{3}{2} \frac{Pl}{h} \frac{\omega_{li}}{\mu}; \quad M_{a,b} = \frac{Pl}{2} \omega_{li} \left(\frac{1}{\mu} \mp \Phi \right); \\ & \quad M_{c,d} = -\frac{Pl}{2} \omega_{li} \left(\frac{2}{\mu} \pm \Phi \right). \end{aligned} \right\} (373)$$



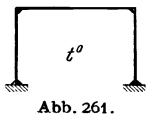
$$\left. \begin{aligned} H_{a,b} &= -\frac{wh}{4} \left(1 \pm 2 + \frac{1}{2\mu} \right) \\ M_{a,b} &= -\frac{wh^2}{4} \left[\frac{3+\kappa}{6\mu} \pm \left(1 - \frac{2\kappa}{v} \right) \right] \\ M_{c,d} &= -\frac{wh^2}{4} \kappa \left(\frac{1}{6\mu} \mp \frac{2}{v} \right). \end{aligned} \right\} (374)$$



$$\left. \begin{aligned} H_{a,b} &= -\frac{W}{2} \left\{ 1 \pm 1 - \eta - \frac{1}{\mu} [\kappa \omega_{li} - (1 + \kappa) \omega'_{li}] \right\} \\ M_{a,b} &= -\frac{Wh}{2} \left\{ \frac{1}{\mu} [(1 + \kappa) \omega'_{li} - \kappa \omega_{li}] \right. \\ & \quad \left. \pm \eta \left(1 - 3 \eta \frac{\kappa}{v} \right) \right\} \\ M_{c,d} &= -\frac{Wh}{2} \kappa \eta^2 \left[\frac{1}{\mu} (1 - \eta) \mp \frac{3}{v} \right] \\ v = h: \quad H_{a,b} &= \mp \frac{W}{2}; \quad M_{a,b} = \mp \frac{3}{2} Wh \left(\frac{1}{3} - \frac{\kappa}{v} \right); \\ & \quad M_{c,d} = \pm \frac{3}{2} Wh \frac{\kappa}{v}. \end{aligned} \right\} (375)$$



$$\left. \begin{aligned} H_{a,b} &= \frac{M}{2h} \left\{ 1 - \frac{1}{\mu} [\kappa (3 \eta^2 - 1) + (1 + \kappa) (3 \eta'^2 - 1)] \right\} \\ M_{a,b} &= -\frac{M}{2} \left\{ \frac{1}{3\mu} [(3 + 2\kappa) (3 \eta^2 - 1) \right. \\ & \quad \left. + \kappa (3 \eta^2 - 1)] \pm \left(1 - 6 \eta \frac{\kappa}{v} \right) \right\} \\ M_{h,k} &= \frac{M}{2} \kappa \left\{ \frac{1}{3\mu} [2 (3 \eta^2 - 1) + (3 \eta'^2 - 1)] \pm \frac{6}{v} \eta \right\} \\ y = h: \quad H_{a,b} &= \frac{3}{2\mu} \frac{M}{h}; \quad M_{a,b} = \frac{M}{2} \left[\frac{1}{\mu} \mp \frac{1}{v} \right]; \\ & \quad M_{h,k} = \frac{M}{2} \kappa \left[\frac{1}{\mu} \pm \frac{6}{v} \right]; \quad M_c = M_h - M. \end{aligned} \right\} (376)$$



$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{3}{\mu} \frac{E J_s}{h} \alpha_t l \\ H_{a,b} &= \frac{2\kappa + 1}{\kappa} \frac{\Phi}{h} \\ M_{a,b} &= \frac{\kappa + 1}{\mu} \Phi; \quad M_{c,d} = -\Phi. \end{aligned} \right\} (377)$$

b) Beispiel. Anwendung der Tabellen bei der Untersuchung eines durchlaufenden Rahmens Abb. 262.

Der dreifach statisch unbestimmte, beiderseits eingespannte Rahmen dient als Hauptsystem. Die Stützmomente X_1 und X_2 sind außer den Lasten äußere Kräfte. Diese werden nach I, 32 aus den geometrischen Bedingungsgleichungen für den Verschiebungszustand eines dreifach statisch unbestimmten Hauptsystems berechnet. Dies geschieht bei einer Verallgemeinerung der Abb. 262 mit $l_1 \neq l_2$ nach folgenden Formeln:

$$X_1 = \frac{\delta_{10}^{(3)} \delta_{22}^{(3)} - \delta_{20}^{(3)} \delta_{12}^{(3)}}{\delta_{11}^{(3)} \delta_{22}^{(3)} - \delta_{12}^{(3)} \delta_{21}^{(3)}}$$

$$X_2 = \frac{\delta_{20}^{(3)} \delta_{11}^{(3)} - \delta_{10}^{(3)} \delta_{21}^{(3)}}{\delta_{11}^{(3)} \delta_{22}^{(3)} - \delta_{12}^{(3)} \delta_{21}^{(3)}}$$

Die Komponenten $\delta_{k0}^{(3)}$, $\delta_{k1}^{(3)}$ des Verschiebungszustandes des dreifach statisch unbestimmten Hauptsystems ergeben sich aus dem Reduktionssatz (101). Danach ist mit $ds J_c/J = ds'$

$$1_k \delta_{k1}^{(3)} = \int M_k^{(3)} M_1^{(0)} ds',$$

$$1_k \delta_{k0}^{(3)} = \int M_k^{(3)} M_0^{(0)} ds'.$$

Zur Berechnung der Momente $M_1^{(0)}$ und $M_0^{(0)}$ eines in dem statisch unbestimmten Hauptsystem enthaltenen statisch bestimmten Hauptsystems dient die Kette einfacher Riegelstäbe. Die Schnittkräfte $M_k^{(3)}$, $M_i^{(3)}$, $M_0^{(3)}$ sind durch die Tabellen S. 337, 338 bekannt.

$$l' = l = 12,0 \text{ m,}$$

$$h' = h J_c/J_h = 5,50 \cdot 70/40 = 9,63 \text{ m,}$$

$$\alpha = h'/l' = 9,63/12,0.$$

— $X_1 = 1$ liefert die Biegemomente $M_1^{(3)}$ nach Abb. 262b. Die Biegemomente $M_2^{(3)}$ sind dazu spiegelbildlich gleich.

Vorzahlen der Lösung nach I, 32

$$\delta_{11}^{(3)} = \delta_{22}^{(3)} = \frac{1}{3} \cdot 10,00 + \frac{1}{6} 12,00 (2 \cdot 0,559 - 0,273) = 5,02,$$

$$\delta_{12}^{(3)} = \frac{1}{6} 12,00 (0,559 - 2 \cdot 0,273) = 0,026.$$

Belastungszahlen der Lösung für p_1

$$\delta_{10}^{(3)} = \frac{1}{3} 10,00 \cdot \frac{p_1 \cdot 10,00^2}{8} = 41,67 p_1, \quad \delta_{20}^{(3)} = 0,$$

Überzählige Größen und Schnittkräfte nach Abb. 262d

$$X_1 = \frac{41,67 \cdot 5,02}{5,02 \cdot 5,02 - 0,026^2} p_1 = \frac{41,67 \cdot 5,02}{25,2} p_1 = 8,30 p_1, \quad X_2 = \frac{-41,67 \cdot 0,026}{25,2} p_1 = -0,04 p_1.$$

Belastungszahlen der Lösung für p_2

$$\delta_{10}^{(3)} = \delta_{20}^{(3)} = \frac{1}{3} 12,00 \frac{12,00^2}{8} (0,559 - 0,273) p_2 = 20,6 p_2.$$

Überzählige Größen

$$X_1 = X_2 = \frac{20,6 (5,02 - 0,03)}{25,2} p_2 = 4,08 p_2.$$

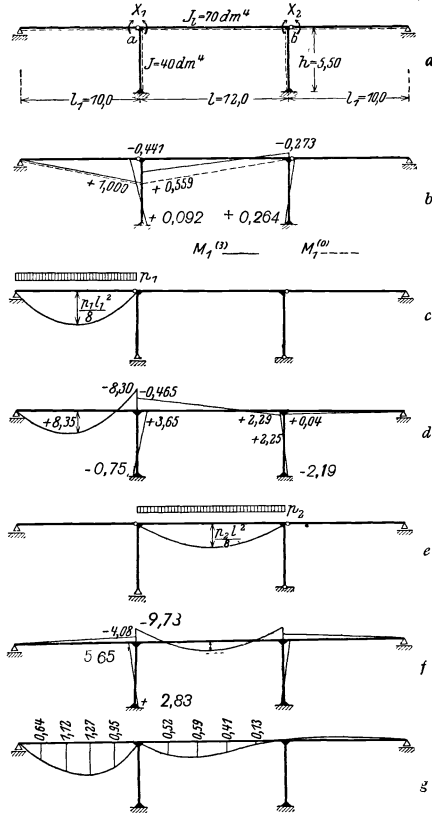


Abb. 262.

Schnittkräfte: $M = M_0^{(3)} - X_1 M_1^{(3)} - X_2 M_2^{(3)}$ nach Abb. 262f.
Die Tabelle 15 liefert

$$M_{a0}^{(3)} = M_{b0}^{(3)} = - \frac{p_2 \cdot 12,00^2}{6(2 + 0,80)} = - 8,57 p_2,$$

$$M_{c0}^{(3)} = M_{d0}^{(3)} = + \frac{p_2 \cdot 12,00^2}{12(2 + 0,80)} = + 4,28 p_2.$$

Einflußlinie für X_1 nach Abb. 262 g.
Die Einflußlinie für X_2 ist dazu spiegelbildlich gleich.

Feld l_1 : $X_1 = \frac{5,02 \cdot 10,0^2}{25,2 \cdot 6} \omega_D = 3,32 \omega_D,$

Feld l_2 : $X_1 = \frac{12,00^2}{25,2 \cdot 6} [5,02 (0,559 \omega'_D - 0,273 \omega_D) - 0,026 (0,559 \omega_D - 0,273 \omega'_D)],$

$$X_1 = 2,68 \omega'_D - 1,31 \omega_D,$$

Feld l'_2 : $X_1 = - \frac{0,026 \cdot 10,0^2}{25,2 \cdot 6} \omega'_D = - 0,0171 \omega'_D.$

16. Geschlossene Stabzüge.

Der geschlossene Stabzug findet im Hochbau als Dach- und Behälterrahmen, im Brückenbau als Portalrahmen Verwendung. Das Tragwerk ist entweder gestützt (Portal- und Dachrahmen) oder unter der Belastung im Gleichgewicht (Behälterrahmen) und kann in vielen Fällen tatsächlich nach (II, 6) als elastisch eingespannter Stabzug betrachtet werden.

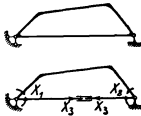


Abb. 263.

Die drei statisch unbestimmten Schnittkräfte des Dachrahmens (Abb. 263) werden im allgemeinen zwar nach (339) aus drei Gleichungen mit drei Unbekannten berechnet, lassen sich aber auch zu Gruppenlasten zusammenfassen, die unabhängig voneinander sind.

a) Beispiel. Statische Untersuchung eines Portalrahmens nach Abb. 264, 265.
a) Lösung r. Überzählige Größen (Abb. 266).

$$X_a = (M_a + M_b)/2, \quad X_b = (M_a - M_b)/2, \quad X_c = N_c. \quad (378)$$

Matrix der Elastizitätsgleichungen:

	a	b	c	
a	δ_{aa}		δ_{ac}	δ_{a0}
b		δ_{bb}		δ_{b0}
c	δ_{ca}		δ_{cc}	δ_{c0}

$$X_a = \frac{\delta_{a0} \delta_{cc} - \delta_{c0} \delta_{ca}}{\delta_{aa} \delta_{cc} - \delta_{ac}^2}$$

$$X_c = \frac{\delta_{c0} \delta_{aa} - \delta_{a0} \delta_{ca}}{\delta_{aa} \delta_{cc} - \delta_{ac}^2}$$

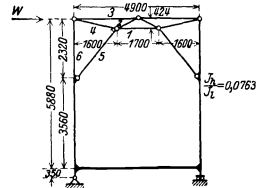
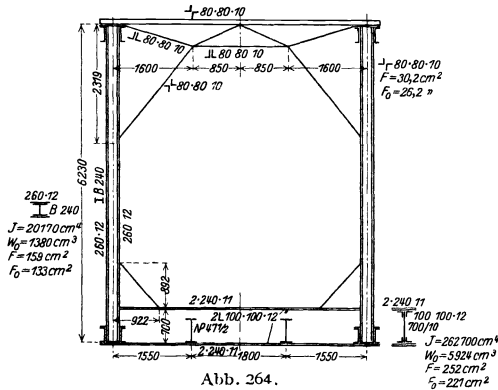


Abb. 265.

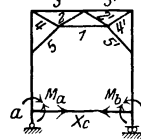


Abb. 266.

Vorzahlen: Die Beiträge der Formänderung des Fachwerkriegels werden mit $k = s/F$ nach der folgenden Tabelle gefunden:

Stab	S_a t	S_b t	S_c t	s cm	F cm ²	k 1:cm	$S_a^2 k$	$S_b^2 k$	$S_a S_b k$	$S_c^2 k$	$S_a S_c k$
5	-0,668	-0,668	+ 3,93	248	30,2	8,20	3,660	3,660	+ 3,660	120,690	- 21,56
4	-2,02	-0,406	+11,94	166	30,2	5,50	22,450	0,906	+ 4,510	781,000	-132,50
3	+2,38	+0,824	-13,0	245	30,2	8,10	45,900	5,500	+15,900	1368,900	-250,30
2	0	-0,915	0	95	30,2	3,44	0	2,630	0	0	0
1	-2,38	0	+13,98	85	30,2	2,82	15,970	0	0	552,720	- 93,96
2'	0	+0,915	0	95	30,2	3,44	0	2,630	0	0	0
3'	+2,38	-0,824	-13,0	245	30,2	8,10	45,900	5,500	-15,900	1368,900	-250,30
4'	-2,02	+0,406	+11,94	166	30,2	5,50	22,450	0,906	+ 4,510	781,000	-132,50
5'	-0,668	+0,668	+ 3,93	248	30,2	8,20	3,660	3,660	- 3,660	120,690	- 21,56
							159,990	25,392	—	5093,900	-902,68

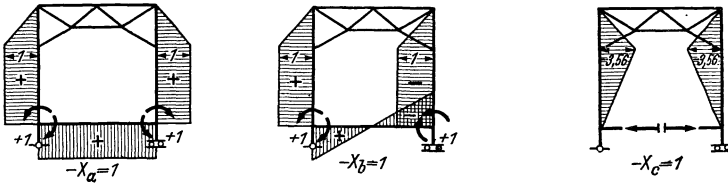


Abb. 267a.

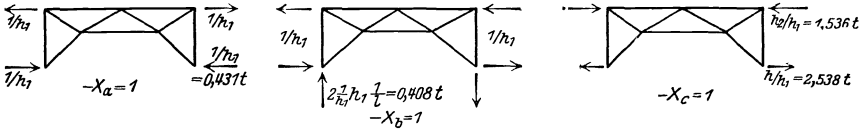


Abb. 267b.

Hauptsystem und Kräftebilder für $-X_a = 1, -X_b = 1, -X_c = 1$.

Vorzahlen der Elastizitätsgleichungen nach der Tabelle; $J_c = J_h = 20170 \text{ cm}^4$; $J_h : J_l = 0,0763$.

$$\begin{aligned} \delta_{aa} &= \int M_a^2 \frac{J_h}{J} ds + J_h \sum \frac{S_a^2 s}{F} \\ &= \left[\frac{100^2 \cdot 232}{3} + 100^2 \cdot 356 + 100^2 \cdot 245 \cdot 0,0763 \right] \cdot 2 + 160 \cdot 20170 \\ &= 9040000 + 3227200 = 12267200 \text{ t}^2 \text{ cm}^3 = 12,2672 \text{ t}^2 \text{ m}^3; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{bb} &= \int M_b^2 \frac{J_h}{J} ds + J_h \sum \frac{S_b^2 s}{F} \\ &= \left[\frac{100^2 \cdot 232}{3} + 100^2 \cdot 356 + \frac{100^2 \cdot 245}{3} \cdot 0,0763 \right] \cdot 2 + 25,4 \cdot 20170; \\ &= 9303608 \text{ t}^2 \text{ cm}^3 = 9,3036 \text{ t}^2 \text{ m}^3, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{cc} &= \int M_c^2 \frac{J_h}{J} ds + J_h \sum \frac{S_c^2 s}{F} \\ &= \frac{356^2 \cdot 588}{3} \cdot 2 + 5093,9 \cdot 20170 = 49682080 + 102743963 \\ &= 152326043 \text{ t}^2 \text{ cm}^3 = 152,326043 \text{ t}^2 \text{ m}^3; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{ac} &= \int M_a M \frac{J_h}{J} ds + J_h \sum \frac{S_a S_c s}{F} \\ &= - \left[\frac{100 \cdot 356 \cdot 232}{3} + \frac{356^2 \cdot 100}{2} \right] \cdot 2 - 902,7 \cdot 20170 \\ &= - 36591459 \text{ t}^2 \text{ cm}^3 = - 36,591459 \text{ t}^2 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

342 Baustatik. — Schnittkräfte der im Bauwesen verwendeten ebenen Systeme.

Belastungszahlen. Belastung des Rahmens durch die Stützkraft des Langstragers Q :

$$\delta_{a0} = Q \cdot \frac{4,90^2}{2} \cdot 0,0763 \left(\frac{1,55}{4,90} - \frac{1,55^2}{4,90^2} \right) 2 = 0,3963 Q, \quad \delta_{b0} = \delta_{c0} = 0.$$

Überzahlige X_a, X_c

$$X_a = \frac{M_a + M_b}{2} = \frac{0,3963 Q}{12,2672 - \frac{36,5915^2}{152,3260}} = \frac{0,3963}{3,4773} Q = 0,114 Q \text{ mt,}$$

$$X_b = \frac{M_a - M_b}{2} = 0, \quad X_c = N_c = -\frac{0,3963 \cdot (-36,5915) Q}{12,2672 \cdot 152,3260 - 36,5915^2} = +0,0274 Q t.$$

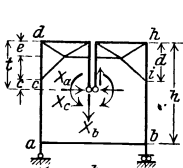


Abb. 268.

β) Lösung z: Verwendung des Schwerpunktes der elastischen Kräfte im Abstand t vom Obergurt des Gitterriegels (Abb. 268).

Die statisch unbestimmten Schnittkräfte sind die Gelenkkraft im Knoten F und die Stabkraft im Stabe s . Sie werden durch eine äquivalente Kraftgruppe mit 0 als Angriffspunkt ersetzt. Sie besteht aus den beiden Kräften X_a, X_b und dem Versetzungsmoment X_c .

Vorzahlen und überzahlige Größen: Durch Symmetrie des Tragerkes ist $\delta_{ab} = \delta_{bc} = 0$. Die Bedingung $\delta_{ac} = 0$ kann durch geeignete Wahl des Parameters t erfüllt werden. In diesem Falle ist

$$\sum \int_0^s M_a M_c \frac{J_c}{J} ds + J_c \sum S_a S_c \frac{s}{F} = 0;$$

hierbei ist

$$J_c = J_h,$$

$$\frac{1}{2} \sum \int_0^s M_a M_c \frac{J_c}{J} ds = \frac{cd}{3} + c(h-d) - \frac{(c+h-t)(h-d)}{2} - \frac{(h-t)t}{2} \frac{J_h}{J_l} = 4,5230 t - 17,4810.$$

$$\frac{1}{2} \sum S_a S_c k = 36,61 \frac{t}{e} - 19,1 = 0,864 t - 19,1 \text{ in } t^3 \text{ cm}^{-1},$$

$$\sum \int_0^s M_a M_c \frac{J_c}{J} ds + J_c \sum S_a S_c \frac{s}{F} = 100^3 (4,5230 t - 17,4810) + 20170 (0,864 t - 19,1) = 0, \\ t = \frac{178655}{626,30} = 285 \text{ cm.}$$

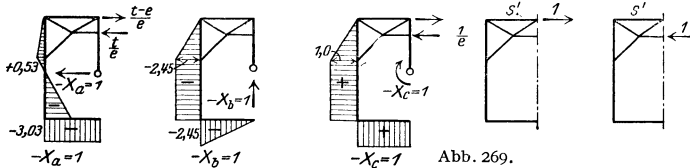


Abb. 269.

Hauptsystem und Kräftebilder für die Belastungszustände:
 $-X_a = 1; -X_b = 1; -X_c = 1.$

Der Anteil des Fachwerkriegels $J_c \sum S_a S_c \frac{s}{F}$ ergibt sich aus der folgenden Tabelle:

Stab Nr.	S'	S''	s cm	F cm ²	$k = \frac{s}{F}$	S_c	S_a		$S_a S_c$	$S_a S_c k$
							$S' \frac{t-e}{e}$	$S'' \frac{t}{e}$		
1	0	-1	85	30,2	2,82	-2,36	0	$-1 \frac{t}{e}$	$+2,36 \frac{t}{e}$	$6,65 \frac{t}{e}$
2	0	0	95	30,2	3,14	0	0	0	0	0
3	+1	0	245	30,2	8,10	+2,36	$1 \cdot \frac{t-e}{e}$	0	$+2,36 \frac{t-e}{e}$	$19,1 \frac{t-e}{e}$
4	0	-0,85	166	30,2	5,50	-2,00	0	$-0,85 \frac{t}{e}$	$+1,70 \frac{t}{e}$	$9,35 \frac{t}{e}$
5	0	-0,284	248	30,2	8,20	-0,67	0	$-0,284 \frac{t}{e}$	$+0,184 \frac{t}{e}$	$1,51 \frac{t}{e}$
6	wird mit Rücksicht auf die Größe des Querschnitts vernachlässigt									

Die überzähligen Größen sind nun

$$X_a = \frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}}; \quad X_b = \frac{\delta_{b0}}{\delta_{bb}}; \quad X_c = \frac{\delta_{c0}}{\delta_{cc}}.$$

Den Anteil des Fachwerkkriegels an der Größe der Formänderung liefert die folgende Tabelle.

Stab Nr.	S'	S''	S _a	S _b	S _c	$k = \frac{s}{F}$	S _a ² · k	S _b ² · k	S _c ² · k
1	0	-1	-6,72	0	-2,36	2,82	127,3	0	15,7
2	0	0	0	+2,24	0	3,44	0	15,76	0
3	-1	0	+5,72	-2,05	+2,36	8,10	265,0	34,10	45,1
4	0	-0,85	-5,71	+1,03	-2,00	5,50	179,2	5,84	22,0
5	0	-0,284	-1,91	+1,64	-0,67	8,20	30,0	22,05	3,68
6	wird vernachlässigt								
							601,5	77,75	86,48

Dann ist

$$\delta_{aa} = \sum \int M_a^2 \frac{J_c}{J} ds + J_c \sum S_a^2 k = 2 \left[\frac{0,53^2 \cdot 2,85}{3} + \frac{3,03^2}{3} + \frac{3,03^2 \cdot 2,45}{J_l} J_c \right] + \frac{2 \cdot 20170 \cdot 601,5}{100^3} = 46,749800 \text{ t}^2 \text{ m}^3,$$

$$\delta_{bb} = 2 \left[\frac{2,45^2 \cdot 2,32}{3} + 2,45^2 \cdot 3,56 + \frac{2,45^2}{3} \frac{J_c}{J_l} \right] + \frac{2 \cdot 77,75 \cdot 20170}{100^3} = 55,904 \text{ t}^2 \text{ m}^3,$$

$$\delta_{cc} = 2 \left[\frac{1 \cdot 2,32}{3} + 1 \cdot 3,56 + \frac{1 \cdot 2,45}{J_l} J_c \right] + \frac{2 \cdot 86,48 \cdot 20170}{100^3} = 12,524 \text{ t}^2 \text{ m}^3.$$

b) Der geschlossene symmetrische Rahmen.

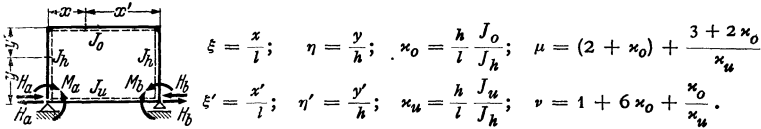


Abb. 270.

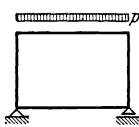


Abb. 271.

$$\left. \begin{aligned} H_{a,b} &= \frac{pl}{4} \frac{l}{h} \frac{1 + \kappa_u}{\mu \kappa_u} \\ M_{a,b} &= \frac{pl^2}{12 \mu} \\ M_{c,d} &= -\frac{pl^2}{12} \frac{3 + 2 \kappa_u}{\mu \kappa_u} \end{aligned} \right\} \quad (379)$$

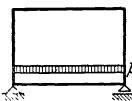


Abb. 272.

$$\left. \begin{aligned} H_{a,b} &= \frac{pl}{4} \frac{l}{h} \frac{1 + \kappa_o}{\mu \kappa_u} \\ M_{a,b} &= \frac{pl^2}{12} \frac{3 + 2 \kappa_o}{\mu \kappa_u} \\ M_{c,d} &= -\frac{pl^2}{12 \mu} \frac{\kappa_o}{\kappa_u} \end{aligned} \right\} \quad (380)$$

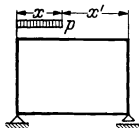


Abb. 273.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= 3 \xi^2 - 2 \xi^3 \\ H_{a,b} &= \frac{pl}{4} \frac{l}{h} \frac{1 + \kappa_u}{\mu \kappa_u} \Phi; \quad M_{a,b} = \frac{pl^2}{4} \left(\frac{1}{3\mu} \Phi \mp \frac{1}{\nu} \omega_{it}^2 \right) \\ M_{c,d} &= -\frac{pl^2}{4} \left(\frac{3 + 2 \kappa_u}{3 \mu \kappa_u} \Phi \pm \frac{1}{\nu} \omega_{it}^2 \right) \\ \kappa &= \frac{l}{2}; \quad \Phi = \frac{1}{2}; \quad m_n^2 = \frac{1}{16} \end{aligned} \right\} \quad (381)$$

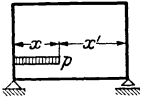


Abb. 274.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= 3 \xi^2 - 2 \xi^3; \quad H_{a,b} = \frac{\rho l}{4} \frac{l}{h} \frac{1 + \kappa_o}{\mu \kappa_u} \Phi \\ M_{a,b} &= \frac{\rho l^2}{4} \left(\frac{3 + 2 \kappa_o}{3 \mu \kappa_u} \pm \frac{\kappa_o}{\kappa_u} \frac{1}{\nu} \omega_{R'}^2 \right); \\ M_{c,d} &= -\frac{\rho l^2}{4} \frac{\kappa_o}{\kappa_u} \left(\frac{1}{3 \mu} \Phi \mp \frac{1}{\nu} \omega_{R'}^2 \right) \\ \kappa &= \frac{l}{2}; \quad \Phi = \frac{1}{2}; \quad \omega_{R'}^2 = \frac{1}{16}. \end{aligned} \right\} \quad (382)$$

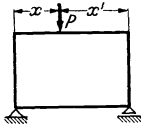


Abb. 275.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1 - 2 \xi}{\nu} \\ H_{a,b} &= \frac{3}{2} \frac{Pl}{h} \frac{1 + \kappa_u}{\mu \kappa_u} \omega_{R'} \\ M_{a,b} &= \frac{Pl}{2} \omega_{R'} \left[\frac{1}{\mu} \mp \Phi \right]; \\ M_{c,d} &= -\frac{Pl}{2} \omega_{R'} \left[\frac{3 + 2 \kappa_u}{\mu \kappa_u} \pm \Phi \right]. \end{aligned} \right\} \quad (383)$$

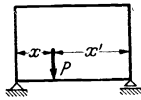


Abb. 276.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1 - 2 \xi}{\nu} \frac{\kappa_o}{\kappa_u} \\ H_{a,b} &= \frac{3}{2} \frac{Pl}{h} \frac{1 + \kappa_o}{\mu \kappa_u} \omega_{R'}; \\ M_{a,b} &= \frac{Pl}{2} \omega_{R'} \left[\frac{3 + 2 \kappa_o}{\mu \kappa_u} \pm \Phi \right] \\ M_{c,d} &= -\frac{Pl}{2} \omega_{R'} \left[\frac{\kappa_o}{\mu \kappa_u} \mp \Phi \right]. \end{aligned} \right\} \quad (384)$$

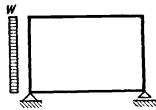


Abb. 277.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\kappa_o}{\kappa_u} \frac{1 + 2 \kappa_u}{\nu} \\ H_{a,b} &= \frac{wh}{4} \left\{ \left[1 + \frac{1}{2 \mu} \frac{\kappa_u - \kappa_o}{\kappa_u} \right] \mp 2 \right\}; \\ M_{a,b} &= -\frac{wh^2}{4} \left[\frac{3 + \kappa_o}{6 \mu} \pm (1 - \Phi) \right] \\ M_{c,d} &= -\frac{wh^2}{4} \left[\frac{\kappa_o}{\kappa_u} \frac{3 + \kappa_u}{6 \mu} \mp \Phi \right]. \end{aligned} \right\} \quad (385)$$

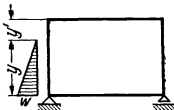


Abb. 278.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{5}{\nu} \frac{\kappa_o}{\kappa_u} (2 + 3 \eta \kappa_u) \\ H_{a,b} &= \frac{wh}{120} \eta \left\{ \frac{\eta}{\mu} \left[10 \left(\frac{\kappa_o}{\kappa_u} - \kappa_o - 2 \right) + 15 \eta (1 + \kappa_o) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - 3 \eta^2 \left(1 + 2 \kappa_o + \frac{\kappa_o}{\kappa_u} \right) \right] + 10 \eta - 30 \mp 30 \right\} \\ M_{a,b} &= -\frac{wh^2}{120} \eta^2 \left\{ \frac{1}{\mu} \left[10 (2 + \kappa_o) - 5 \eta (3 + 2 \kappa_o) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + 3 \eta^2 (1 + \kappa_o) \right] \pm (10 - \Phi) \right\} \\ M_{c,d} &= -\frac{wh^2}{120} \eta^2 \left\{ \frac{\kappa_o}{\mu \kappa_u} \left[10 + 5 \eta \kappa_u \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - 3 \eta^2 (1 + \kappa_u) \right] \mp \Phi \right\}. \end{aligned} \right\} \quad (386)$$

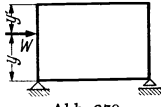


Abb. 279.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{\eta}{\nu} \frac{\alpha_0}{\alpha_u} (1 + 3 \eta \alpha_u) \\ H_{a,b} &= \frac{W}{2} \left\{ \frac{1}{\mu} \left[(1 + \alpha_u) \frac{\alpha_0}{\alpha_u} \omega_{II} - (1 + \alpha_0) \omega'_{II} \right] + \eta - 1 \mp 1 \right\} \\ M_{a,b} &= -\frac{W h}{2} \left\{ \frac{1}{\mu} \left[(1 + \alpha_0) \omega'_{II} - \alpha_0 \omega_{II} \right] \pm (\eta - \Phi) \right\} \\ M_{c,d} &= -\frac{W h}{2} \left\{ \frac{\alpha_0}{\mu \alpha_u} \left[(1 + \alpha_u) \omega_{II} - \alpha_u \omega_{II} \right] \mp \Phi \right\}. \end{aligned} \right\} \quad (387)$$

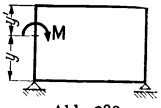


Abb. 280.

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{1}{\nu} \frac{\alpha_0}{\alpha_u} (1 + 6 \eta \alpha_u), w_M = 3\eta^2 - 1, w'_M = 3\eta'^2 - 1 \\ H_{a,b} &= -\frac{M}{2h} \left\{ \frac{1}{\mu} \left[(1 + \alpha_0) \omega'_M + \alpha_0 \frac{1 + \alpha_u}{\alpha_u} \omega_M \right] - 1 \right\} \\ M_{a,b} &= -\frac{M}{2} \left\{ \frac{1}{3\mu} \left[(3 + 2\alpha_0) \omega'_M + \alpha_0 \omega_M \right] \pm (1 - \Phi) \right\} \\ M_{h,k} &= \frac{M}{2} \left\{ \frac{\alpha_0}{3\mu \alpha_u} \left[(3 + 2\alpha_u) \omega_M + \alpha_u \omega'_M \right] \pm \Phi \right\}. \end{aligned} \right\} \quad (388)$$

c) Behälterrahmen unter Innendruck p .

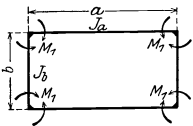


Abb. 281.

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{a} &= \beta, \quad \frac{b'}{a'} = \beta', \\ M_1 &= \frac{p a^2}{12} \frac{1 + \beta^2 \beta'}{1 + \beta'} \end{aligned} \right\} \quad (389)$$

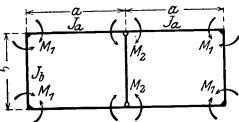


Abb. 282.

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{p a^2}{12} \frac{1 + 2 \beta^2 \beta'}{1 + 2 \beta'}, \\ M_2 &= \frac{p a^2}{12} \frac{1 + 3 \beta' - \beta^2 \beta'}{1 + 2 \beta'}. \end{aligned} \right\} \quad (390)$$

d) Kreisring (Abb. 283).

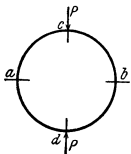


Abb. 283.

$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= -0,182 P r, & N_a = N_b &= -\frac{P}{2}, \\ M_c = M_d &= +0,318 P r, & N_c = N_d &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (391)$$

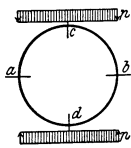


Abb. 284.

$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= -\frac{p r^2}{4}, & N_a = N_b &= -p r, \\ M_c = M_d &= +\frac{p r^2}{4}, & N_c = N_d &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (392)$$

17. Versteifte Stabketten.

Die Stabkette wird im Bauwesen in hängender oder in gestützter Stellung verwendet. Sie zählt bei r freien Knoten ($r + 1$) Stäbe und besitzt dann $(r - 1)$ Freiheitsgrade. Um derartige Ketten auch zur Übertragung beliebiger Gruppen

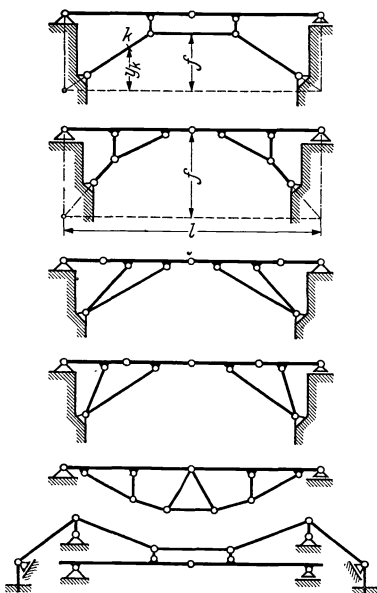


Abb. 285.

von Einzellasten verwenden zu können, ist eine Aussteifung durch Scheiben nötig, die aus biegeungssteifen Stäben oder Fachwerk bestehen und Balken- oder Bogenträger mit statisch bestimmter oder statisch unbestimmter Stützung bilden können. Die Aussteifung liegt über oder unter der Stabkette, deren Längskraft entweder an besonderen Widerlagern oder an die aussteifenden Scheiben abgegeben werden kann (Abb. 285). Die unterspannten Balken, die Hänge- und Sprengwerke des Bauwesens sind Beispiele für die Bedeutung der versteiften Stabketten (Abb. 285).

a) Versteifung durch einen statisch bestimmten Balkenträger (Abbildung 286). Das Tragwerk ist dann einfach statisch unbestimmt. Als überzählige Größe dient die waagerechte Projektion H der Längskraft der Kettenstäbe. Diese ist bei lotrechten Hängestangen konstant. Der Belastungszustand des Hauptsystems durch $-X_1 = 1t$ erzeugt Längskräfte und Biegemomente, die Belastung Φ dagegen nur Schnittkräfte im Versteifungsträger (Abb. 287 bis 290).

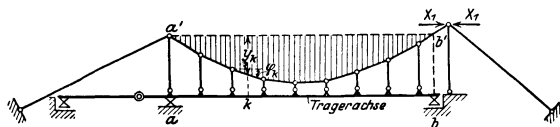


Abb. 286.



Abb. 287.

Abb. 288.

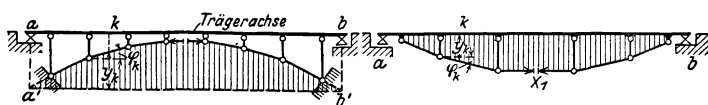


Abb. 289.

Abb. 290.

Vorzahl und Belastungszahl:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \int_0^l y^2 ds' + \frac{J_c}{F_c} \sum S_i^2 s_i^*, \\ \delta_{12} &= \int_0^l M_0 y ds' + E J_c \left[\sum S_1 \alpha_t t s + \int \frac{\alpha \Delta t}{h} y ds \right]. \end{aligned} \right\} \quad (393)$$

Einflußlinie der Überzähligen:

$$X_1 \delta_{11} = \delta_{m1}, \quad \frac{d^2 \delta_{m1}}{dx^2} = -\gamma \frac{J_c}{J} = -w \quad [\text{Entwicklung nach I, 27}].$$

Schnittkräfte:

$$\left. \begin{aligned} M_k &= M_{k0} - X_1 \gamma_k \\ Q_k &= Q_{k0} - X_1 \operatorname{tg} \varphi_k. \end{aligned} \right\} \quad (394)$$

Einflußlinien der Schnittkräfte:

$$\left. \begin{aligned} Q_k &= (Q_{k0} \operatorname{ctg} \varphi_k - X_1) \operatorname{tg} \varphi_k. \\ M_k &= \gamma_k \left(\frac{M_{k0}}{\gamma_k} - X_1 \right). \end{aligned} \right\} \quad (395)$$

b) Anordnung eines Mittgelenkes im Versteifungsträger. Die Untersuchung ist bei Anordnung eines Mittgelenkes in c nach Abb. 291 statisch bestimmt. Die Scheibenkette besitzt in diesem Falle einen Freiheitsgrad.

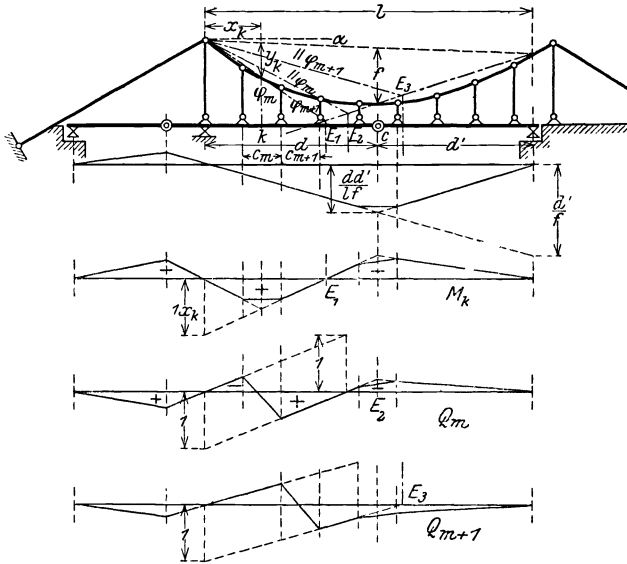


Abb. 291.

Stütz- und Schnittkräfte:

$$\left. \begin{aligned} A' &= \frac{1}{l} \sum P_m a'_m, \quad B' = \frac{1}{l} \sum P_m a_m, \quad H = M_0 c/f, \\ M_k &= M_{0k} - H \gamma_k = H \left(\frac{M_{0k}}{H} - \gamma_k \right), \end{aligned} \right\} \quad (396)$$

zur Abbildung der Biegemomente im Versteifungsbalken.

Einflußlinien:

$$M_k = M_{0k} - H \gamma_k \quad (397)$$

mit $B'/H = f/d'$ und $A'/H = \gamma_k$ als geometrischen Bedingungen für die Lage der Lastscheide E .

$$Q_k = Q_{0k} - H \frac{\sin(\varphi_k - \alpha)}{\cos \varphi_k \cdot \cos \alpha} \quad (398)$$

mit $B'/H = f/l$ und $A'/H = \sin(\varphi_k - \alpha)/\sin(90 - \alpha)$ als geometrischen Bedingungen für die Lage der Lastscheide E .

Baustoffe und ihre Eigenschaften.

Von

OTTO GRAF,

o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Wer technisch und wirtschaftlich zweckmäßig bauen will, muß beim Entwurf des Bauwerks zunächst klarstellen, wie lange das Bauwerk im Gebrauch sein soll, welche Beanspruchungen auftreten, welche Tragfähigkeit nötig ist usw., auch welche Erfordernisse für das Aussehen des Bauwerks bestehen, damit die geeigneten Werkstoffe vor Baubeginn gewählt und bestimmt werden können. Zu dieser Entscheidung gehört eine weitgehende Kenntnis der Eigenschaften der Baustoffe.

I. Die Bauhölzer.

A. Die meist verwendeten Hölzer.

Deutsche Bauhölzer sind vor allem Tanne (Weißtanne), Fichte (Rottanne), Kiefer und Lärche. Zu Treppen, Fußböden und dgl. sind Eiche und Buche besonders geeignet. Für den Leichtbau kommen vornehmlich Buche, Esche und Birke in Betracht. Für den Innenausbau können alle deutschen Hölzer benutzt werden (außer den genannten auch Ulme, Ahorn u. a. m.).

B. Unterscheidung der Hölzer.

Das Holzgefüge, die Farbe des Holzes, der Wuchs des Stammes und der Äste, die Rinde, das Blatt und die Nadeln geben die Merkmale der Holzarten¹. Der Techniker unterscheidet nach dem Aufbau des Holzes (Jahringbreite, Anteil des Spätholzes, Beschaffenheit des Frühholzes), nach der Festigkeit der Hölzer, nach der Bearbeitbarkeit, nach dem Aussehen und nach dem Wuchs im ganzen (also u. a. nach der Ästigkeit), auch nach der Haltbarkeit der Hölzer unter den jeweils obwaltenden Verhältnissen.

Einige Beispiele sollen die Mannigfaltigkeit der Eigenschaften der Hölzer andeuten.

Sehr weitringige Tannen- und Kiefernholz (Nadelholz) haben verhältnismäßig weniger Spätholz als solche mit engeren Jahringen; sie sind weniger fest, leichter zu bearbeiten usw. Buchenholz (Laubholz) ist mit breiten Jahresringen meist erheblich widerstandsfähiger als mit schmalen. Geradfaserige, astarme Hölzer sind technisch viel wertvoller als krumm gewachsene, stark ästige usw. Gutes Kiefernholz widersteht den Angriffen durch die Witterung länger als Buchenholz.

Näheres wird in den folgenden Abschnitten zahlenmäßig dargelegt.

¹ Unterlagen für die Bestimmung und für die Auswahl der Holzarten finden sich u. a. bei WIESNER: Die Rohstoffe des Pflanzenreiches, 4. Aufl., Bd. 2. Leipzig 1928, ferner bei HAYWARD, WOOD, LUMBER and TIMBERS: New York 1930, auch im Wood Handbook, bearbeitet im Forest Products Laboratory in Madison, herausgeg. vom United States Department of Agriculture. Washington 1935. Vgl. auch TRENDELENBURG: Das Holz als Rohstoff. München 1939.

C. Gefüge der Hölzer.

Im Querschnitt der Baumstämme sind die Jahrringe meist deutlich erkennbar. Jeder Ring des deutschen Holzes ist in der Regel in einem Jahr gewachsen. Abb. 1 zeigt das Grenzgebiet von zwei Jahresringen von Kiefernholz bei starker Vergrößerung. Der Ring beginnt mit weiten, dünnwandigen Zellen, bei gewöhnlicher Betrachtung hell erscheinend (Frühholz); er endet mit dunkel erscheinenden, weil engen und dickwandigen Zellen (Spätholz).

Nach Abb. 1 ist ohne weiteres zu erwarten, daß die Hölzer unter sonst gleichen Verhältnissen mit Zunahme des Anteils des Spätholzes tragfähiger und schwerer zu bearbeiten sind.

Abb. 1 ist kennzeichnend für die Nadelhölzer. Bei den Laubhölzern unterscheidet man ringporige nach Abb. 2 (Eschenholz) und zerstreutporige nach Abb. 3 (Buchenholz); mit wachsendem Anteil der weiten Poren geht die Tragfähigkeit zurück.

Die Abb. 1 bis 3 zeigen außer den bis jetzt erwähnten Zellen, die als Röhren gleichlaufend der Stammachse liegen, noch Markstrahlen *m*, die vom Stammkern radial nach außen verlaufen. Die Zahl und die Dicke der Markstrahlen beeinflussen den Widerstand der Hölzer quer zur Stammachse.

Die Breite der Jahresringe ist in jedem Stamm und noch mehr von Stamm zu Stamm sehr verschieden. Nach statistischen Aufzeichnungen beträgt die Ringbreite von Kiefer, welche ein besonders hohes Gewicht besitzt, etwa 1 bis 2 mm¹. Es ist aber nicht angängig, Hölzer mit engeren und weiteren Ringen

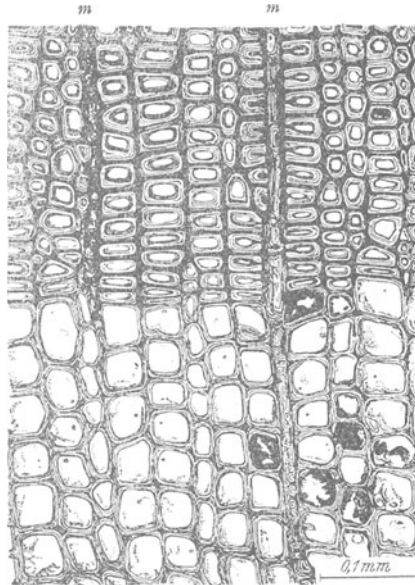


Abb. 1.

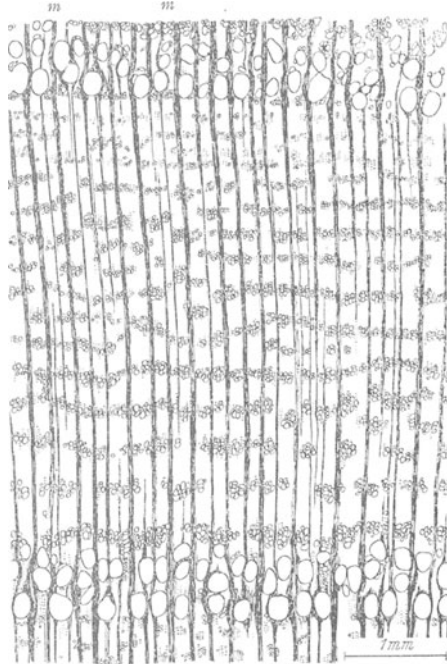


Abb. 2.

¹ Vgl. u. a. TRENDLENBURG: Z. VDI 79 (1935) S. 88 u. 89.

als geringerwertig zu bezeichnen, weil die Festigkeit nur bei sehr schmalen und bei außerordentlich breiten Jahresringen allgemein kleiner ist, im übrigen mit der Ringbreite oft nur wenig veränderlich scheint¹.

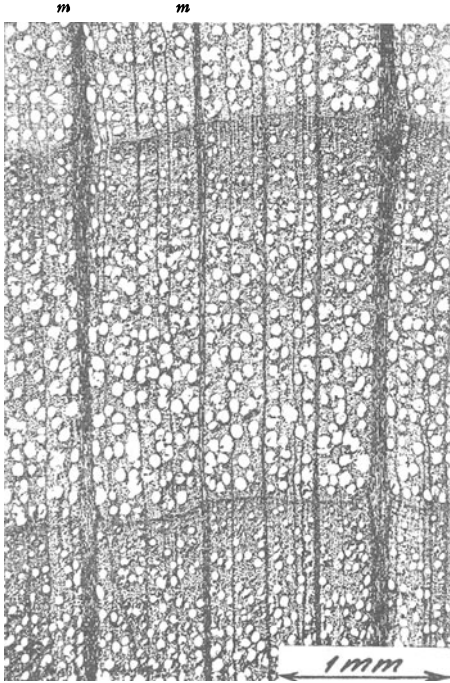


Abb. 3.

Feuchtigkeitsgehalt ab, bis der Feuchtigkeitsgehalt rd. 25 bis 30% beträgt². Mit diesem Feuchtigkeitsgehalt sind die Holzfasern mit Wasser gesättigt; weiter

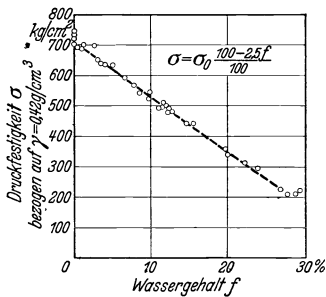


Abb. 4.

Department of Agriculture. Washington 1935, sowie TRENDLEBURG: Das Holz als Rohstoff. München 1939 u. a. S. 282.

² Abb. 4 ist aus Versuchen von SCHLYTER entnommen. Eigene Versuche zeigen, daß die Gesetzmäßigkeit nach Abb. 4 nur dem Sinne nach allgemein anzuwenden ist; der Minderungsfaktor, in Abb. 4 mit 2,5 ermittelt, kann auch größer sein (etwa bis 3,1).

D. Festigkeit der Hölzer.

Die Prüfung auf Festigkeit geschieht hauptsächlich durch Druck-, Zug- und Biegebelastung, auch durch Scherung (für Bauhölzer im allgemeinen), dann durch Schlag (für Geräteholz), durch Spalten (für die Beurteilung ausländischer Hölzer wertvoll) und durch Abnutzung (Holz für Fußböden, Treppen usw.).

Die Festigkeit der Hölzer ist in hohem Maß vom Feuchtigkeitsgehalt des Werkstoffes abhängig, ferner von der Dichte der Hölzer, außerdem von der Lage der Kraftrichtung zur Faserrichtung, damit auch von dem Faserlauf und von der Ästigkeit der Hölzer.

1. Druckfestigkeit. Die Veränderlichkeit der Druckfestigkeit von Nadelholz mit dessen Feuchtigkeitsgehalt ist aus Abb. 4 ersichtlich. Die Druckfestigkeit nimmt hiernach mit wachsendem Feuchtigkeitsgehalt ab, bis der Feuchtigkeitsgehalt rd. 25 bis 30% beträgt². Mit diesem Feuchtigkeitsgehalt sind die Holzfasern mit Wasser gesättigt; weiter aufgenommenes Wasser liegt in den Hohlräumen der Hölzer und beeinflußt die Festigkeit der Hölzer nicht. Das natürlich getrocknete Holz behält die Eigenschaft, Wasser aufzunehmen oder abzugeben. Deshalb ist auch die Festigkeit der Hölzer von den Bedingungen abhängig, welche jeweils für den Feuchtigkeitsgehalt der Hölzer maßgebend sind.

Sodann ist wichtig, daß die Druckfestigkeit — jede Holzart für sich betrachtet — in einfacher Beziehung zum Gewicht der Hölzer steht. Beispielsweise zeigt Abb. 5 für Fichtenholz mit $f = 10$ bis 24% Feuchtigkeit, daß die

¹ Vgl. auch MARKWARDT u. WILSON: Strength and related Properties of Woods grown in the United States, Technical Bulletin 479 of the United States

Druckfestigkeit stets mit dem Raumgewicht wächst. Abb. 6 gibt für Kiefernholz, Abb. 7 für Buchenholz in einfacher Weise an, wie die Festigkeit mit dem Raumgewicht steigt¹.

Von großer praktischer Bedeutung ist die Abhängigkeit der Festigkeit von der Lage der Kraft- richtung zur Faserrichtung. Schon Abb. 1 bis 3 deuten an, daß die Widerstandsfähigkeit des Holzes in hohem Maß von der Richtung abhängig sein muß, in welcher die Beanspruchung stattfindet, weil das Holz ein Röhrenbündel ist. Abb. 8 gültig für Tannenholz, gibt hierzu in dem gestrichelten Linienzug Aufschluß. Bei 15° Neigung der Kraft- richtung gegen die Fasern wurde die Druckfestigkeit zu rd. $\frac{7}{10}$, bei 45° zu rd. $\frac{1}{4}$ der Druckfestigkeit ermittelt, die sich bei Belastung gleichlaufend der Stammachse ein- stellte².

Erfolgt die Druckbelastung gleichlaufend den Fasern, so tritt an der Grenze der Widerstandsfähigkeit in der Regel örtliches Ausknicken auf.

Bei Belastung quer zur Faser kann meist von einer eigentlichen Druck- festigkeit nicht gesprochen werden. Nach Erreichen einer gewissen Last wächst die Zusammendrückung so rasch, daß damit die Verwendbarkeit zu Bauteilen begrenzt erscheint; bei Belastung quer zur Faser ist also die Größe der Formänderung für die Größe der zulässigen Anstren- gung maßgebend.

Aste, Verwachsungen usw. sind von Unregelmäßigkeiten im Ver- lauf der Fasern begleitet. Nach dem zu Abb. 8 Gesagten dürfte ohne weiteres verständlich sein, daß die Widerstandsfähigkeit des gesägten Holzes gleichlaufend zur Stammachse beim Vorhandensein von Ästen, Ver- wachsungen u. dgl. geringer ist als bei astfreiem, geradwüchsigem Holz sonst gleicher Beschaffenheit.

Diese Verhältnisse bringen die Forderung, bei Angabe der Festig- keiten der Hölzer stets zu bemerken, ob es sich um astfreies, gerad- faseriges Holz oder um Holz mit bestimmten anderen Eigenschaften handelt. Beispielsweise wissen wir vom deutschen Kiefernholz, daß astfreies, geradfaseriges Holz mit rd. 20 % Wassergehalt im Mittel die Druckfestigkeit etwa zu rd. 300 kg/cm² liefert. Wenn jedoch solches Holz mit dem im Hochbau üblichen Maß astig ist, dazu die Fasern stellenweise erheblich geneigt zur Stab-

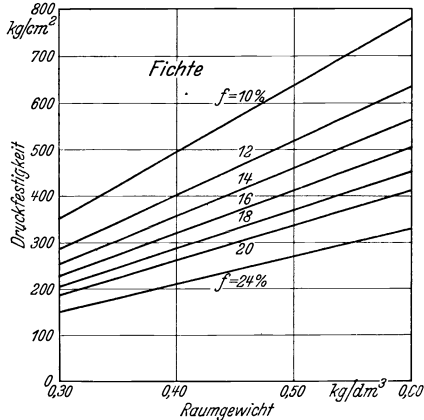


Abb. 5.

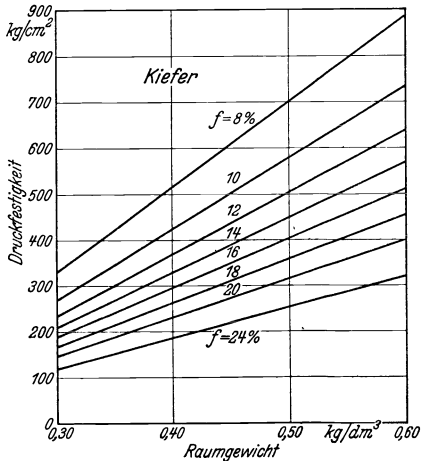


Abb. 6.

¹ Nach der Dissertation von RUDOLF SEEGER, Stuttgart 1936, zusammengestellt von KARL EGNER.

² Ferner: Bauing. 11 (1930) S. 277.

richtung verlaufen, so wird die Druckfestigkeit kleiner; die Druckfestigkeit geht dabei in Hölzern, wie sie praktisch zur Zeit noch verwendet und ange-troffen werden, erheblich unter rd. 200 kg/cm² zurück.

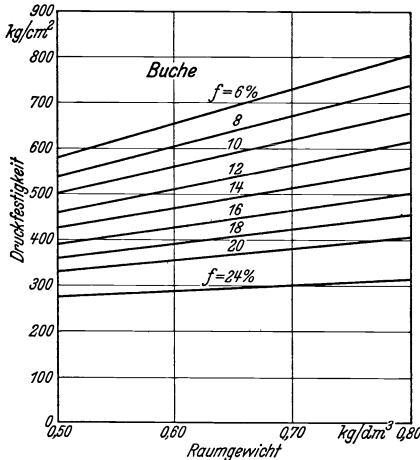


Abb. 7.

das $3\frac{1}{2}$ -fache derjenigen betragen, die bei 180 mm breiter Lastfläche anzuwenden war; bei der letzteren erreichte die Pressung das Doppelte der Belastung, die zu gleicher Zusammendrückung eines Holzwürfels quer zur Faser nötig war.

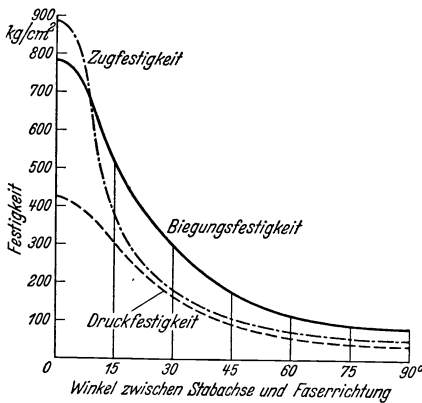


Abb. 8.

Die Zugfestigkeit der gerade gewachsenen Hölzer ist bedeutend größer als die Druckfestigkeit³; doch ist von Baugliedern aus trockenem Nadelholz — auch beim Vorhandensein kleiner Äste — nicht vorauszusetzen, daß die Zugfestigkeit

Für den Holzhausbau kommt in Europa nur astiges Holz zur Verwendung. Demgemäß sind bei der Beurteilung der Widerstandsfähigkeit der Bauelemente auch die Festigkeiten des astigen, nicht immer geradfaserigen Holzes maßgebend; auch die zulässigen Anstrengungen der Bauhölzer müssen auf eine zugehörige zulässige Ästigkeit und auf eine zulässige Abweichung des Faserverlaufs von der Stabachse abgestimmt sein¹.

Hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit von Sattelhölzern (bei Stempelbelastung u. dgl.) ergaben Versuche, daß eine weitgehende Teilnahme des Nachbarholzes in der Faserrichtung² stattfindet. Um gleiche Zusammendrückung des Holzes hervorzurufen, mußte die Pressung auf die Einheit der Lastfläche bei 14 mm breiten Lastflächen

2. Zugfestigkeit. Die Größe der Zugfestigkeit der Hölzer ist noch nicht so umfassend erforscht wie die Größe der Druckfestigkeit. Der Einfluß der Feuchtigkeit ist im praktischen Bereich bei der Zugfestigkeit viel weniger ausgeprägt als bei der Druckfestigkeit. Dagegen ist die Zugfestigkeit von der Lage der Krafrichtung zur Faserrichtung mehr abhängig als die Druckfestigkeit. Im Falle der Abb. 8 ist die Zugfestigkeit bei 15° Neigung der Krafrichtung gegen die Fasern zu weniger als der Hälfte der Zugfestigkeit ermittelt worden, die bei gerade gewachsenem Holz gleichlaufend der Stammachse auftrat. Äste, Verwachsungen usw. sind deshalb für die Zugfestigkeit von besonders großer Bedeutung.

¹ Heft 19 der Schriftenreihe „Vom Wirtschaftlichen Bauen“, 1937.

² Bauing. 2 (1921) S. 498; ferner 10 (1929) S. 438.

³ Vgl. u. a. BAUMANN-LANG: Das Holz als Baustoff, 2. Aufl., S. 33. Berlin 1927.

im Bereich der Laschenverbindungen usw. über 250 kg/cm^2 liegt; oft wird sie kleiner sein¹.

3. Biegefestigkeit. Hier gilt sinngemäß das unter 1. und 2. Gesagte. Da die Druckfestigkeit kleiner ist als die Zugfestigkeit, muß das Holz im Balken zuerst auf der Druckseite nachgeben. Dabei treten örtliche Ausbiegungen der gedrückten Röhrenbündel auf; die Nachgiebigkeit des Holzes der Druckzone wird damit viel größer, die Nulllinie des Balkens wandert infolgedessen gegen die Zugseite, die Einsenkung wächst rasch; schließlich bricht das Holz in der Zugzone. Mit dem beschriebenen Vorgang wird die Verteilung der inneren Kräfte erheblich anders, als die gewöhnliche Rechnung voraussetzt; die in üblicher Weise berechnete Biegefestigkeit wird größer als die Druckfestigkeit und kleiner als die Zugfestigkeit.

4. Scherfestigkeit. Die Scherfestigkeit wird an Körpern nach Abb. 9 ermittelt. Dabei handelt es sich stets um Proben, bei denen die Kraft gleichlaufend oder nahezu gleichlaufend den Fasern übertragen wird. Quer zur Faser gibt es keine Scherfestigkeit; bei Belastung der Hölzer quer zur Faser ist praktisch der Druckwiderstand maßgebend

Die Scherfestigkeit von deutschem Bauholz beträgt für Körper nach Abb. 9 rd. 50 bis 120 kg/cm^2 . Die Größe ist vornehmlich vom Feuchtigkeitsgehalt abhängig. Die Scherfestigkeit ist in Flächen, die tangential zum Stammquerschnitt liegen, kleiner als in radial gelegenen Flächen; sie wird am höchsten, wenn die Scherfläche die Jahresringe unter 45° schneidet. Mit Steigerung des Raumgewichts wächst die Scherfestigkeit², jedoch verhältnismäßig viel weniger als die Druckfestigkeit. Bei Übertragung der angegebenen Zahlen auf praktische Verhältnisse ist weiter zu beachten, daß mit größeren Abmessungen kleinere Scherfestigkeiten auftreten und daß bei Holzverbindungen stets Kräfte quer zur Scherrichtung wirken. Der Verfasser empfiehlt, den zulässigen Scherwiderstand in großen Holzverbindungen aus Nadelholz zu nicht mehr als 9 kg/cm^2 anzunehmen. Wenn es sich um oftmals wiederholte Belastungen handelt, sind noch kleinere Werte angezeigt³.

5. Schlagbiegefestigkeit. Die Schlagbiegefestigkeit wird als die Arbeit ermittelt, welche zum Brechen eines Stabes nach DIN DVM 2188 nötig ist. Diese Schlagbiegefestigkeit liegt in weiten Grenzen, z. B. für deutsches Kiefernholz zwischen 0,1 und rd. $1,5 \text{ kg/cm}^2$; sie wurde bei rd. 16% Feuchtigkeit höher ermittelt als bei 9% und bei 24% Feuchtigkeit. Brauchbare Beziehungen der Schlagbiegefestigkeit zur gewöhnlichen Biegefestigkeit oder Zugfestigkeit liegen bis jetzt nicht vor⁴.

6. Spaltfestigkeit. Über die Spaltfestigkeit der Hölzer vgl. Sroy: Z. VDI 79 (1935) S. 1443.

7. Abnutzung. Die Prüfung geschieht zur Zeit meist durch fortlaufendes Abschleifen oder durch Beanspruchung mit dem Sandstrahl; beide Verfahren sind unvollkommen⁵.

Mit Zunahme des Anteils des Spätholzes und damit des Gewichts der Hölzer steigt der Abnutzwiderstand bei den Holzarten. Der Widerstand ist am größten auf den Stirnflächen; bei Beanspruchung quer zur Faser ist der Widerstand am größten, wenn die Jahresringe an der Tragfläche senkrecht oder nur wenig davon abweichend auslaufen⁶. Deshalb sind Fußbodenbretter mit sog. stehenden

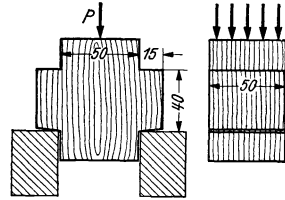


Abb. 9.

¹ Vgl. Heft 20, 22 u. 24 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen. Berlin 1938 u. 1939.

² Vgl. Dissertation EHRMANN. Stuttgart 1936.

³ Vgl. GRAF u. EGNER: Holz als Rohstoff 1 (1938) S. 384, ferner GRAF: Heft 20 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen. Berlin 1938. Außerdem Handbuch der Werkstoffprüfung, Bd. III, S. 83 u. f.

⁴ Dissertation von R. SEEGER. Stuttgart 1936.

⁵ Vgl. auch Handbuch der Werkstoffprüfung, Bd. III, S. 101 u. f.

⁶ Vgl. Masch.-Bau 8 (1929) S. 647, ferner Heft 4 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen 1932, S. 8.

Jahresringen wertvoller als solche, in denen die Jahresringe flach auslaufen; überdies wird die Abnutzung der Bretter mit flach auslaufenden Jahresringen ungleich.

E. Elastizität der Hölzer. Knickfestigkeit.

Der Elastizitätsmodul der Federung liegt bei Zug- oder Druck- oder Biegeanstrengung innerhalb der zulässigen Anstrengungen und auch noch erheblich darüber hinaus für Tanne, Fichte, Kiefer, Lärche, Eiche und Buche zwischen rd. 60 000 und 170 000, meist zwischen etwa 90 000 und 120 000 kg/cm².

Dazu kommen die bleibenden Formänderungen, welche bei Holz lange Zeit wachsen, und bei Hölzern, die auf Biegung beansprucht sind (selbstverständlich auch bei außerordentlich belasteten Druckgliedern) oft deutlich in Erscheinung treten. Der vorsichtige Baumeister sorgt, daß bleibende Formänderungen nach Möglichkeit vermieden werden, sei es wegen des Aussehens, noch mehr wegen der Änderung der Anstrengungen mit wachsender Ausbiegung (z. B. bei Stützen, auch in Fachwerken).

Der Elastizitätsmodul der Federung, welcher bei zulässiger Druckbelastung quer zur Faser auftritt, liegt zwischen rd. 700 und 10 000 kg/cm². Dabei treten stets verhältnismäßig große bleibende Zusammendrückungen auf.

Für die *Knickfestigkeit* der Hölzer ist zu beachten, daß schlanke, geradfaserige Stäbe aus gleichartigem Holz den Gesetzen von EULER folgen. Wenn die Holzstäbe über den Querschnitt oder über die Länge hinweg nicht gleichartig sind (also z. B. im Querschnitt Holz mit verschieden großem Anteil des Spätholzes aufweisen oder der Länge nach krumme Fasern enthalten oder astig sind), so muß sinngemäß der Knickwiderstand kleiner bleiben, als die übliche Rechnung angibt.

Für gegliederte Stäbe ist zu beachten, daß das Zusammenwirken der Stäbe von der Art der Querverbindung abhängt; Leimverbindungen wirken besser als Schrauben- oder Nagelverbindungen¹. Vgl. auch DIN 1052 und 1074.

F. Dauerfestigkeit der Hölzer.

Die Festigkeiten unter D. gelten, wenn die Belastung allmählich steigend in wenigen Minuten aufgebracht wird. Wenn die Belastung sehr lange oder dauernd wirkt und wenn ein Bruch nicht eintreten soll, muß die Belastung erheblich unter den in gewöhnlicher Weise ermittelten Festigkeiten bleiben.

Bei langdauernder ruhender Last auf Holzbalken ist die Last, welche eben nicht mehr zum Bruch führt, gleich etwa $\frac{2}{5}$ der gewöhnlichen Biegefestigkeit zu setzen. Unter oftmals wiederholter Belastung ist die Verhältniszahl noch kleiner, beispielsweise unter oftmals wiederkehrender und abwechselnd entgegengesetzt wirkender Biegebelastung etwa $\frac{1}{5}$ ². Bei Holzverbindungen ist zu beachten, daß die Scherfestigkeit der Hölzer bei oftmals wiederholter Belastung rd. $\frac{2}{5}$ der Werte beträgt, die beim gewöhnlichen Versuch auftreten³.

G. Gewicht der Hölzer.

Über die Gewichte einheimischer Hölzer gibt die von TRENDELENBURG⁴ veröffentlichte Abb. 10 Auskunft. Von Stamm zu Stamm und im Stamm selbst sind die Holzgewichte erheblich verschieden. Deshalb hat der Ingenieur in wichtigen Fällen jedes einzelne gesägte Holz zu beurteilen.

In Abb. 10 handelt es sich um Darrgewichte. Zur Bestimmung des Gewichtes der Hölzer im Gebrauchszustand kann die von KOLLMANN aufgestellte Abb. 11⁵ benutzt werden. Hiernach wird das Raumbgewicht der Hölzer mit wachsendem

¹ Bauing. 16 (1935) S. 1.

² Weiteres bei GRAF: Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, 1929. Weitere Versuche mit großen Balken sind im Gang.

³ Vgl. Heft 22 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen. Berlin 1938.

⁴ Z. VDI 79 (1935) S. 85.

⁵ Z. VDI 78 (1934) S. 1400.

Feuchtigkeitsgehalt zunächst langsam größer; erst bei Feuchtigkeitsgehalten über rd. 20% wird das Raumgewicht stark veränderlich.

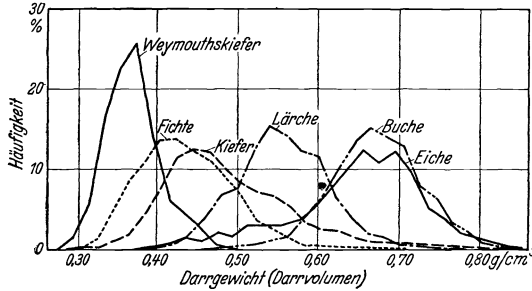


Abb. 10.

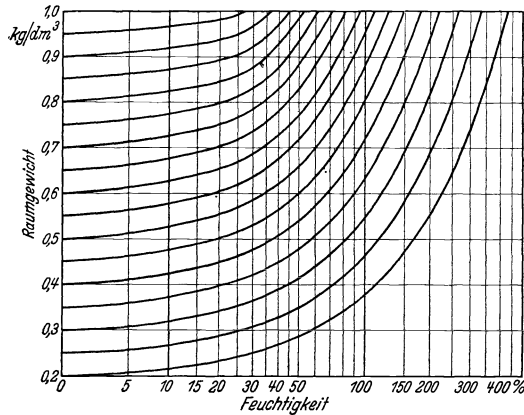


Abb. 11.

H. Auslese der Hölzer.

Wenn das Holz zuverlässig und möglichst weitgehend genutzt werden soll, ist eine Auslese von Stück zu Stück nötig. Maßgebend sind hierfür DIN 4074 und DIN 1052. Hierzu sei folgendes bemerkt:

§ 2 enthält eindeutige Angaben über die *Feuchtigkeit des Holzes*. Es werden unterschieden:

1. Frisches Bauholz, ohne Begrenzung der Feuchtigkeit.
2. Halbtrockenes Bauholz, bei Hölzern mit Querschnitten über 200 cm² höchstens 35 %, sonst höchstens 30 bis 35 % Feuchtigkeit.
3. Trockenes Bauholz, höchstens 20 % Feuchtigkeit.

Damit soll den bisherigen unbestimmten Gepflogenheiten über den zu gewährleistenden Feuchtigkeitszustand ein Ende gemacht werden. Man kann aus einer Angabe nach 1., 2. oder 3. ohne weiteres erkennen, um was es sich handelt. Damit kommt überdies zum Ausdruck, daß das Holz der drei Feuchtigkeitsklassen technisch verschiedenwertig ist.

Wichtig ist sodann § 4, in dem die *Schnittklassen* festgelegt sind. Es werden hiernach unterschieden:

- Schnittklasse A, scharfkantiges Bauholz.
- Schnittklasse B, fehlkantiges Bauholz.
- Schnittklasse C, sägestreiftes Bauholz.

Die zugehörigen Bedingungen finden sich in der folgenden Tabelle 1.

Tabelle 1.

Schnittklasse	Zulässige Lage und Breite der Baumkante	
	Zahl der Fehlkanten in jedem Querschnitt	Größte zulässige Breite als Bruchteil der größten Querschnittsabmessung (schräg gemessen)
A. Scharfkantiges Bauholz	2	$\frac{1}{8}$
B. Fehlkantiges Bauholz	4	$\frac{1}{8}$, wobei in jedem Querschnitt mindestens $\frac{1}{8}$ jeder Querschnittsseite frei von Baumkante sein muß
C. Sägestreiftes Bauholz	Dieses Bauholz muß an allen vier Seiten durchlaufend von der Säge gestreift sein.	

Diese Bestimmungen erleichtern die Ausnützung des Bauholzes wesentlich, weil damit für Bauholz immer Baumkante zulässig wird. Dies ist angängig, weil Versuche¹ gezeigt haben, daß baumkantiges Holz nicht als weniger tragfähig anzusehen ist als völlig scharfkantiges. Allerdings sind in den Vorschriften für Holzbauten (DIN 1052 und 1074) einschränkende Bestimmungen aufgenommen, weil die Baumkante an den Auflagestellen der Balken, auch an den Versatzstellen, sowie an den Verbindungsstellen enger begrenzt werden muß.

§ 5 enthält das Wichtigste, nämlich die Einteilung nach *Güteklassen*. Es werden unterschieden:

- Güteklasse I, Bauholz mit besonders hoher Tragfähigkeit.
- Güteklasse II, Bauholz mit gewöhnlicher Tragfähigkeit.
- Güteklasse III, Bauholz mit geringer Tragfähigkeit.

Hieraus geht ohne weiteres hervor, daß das Bauholz nach seiner Tragfähigkeit verwendet werden soll. Entsprechend werden in DIN 1052 gestaffelte zulässige Anstrengungen aufgenommen. Die Einteilung nach Güteklassen ist von Angaben über die Beschaffenheit der Hölzer begleitet, damit unnötige Forderungen unterbunden werden und damit das Erforderliche eindeutig festgelegt ist. Zum Beispiel soll das *gewöhnliche Bauholz der Güteklasse II entsprechen* und folgende Eigenschaften aufweisen:

a) *Allgemeine Beschaffenheit.*

Unzulässig: braune Streifen, Bohrlöcher, Ringschäle.

Zulässig: Blitzrisse und Frostrisse in mäßiger Ausdehnung, ferner Rotfäule und Weißfäule bei trockenem Holz und bei Verwendung im Trockenen in der Breite bis zur Größe der zugelassenen Äste, außerdem bei Verwendung im Trockenen: Bläue und harte rote Streifen, Wurm- und Käferfraß an der Oberfläche.

b) *Schnittklasse.*

Im allgemeinen mindestens fehlkantig, bei Holz für gegliederte Bauteile im Bereich der Anschlußmittel scharfkantig. Weiteres in DIN 1052 und DIN 1074.

c) Sodann folgen die Bedingungen über die *Maßhaltigkeit*. Aus ungenauem Einschnitt herrührende Abweichungen von den vereinbarten Querschnittsmaßen nach unten sind im halbtrockenen Zustand zulässig bis zu 3 % bei 10 % der Menge.

d) Das Holz darf halbtrocken eingebaut werden, aber so, daß es bald auf den trockenen Zustand für dauernd zurückgehen kann.

e) Der Durchmesser des einzelnen Astes darf bis $\frac{1}{8}$ der Breite der Querschnittsseite messen, an der er sitzt, jedoch nicht über 7 cm. Die Summe der Astdurchmesser auf 15 cm Länge darf auf jeder Fläche bis $\frac{2}{8}$ der Breite ausmachen.

f) Die größte Neigung der Faser zu den Längskanten sollte gemessen nach den Schwindrissen nicht über 1:5 sein und wenn die Schwindrisse fehlen, gemessen nach den angeschnittenen Jahresringen, 1:8 nicht übersteigen.

¹ Vgl. Heft 23 des Fachaussch. Holzfragen. Berlin 1939, S. 17, ferner Heft 26, S. 1 u. f., Berlin 1940.

J. Bestimmung der Feuchtigkeit der Hölzer.

Nach den Angaben unter D und H ist die Menge der Feuchtigkeit der Hölzer von erheblichem Einfluß auf ihre Festigkeit. Auch die Maße der Hölzer sind davon abhängig, wie unter K gezeigt wird. Deshalb ist die Feststellung des Feuchtigkeitsgehalts wichtig. Dies geschieht am zuverlässigsten nach DIN DVM 2183. Wenn eine Verletzung des Holzes durch die Entnahme einer normgemäßen Probe nicht statthalt ist, kann die Feuchtigkeit an Bohrspänen ermittelt werden oder durch Bestimmung der Luftfeuchtigkeit in Bohrlöchern oder durch Ermittlung des elektrischen Widerstands. Zugehörige Richtlinien sind im Heft 25 der Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen erschienen.

K. Schwinden und Quellen der Hölzer.

Das Holz hat die — oft sehr unangenehme — Eigenschaft, daß es beim Trocknen seinen Raum verkleinert, also schwindet. Das Schwinden beginnt, sobald der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes zur Fasersättigung, die bei rd. 25 bis 30 % Wassergehalt liegt, nicht mehr ausreicht; mit weiter abnehmendem Feuchtigkeitsgehalt verringert sich der Rauminhalt des Holzes.

Der jeweilige Endzustand ist abhängig von dem Feuchtigkeitsgehalt der umgebenden Luft und der Temperatur derselben, weil das Holz hygroskopisch ist; das Holz kann an die umgebende Luft Wasser abgeben oder von dieser aufnehmen, bis jeweils das sog. hygroskopische Gleichgewicht erreicht ist.

Abb. 12 zeigt die Beziehungen zwischen der Holzfeuchtigkeit und der relativen Luftfeuchtigkeit bei 20° C Lufttemperatur. Diese Beziehungen lassen sich durch künstliche Trocknung der Hölzer mehr oder weniger beeinflussen, derart, daß die Aufnahme und Abgabe des Wassers langsamer erfolgt und die aufnehmbare Wassermenge sinkt¹.

Das Schwinden des Holzes ist nach den drei Hauptrichtungen sehr verschieden; es ist tangential zu den Jahresringen am größten, kleiner (etwa halb so groß) in radialer Richtung, weitaus am kleinsten und praktisch unerheblich gleichlaufend den Fasern. Geichlaufend und eben geschnittene Stücke aus grünem Holz verformen sich im Querschnitt durch das Trocknen gemäß Abb. 13; hier ist zu erkennen, daß das Maß des Querschnitts eines Balkens in der einen Diagonale (ungefähr tangential zu den Jahresringen) um 208 — 189 = 19 mm kleiner geworden, in der anderen (ungefähr radial zu den Jahresringen) nur um 208 — 201 = 7 mm zurückgegangen ist. Dementsprechend muß bei der Bestellung von Hölzern angegeben werden, ob die Maße für grünes oder trockenes Holz gelten; auch sollte vereinbart sein, welcher Feuchtigkeitsgehalt einzuhalten ist, wenn das Holz getrocknet geliefert werden soll².

Um die Raumänderungen der Hölzer im Gebrauch einzuschränken, werden die Änderungen quer zur Faser durch Aufleimen von Holz mit quer gerichteten Fasern gehindert. Die Aufteilung der Hölzer wird dabei in mannigfacher Art

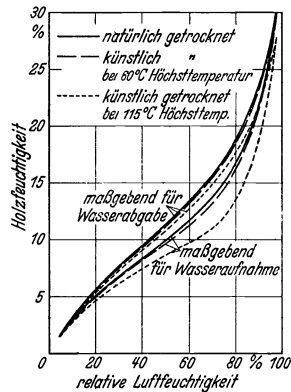


Abb. 12.

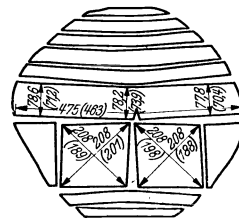


Abb. 13.

¹ Vgl. GRAF u. EGNER: Heft 1, 2, 10 u. 19 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen 1932, 1934 u. 1937, ferner DISSERTATION EGNER, Stuttgart 1934 (Heft 2 der Forschungsberichte Holz des Fachausschusses für Holzfragen), ferner EGNER, im Sonderheft zur Hauptversammlung des VDI 1936, S. 13 usw.

² Wirtschaftliches Bauen Heft 19, 1937, sowie DIN 4074. Vgl. auch S. 355.

ausgeführt (Sperrholz als Tischlerplatten und Furnierplatten; Schichthölzer¹). Außerdem lassen sich die Raumänderungen mehr oder minder verringern durch Behandlung des Holzes mit Stoffen, welche die Wasseraufnahme hindern, ebenso durch bituminöse und andere Anstriche.

L. Schutz der Hölzer gegen Fäulnis und gegen Insekten².

Die Pflege des Holzes gegen den Befall durch Pilze muß schon im Wald beginnen; alle Lagerplätze sind von Abfällen sauber zu halten; die Lagerhölzer sollten mit Schutzmitteln getränkt sein. Im Wald ist der Befall durch Pilze am geringsten im Winter; deshalb wird die Fällung im Herbst und Winter empfohlen³.

Holz, das lange Zeit feucht bleibt und dabei mittlere Temperaturen behält (z. B. in Holzdecken über oft benutzten Waschküchen, Balken und Vertäfelungen an feuchtem Mauerwerk u. a. m.), kann von holzerstörenden Pilzen befallen werden. Man muß durch bauliche Maßnahmen, Freihalten der Balkenköpfe, dichtes Dach, Schutz gegen aufsteigendes Wasser u. a. m.) sorgen, daß durch bewegte Luft, die fortdauernd vorhanden sein sollte, das Holz bald trocken wird und trocken bleibt, weil trockenes Holz von pflanzlichen Schädlingen nicht befallen wird.

Wenn das Holz gegen Pilzbefall zuverlässig geschützt werden soll, so kann mit ein-, besser zweimaligen Anstrichen mit Karbolium bestimmter Beschaffenheit, Xylamon, noch besser durch Tränkung mit geeigneten Stoffen (z. B. Fluornatrium, Dinitrophenol) geholfen werden.

Soll das Eindringen des Wassers durch deckende Anstriche (Anstrichhaut) verhindert werden, so ist zu beachten, daß solche Anstriche nur auf trockenem Holz genügend dauerhaft werden und daß nur allseitige gut erhaltene Anstriche geeignet sind; unter rissigen Anstrichen ist das Holz nicht geschützt, unter Umständen mehr der Zerstörung ausgesetzt, als wenn die Anstriche überhaupt fehlen.

Holz, das der Witterung ausgesetzt ist, wie z. B. als Schwellen der Eisenbahn oder als Masten der Post oder als Bauholz in offenen Türmen, kann nur durch rechtzeitige Tränkung auf lange Zeit gut geschützt werden⁴.

Ferner ist der Schutz gegen Schädlinge zu beachten, die trockenes Bauholz zerstören. In Deutschland ist zur Zeit die Bekämpfung des Hausbocks wichtig⁵.

M. Schutz der Hölzer gegen Feuer.

Beim Schutz der Hölzer gegen Feuer handelt es sich

a) um das Fernhalten der Temperatur vom Holz, damit die Verkohlung der Hölzer nicht einsetzt oder nur verzögert auftritt. Dazu muß das Holz mit Stoffen, welche die Wärmeleitung verzögern, umkleidet werden (dicke Mörtelschichten; Massen, welche beim Auftreten von Flammen Schaumkohle bilden usw.).

b) Weiter handelt es sich um den Schutz gegen Entflammung und damit gegen das Weitertragen der Flammen. Dies geschieht durch Tränken oder Anstreichen mit Stoffen, welche das Entflammen der Holzgase hindern. Die Verkohlung des Holzes an der Feuerstelle wird damit nicht oder nur unerheblich gehindert. Unter den vielen Flammschutzmitteln, die im Handel angeboten werden, sind nur wenige zu empfehlen und auch diese nur unter der Voraussetzung, daß sie in den Mengen aufgebracht werden, die nach eindeutigen Versuchen nötig erscheinen⁶.

¹ Über die handelsüblichen Begriffe und Gütebedingungen für Sperrholz, vgl. die Richtlinien der Fachuntergruppe Sperrholzindustrie.

² Näheres vgl. LIESE: Holzschutz im Hochbau, Flugblatt 91 der biologischen Reichsanstalt für Land- u. Forstwirtschaft, sowie Merkheft 1 des Fachaussch. Holzfragen, 1939.

³ Vgl. auch GÄUMANN: Mitt. der schweiz. Anstalt für das forstliche Versuchswesen 19, Heft 2, S. 382.

⁴ LIESE in Heft 5 u. 15 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen 1936, ferner MAHLKE-TROSCHEL: Handbuch der Holzkonservierung. Berlin 1928; WINNIG: Holz 2 (1939) S. 272.

⁵ HESPELER: Im Bericht über die Holztagung 1936 S. 114, ferner WOLFF: Zbl. Bauverw. 61 (1941) S. 368.

⁶ Heft 8 und 13 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen 1934 u. 1936, ferner GRAF u. KAUFMANN: Z. VDI 1937, S. 531, sowie METZ: Holz 1 (1938) S. 217, auch METZ: Holzschutz gegen Feuer, VDI-Verlag 1939.

Die Beurteilung der Maßnahmen gegen die Zerstörung durch Feuer geschieht nach DIN 4102.

N. Chemische Widerstandsfähigkeit der Hölzer.

Hierzu sei auf die zusammenfassende Darstellung von MÖRATH¹ verwiesen. Hiernach steigt die Widerstandsfähigkeit des Holzes gegen chemische Angriffe mit dem Trockengewicht des Holzes; sie ist bei den Nadelhölzern erheblich größer als bei den Laubbölzern.

O. Leichtbauplatten. Faserplatten.

Aus Holzwolle und Holzfasern lassen sich mit Bindemitteln (z. B. Zement, Gips, Magnesiamörtel), in Sonderfällen auch ohne Bindemittel, Platten bestimmter Beschaffenheit herstellen. Das Raumbgewicht der fertigen Platten wird sehr verschieden gewählt; es ist groß, wenn die Platten zu Fußböden, Verpackungen, Möbeln u. a. gebraucht werden, andererseits oft sehr klein, wenn nach dem Trocknen der Platten ein Werkstoff entsteht, der zur Dämmung von Wärme geeignet ist (rd. 250 bis 500 kg/m³). Die Festigkeit der leichten Platten muß für den Transport, auch für mäßige Beanspruchungen im Gebrauch ausreichen. Weiteres vgl. bei MÖRATH und KOLLMANN, Mitt. Fachaussch. Holzfragen, Heft 7, 1934.

Die Beurteilung der Leichtbauplatten aus Holzwolle geschieht nach DIN 1101; dort sind die zulässigen Abmessungen, Gewichte, Biegefestigkeiten und Wärmeleitahlen angegeben.

P. Vorschriften für Holz und Holzkonstruktionen.

Wegen der Prüfung der Hölzer vgl. DIN DVM 2180 bis 2192.

Für die Berechnung der Tragwerke aus Holz sind DIN 1055 (Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau), sodann die Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau (DIN 1052)² und die Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken (DIN 1074) zu beachten, schließlich DIN 4112 (Berechnungsgrundlagen für fliegende Bauten).

II. Die natürlichen Bausteine.

A. Zur allgemeinen Beurteilung.

Mit den in Deutschland vorkommenden Steinen lassen sich alle technischen Aufgaben lösen, die im Hoch- und Tiefbau mit Naturstein zur Zeit in Betracht kommen³. Die deutschen Steine stehen in großer Mannigfaltigkeit zur Verfügung. Es ist Sache der Ingenieure und Architekten, die jeweils geeigneten zu wählen; bei der Auslese von Bausteinen zu besonders wichtigen Bauten darf nicht vergessen werden, daß die Materialprüfung in Zusammenarbeit mit den Geologen und Mineralogen wertvolle Hilfe bietet.

Der Geologe unterscheidet die Gesteine nach Erstarrungsgesteinen, dabei nach Tiefengesteinen und Ergußgesteinen (z. B. Granit, Diorit, Gabbro, Porphyry, Diabas, Basalt), ferner nach Absatzgesteinen oder Schichtgesteinen (z. B. Sandstein, Jurakalk, Konglomerate), dann nach Umwandlungsgesteinen oder metamorphen Gesteinen (z. B. Gneis, Schiefer); der Mineraloge verfolgt das Gefüge der Steine (Art und Form der Kristallite, Größe und Umprägung derselben, Verwitterungszustand, Bindung u. a. m.)⁴. Der Ingenieur urteilt nach Farbe, Farbverteilung, Gefüge, Art der Gewinnung der Steine, Bearbeitbarkeit, Ausbeute, Wetterbeständigkeit und Festigkeit der Steine⁵.

¹ Heft 5 der Mitt. Fachaussch. Holzfragen 1933.

² Vgl. WEDLER: Zbl. Bauverw. 1941, Heft 1 und 2.

³ KRÜGER: Mineraltechnik für Bauingenieure 1929; STINY: Technische Gesteinkunde 2. Aufl. 1929; WIELAND u. STÖCKE: Merkbuch für den Straßenbau. 1934; STINY: Die Auswahl und Beurteilung der Straßenbaugesteine, 1935; BARTH, CORRENS u. ESKOLA: Die Entstehung der Gesteine, 1939.

⁴ KRÜGER: Mineraltechnik für Bauingenieure, 1929; RAMDOHR: KLOCKMANN'S Lehrbuch der Mineralogie, 11. Aufl. 1936.

⁵ Vgl. auch Handbuch der Werkstoffprüfung, Bd. III. Berlin 1941.

B. Gefüge und chemische Zusammensetzung der Gesteine.

Gefüge und Zusammensetzung der Steine sind zu beachten, wenn der Werkstoff wetterbeständig sein soll oder wenn der Stein zu besonderen Aufgaben, wie beispielsweise in der chemischen Industrie, zu wählen ist. Dicht gelagerte und gut verzahnte, mäßig große Kristallite sind unter anderem Kennzeichen eines guten Granits; Granit mit viel blättrigem Glimmer und angewittertem Feldspat ist für wichtige Bauten nicht geeignet. Sandsteine aus Quarzkörnern fast gleicher Größe mit Zwischenräumen, die nur zu einem bescheidenen Teil Bindemittel enthalten, lassen mehr Wasser eintreten als Steine, die ein dichtes Mineralgefüge haben oder mit wenig nicht zusammenhängendem Bindemittel versehen sind. Die Zusammensetzung des Bindemittels der Sandsteine ist überdies von wesentlicher Bedeutung für die Widerstandsfähigkeit gegen den chemischen Angriff, der in den Städten zu erwarten ist¹. Vgl. auch unter G.

C. Festigkeit der Gesteine.

Die Prüfung auf Festigkeit geschieht durch Druckbelastung (für Bausteine), selten durch Zugbelastung (weil die Herstellung der Proben umständlich ist und weil für die Übertragung der Zugfestigkeit auf praktische Verhältnisse Erfahrungen fehlen), durch Biegebelastung (für Gestein zu hochwertigem Beton und für Bausteine), gelegentlich auch durch Scherbelastung (für Bausteine zu Ingenieurbauten), durch Schlag (für Pflastersteine), schließlich auf Abnutzung (für Pflastersteine, für Gesteine zu Betonstraßen, Gehwegplatten usw.).

1. **Druckfestigkeit.** Für die Druckfestigkeit der Gesteine, ermittelt nach DIN DVM 52105 an Würfeln von mindestens 4 cm Kantenlänge, fanden sich in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart folgende Grenzwerte für Proben, die als Bausteine Verwendung finden sollten oder die als solche benutzt worden sind.

Für Granit	von 837 bis rd. 3000 kg/cm ²
„ Diorit	„ 1718 „ „ 2900 „
„ Porphy	„ 1773 „ „ 4900 „
„ Basalt	„ 1116 „ „ 4200 „
„ Quarzit	„ 2740 „ „ 4400 „
„ Keupersandstein	„ 324 „ „ 1500 „
„ Buntsandstein	„ 460 „ „ 2100 „
„ Travertin	„ 133 „ „ 800 „
„ Muschelkalkstein	„ 272 „ „ 2900 „
„ Jurakalkstein	„ 672 „ „ 3000 „

Weitere Angaben finden sich in DIN 52100. Dort sind Richtzahlen angegeben, welche die mittleren Verhältnisse treffen sollen. Tabelle 2 enthält einen Teil dieser Richtzahlen.

DIN 52100 fordert für verschiedene Bauaufgaben Mindestwerte unter Bezug auf die Richtzahlen; beispielsweise muß die Druckfestigkeit für Straßenbausteine zu Reichsstraßen mindestens in der oberen Hälfte der Richtzahlen liegen und mindestens 2000 kg/cm² betragen.

Durch Wasserlagerung tritt in der Regel eine Abnahme der Druckfestigkeit ein. Beträgt die Abnahme durch Wasserlagerung mehr als 10%, so ist Vorsicht geboten. Es ist dann nötig, überdies die Veränderlichkeit der Festigkeit zu verfolgen, welche gegenüber der üblichen Prüfung durch oftmaliges Gefrieren und Auftauen des feuchten Gesteines eintritt.

2. **Die Biegefestigkeit** von gesägten Gesteinsprismen ist in Stuttgart ermittelt worden

für Granit	zu 113 bis 313 kg/cm ²
„ Porphy	„ 378 „ 434 „
„ Diabas	„ 394 „ 435 „
„ Basalt	„ 232 „ 307 „
„ Quarzit	„ 163 „ 196 „
„ Muschelkalkstein	„ 33 „ 106 „
„ Jurakalkstein	„ 159 „ 214 „
„ Sandstein	„ 59 „ 121 „

¹ Ausführlich in GRAF u. GÜBEL: Schutz der Bauwerke S. 1 bis 26 (Beitrag von EISSNER u. DREXLER), ferner STÖCKE: Z. dtsh. Geol. Ges. 1935, S. 426, Die Straße 1936, S. 148.

Tabell 2. Vorläufige Rückzahlen für Auswahl und Bewertung von Naturstein.

Gesteinsgruppen	1 Rohgewichte (Raumgewicht) DIN DVM 52102	2 Wasseraufnahme DIN DVM 52103		3 Druckfestigkeit des trockenen Gesteins DIN/DVM 52105 kg/cm ²	4 Biege- zugfestigkeit nach DIN 52112 kg/cm ²	5 Schlag- festigkeit DIN Vornorm DVM 52107 Anzahl der Schläge bis zur Zerstörung	6 Abnutzung durch Schleißen DIN DVM 52108 Verlust auf 50 cm ² cm ²
		Gewichts-%	„scheinbare Porosität“ Raum-%				
A. Erstarrungsgesteine							
1. Granit, Syenit	2,60 bis 2,80	0,2 bis 0,5	0,4 bis 1,4	1600 bis 2400	100 bis 200	10 bis 12	} 5 bis 8 } 5 bis 8,5 } 12 bis 15 } 5 bis 8
2. Diorit, Gabbro	2,80 bis 3,00	0,2 bis 0,4	0,5 bis 1,2	1700 bis 3000	100 bis 220	10 bis 15	
3. Quarzporphyr, Keratophyr, Porphyrit, Andesit	2,55 bis 2,80	0,2 bis 0,7	0,4 bis 1,8	1800 bis 3000	150 bis 200	11 bis 13	
4. Basalt, Melaphyr	2,95 bis 3,00	0,1 bis 0,3	0,2 bis 0,8	2500 bis 4000	150 bis 250	12 bis 17	
5. Basaltlava	2,20 bis 2,35	4 bis 10	9 bis 24	800 bis 1500	80 bis 120	4 bis 5	
5. Diabas	2,80 bis 2,90	0,1 bis 0,4	0,3 bis 1,0	1800 bis 2500	150 bis 250	11 bis 16	
B. Schichtgesteine							
6. Kieselige Gesteine							
a) Gangquarz, Quarzit, Grauwacke	} 2,60 bis 2,65 } 2,00 bis 2,65	0,2 bis 0,5	0,4 bis 1,3	1500 bis 3000	130 bis 250	10 bis 15	} 7 bis 8 } 10 bis 14
b) quarzige Sandsteine		0,2 bis 9	0,5 bis 24	1200 bis 2000	120 bis 200	8 bis 10	
c) sonstige Quarzsandsteine		0,2 bis 0,6	0,4 bis 1,8	300 bis 1800	30 bis 150	5 bis 10	
7. Kalksteine	2,65 bis 2,85	0,2 bis 0,6	0,4 bis 1,8	800 bis 1800	60 bis 150	8 bis 10	15 bis 40
a) Dichte (feste) Kalke und Dolomite (einschl. Marmor)	} 1,70 bis 2,60 } 2,40 bis 2,50 } 1,80 bis 2,00	0,2 bis 10	0,5 bis 25	200 bis 900	50 bis 80	—	} — } — } —
b) sonstige Kalksteine einschl. Kalkkonglomerate		2 bis 5	4 bis 10	200 bis 600	40 bis 100	—	
c) Travertin		6 bis 15	12 bis 30	200 bis 300	20 bis 60	—	
8. Vulkanische Tuffsteine	2,65 bis 3,00	0,1 bis 0,6	0,3 bis 1,8	1600 bis 2800	—	6 bis 12	4 bis 10
a) Gneise, Granulit	2,70 bis 3,10	0,1 bis 0,4	0,3 bis 1,2	1700 bis 2800	—	10 bis 16	6 bis 12
b) Amphibolit	2,60 bis 2,75	0,1 bis 0,7	0,3 bis 1,8	1400 bis 2500	—	6 bis 15	8 bis 18
c) Serpentin	2,70 bis 2,80	0,5 bis 0,6	1,4 bis 1,8	—	500 bis 800	—	—
d) Dachschiefer							
C. Metamorphe Gesteine							

Der Verfasser empfiehlt, zu Beton, der hohe Biegefestigkeit erlangen soll, nur Gestein zu verwenden, das die Biegefestigkeit zu mindestens 100 kg/cm² liefert. Weiteres vgl. in Tabelle 2.

3. Schlagfestigkeit. Die Prüfung geschieht nach der DIN-Vornorm, DVM-Prüfverfahren B 52107 an Würfeln mit 4,0 cm Kantenlänge. Man mißt die Arbeit, welche zur Zerstörung eines Gesteinswürfels unter bestimmten Bedingungen aufzuwenden ist. In Stuttgart sind unter anderem folgende Grenzwerte gefunden worden:

für Basalt	342 bis 2862	cmkg/cm ² ,	18 bis 53	Schläge bis zur Zerstörung
„ Porphyr	105 „ 1332	„ „	10 „ 36	„ „ „ „
„ Granit	56 „ 930	„ „	7 „ 30	„ „ „ „
„ Jurakalkstein	86 „ 462	„ „	9 „ 21	„ „ „ „

Für Schotter zum Gleisunterbau vgl. DIN DVM 52109. Weiteres in Tabelle 2.

4. Der Abnützwiderstand wird zweckmäßig durch Abschleifen nach DIN DVM 52108 festgestellt. In Stuttgart sind bis jetzt u. a. folgende Grenzwerte entstanden:

Basalt	von 0,10 bis 0,16	cm, d. s.	5,0 bis 8,0	cm ³
Porphyry	„ 0,07 „ 0,15	„ „	3,5 „ 7,5	„
Granit	„ 0,09 „ 0,20	„ „	4,5 „ 10,0	„
Jurakalkstein	„ 0,24 „ 0,94	„ „	12,0 „ 47,0	„

bezogen auf die Prüffläche von 50 cm².

Hervorzuheben ist hier, daß die Druckfestigkeit und der Abnützwiderstand nicht in regelmäßiger Beziehung stehen; es kann nicht ohne weiteres erwartet werden, daß ein Gestein mit guter Druckfestigkeit auch einen guten Abnützwiderstand aufweist.

Für Gestein zu Betonstraßen wird empfohlen, die zulässige Abnützung mit 0,2 cm (10 cm³ auf 50 cm²) zu begrenzen. Außerdem erscheint es angezeigt, für Pflastersteine und für Steine zu Betonstraßen auch die Abnützung des nassen Gesteins unter Zufuhr von Wasser zu bestimmen, weil dabei größere Unterschiede der Abnützung auftreten und weil die Erfahrung lehrt, daß damit die Beurteilung für praktische Verhältnisse besser gelingt als mit der üblichen Prüfung des trockenen Gesteins¹.

5. Dauerfestigkeit. Hierzu liegen bis jetzt nur wenige Feststellungen vor. Zur allgemeinen Beurteilung der Verhältnisse kann auf die Feststellungen mit Beton verwiesen werden (vgl. unter VII, T).

D. Druckfestigkeit des Mauerwerks.

Die Erkenntnisse über die Festigkeit von Mauerwerk aus natürlichen Steinen sind noch nicht so weitgehend entwickelt, daß eine allgemein gültige Angabe über die Druckfestigkeit großer Pfeiler oder Gewölbe angängig ist, insbesondere weil die bis jetzt geprüften Mauerstücke verhältnismäßig meist sehr klein sind und meist anders hergestellt sind als das Mauerwerk der Pfeiler und Brücken. Dabei ist auch zu beachten, daß die Mauerwerksfestigkeit wesentlich von der Beschaffenheit der Druckflächen der Steine, von der Größe und Regelmäßigkeit der Fugenhöhe, von der Zahl der senkrechten Fugen usw. abhängt, sodann von der Beschaffenheit des Mörtels, nicht zuletzt von der mehr oder minder gleichmäßigen Füllung der Fugen mit Mörtel². U. a. muß Mauerwerk für Wasserbauten tunlichst dichte Fugen erhalten und in den der Witterung ausgesetzten Teilen frostbeständig sein.

Die Vorschrift für massive Brücken (DIN 1075) enthält u. a. folgendes: die Würfel festigkeit des Mauerwerks (38 cm Kantenlänge) aus derselben Steinart und demselben Mörtel, wie sie im Bauwerk verarbeitet werden, soll nach 28tägiger Erhärtung betragen: für Quadermauerwerk 200 kg/cm², für Klinkermauerwerk 150 kg/cm², für Bruchsteinmauerwerk aus lagerfesten Steinen 125 kg/cm², für Mauerwerk aus Hartbrandsteinen 100 kg/cm². Im übrigen sei auf III, A, 3 (Mauerwerk aus gebrannten Steinen) verwiesen.

¹ Bautenschutz 6 (1935) S. 36f., ferner Betonstraße 12 (1937) S. 25.

² SCHÄCHTERLE: Bauingenieur 19 (1938) S. 445f.

E. Elastizität der Gesteine.

Die Elastizität der Bausteine liegt in weiten Grenzen. Der Elastizitätsmodul der Federung beträgt bei Basalt bis rd. 1 000 000 kg/cm²; er geht mit Sandstein herunter¹ bis etwa 40 000 kg/cm². Bims ist noch nachgiebiger.

Die bleibenden Formänderungen sind bei den Steinen mit hohem Elastizitätsmodul sehr klein; sie können andererseits bei Granit und Sandstein verhältnismäßig groß werden. Bei Sandstein ist der Elastizitätsmodul überdies vom Feuchtigkeitsgehalt abhängig. Durch oftmalige Belastung innerhalb der jetzt zulässigen Anstrengungen ändert sich der Elastizitätsmodul der Federung praktisch unerheblich.

F. Wasseraufnahme und Wasserabgabe. Wasserdurchlässigkeit. Schwinden und Quellen.

Bei der Auslese der Steine, auch aus Vorkommen gleicher Art, kann es nötig werden, die Wasseraufnahme und Wasserabgabe nach Größe und Geschwindigkeit vergleichsweise zu verfolgen. Die größere Aufnahme und die langsamere Abgabe kennzeichnen dabei in der Regel den geringerwertigen Stein. Vgl. auch Tabelle 2, S. 361.

Die Wasserdurchlässigkeit ist u. a. zu beachten, wenn es sich um Steine handelt, die zu Platten für Außenverkleidungen von Gebäuden bestimmt sind. Nötigenfalls ist die tragende Wand entsprechend zu gestalten.

Bemerkenswert ist auch, daß gewisse Gesteine bei der Wasseraufnahme quellen und beim Trocknen schwinden, also mit der Änderung des Wassergehaltes Raumänderungen erfahren². Allerdings sind diese Raumänderungen meist unerheblich.

G. Wetterbeständigkeit der Gesteine.

Für Gesteine, welche der Witterung ausgesetzt werden, sollte ganz allgemein verlangt werden, daß sie die Frostprobe nach DIN DVM 2104 bestehen, d. h. daß sie im wassersatten Zustand bei 25maligem Gefrieren und Wiederauftauen ohne sichtbaren Schaden bleiben (vgl. auch C, 1). Wenn die Steine im bruchfeuchten Zustand verbaut werden, ist besondere Vorsicht angezeigt. Dann ist die Frostprobe mit dem bruchfeuchten Stein nötig³. Weiterhin ist für Gesteine zu Außenmauern, Denkmälern usw. zu verlangen, daß sie eine hinreichende Witterungsbeständigkeit zeigen, d. h., daß sie den zusätzlichen Beanspruchungen, welche Sonnenbestrahlung, Wechsel von Durchfeuchtung und Austrocknen, Ablagerungen aus der Luft usw. mit sich bringen, lange widerstehen⁴. Bei der Auswahl der Steine ist der Rat erfahrener Fachleute einzuholen. Dazu sei vorläufig auf die Richtlinien des deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik verwiesen (DIN DVM 2100, 2101 und 2106), ferner auf Bd. III des Handbuchs der Werkstoffprüfung.

Bei der Gestaltung der Bausteine ist stets im Auge zu behalten, daß das Regenwasser, auch das Spritzwasser, zum schnellen Abfließen veranlaßt werden soll, damit das Wasser tunlichst wenig Gelegenheit hat, in den Stein und in die Mauerfugen einzudringen. Mit Vorsprüngen gestaltete und rau bearbeitete Werksteine geben mehr Gelegenheit zu Ablagerungen von Ruß, Schnee, Wasser usw. und damit zu Angriffen als glatte Flächen. Polierte Flächen sind der Ansiedlung von Staub, Ruß, niedrigen Pflanzen am wenigsten ausgesetzt; sie bringen das Wasser und schädliche Lösungen zum raschen Abfluß. Die Art der Bearbeitung

¹ Näheres vgl. Graf: Bautechn. 4 (1926) S. 492; ferner Graf: Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, S. 101. Berlin 1929, sodann bei SÄNGER u. STÖCKE: Der Straßenbau 1931, S. 311; bei DREVES u. EISENMANN: Bautechn. 9 (1931) S. 74; GABER: Die Straße 1935, S. 810; SCHÄCHTERLE: Bauingenieur 19 (1938) S. 446.

² Vgl. Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten Bd. 1, S. 47, ferner die Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen Heft 10 (1937) S. 20.

³ GRÜN: Chem.-Ztg. 1933, S. 401.

⁴ GRAF u. GOEBEL: Schutz der Bauwerke, S. 1 (Beitrag von EISSNER und DREXLER).

beeinflußt deshalb die Haltbarkeit der Gesteine, welche der Witterung ausgesetzt sind.

Schichtige und schieferige Gesteine müssen lagerhaft bearbeitet werden, d. h. die Schichten müssen waagrecht versetzt werden. Andernfalls dringen Wasser und damit angreifende Stoffe zu den schwachen Schichten und den Spaltflächen; Schäden sind dann eher zu erwarten als bei sachgemäßer Verwendung.

Aus dem Baugrund kann Flüssigkeit u. a. durch Kapillarkräfte und Diffusion aufsteigen¹; gewisse Salze können dabei Steine und Mörtel angreifen; in der Verdunstungszone der aufsteigenden Wasser kristallisieren die Salze aus und verursachen innere Pressungen, die unter bestimmten Verhältnissen zu Zerstörungen führen. Auch hier handelt es sich darum, das Eindringen des Wassers in das Gestein zu hindern, in diesem Fall durch Abdichtung gegen den Baugrund.

Viel erörtert wird die Wahl der Mörtel zu Natursteinmauerwerk mit Rücksicht auf die Beständigkeit des Mauerwerks. Wenn das Mauerwerk nicht der Witterung ausgesetzt wird und trocken bleibt, kann die Wahl der Mörtel lediglich mit Rücksicht auf die Verarbeitbarkeit des Mörtels, seine Festigkeit und sein Aussehen geschehen. Im Freien ist zu berücksichtigen, daß das eindringende Regenwasser Kalk vom Weißkalkmörtel oder vom Zementmörtel aufnimmt, beim Trocknen des Mauerwerks nach außen bringt und dort ablagert, auch in den Naturstein (z. B. Sandstein) tragen kann. Wird ein poröses Sandsteinmauerwerk durch dichte Fugen unterteilt, so reichert das Wasser, wenn es eindringen kann, über den dichten Fugen Salze an, was zu erhöhter Beanspruchung des Gesteins führt.

Weiter ist allgemein zu fordern, daß die Fugen möglichst eng gewählt werden. Der Mörtel soll in seiner Dichte den Eigenschaften des Gesteins (Dichte, Festigkeit) angepaßt sein (magere oder fette Mörtel, gleichkörnige oder gemischtkörnige Sande)².

H. Verhalten der Natursteine bei hoher Temperatur.

Die Gesteine erfahren wie alle Werkstoffe durch Änderung der Temperatur mehr oder minder große Raumänderungen. Unter gewöhnlichen Verhältnissen sind diese Raumänderungen von untergeordneter Bedeutung, wenn bei der Verwendung der Steine auf die Raumänderungen Rücksicht genommen wird. In Bauteilen, die bei hohen Temperaturen gebraucht werden, ist es angezeigt, Gesteine mit geringer und stetiger Wärmeausdehnung zu wählen (z. B. Basalt, Stückschlacke, gesinterten Ton)³.

I. Sand und Kies, Brechsand und Schotter.

Bei der Beurteilung des Gesteins, das zu Beton verwendet werden soll, ist selbstverständlich zunächst klarzustellen, welche Festigkeit der Beton erlangen muß, ob er wetterbeständig sein soll usw. Im allgemeinen kann man sagen, daß für Bauten, die lange Zeit in gutem Zustand bleiben sollen, Gesteine zu verlangen sind, die eine Druckfestigkeit von mindestens 600 kg/cm² aufweisen. Für Beton hoher Festigkeit sind die Forderungen zu beachten, welche für die Betonstraßen der Reichsautobahnen aufgestellt sind: Gestein zum Oberbeton muß eine Druckfestigkeit von mindestens 1500 kg/cm², Gestein zum Unterbeton eine solche Festigkeit von mindestens 800 kg/cm² aufweisen. Bei Gestein zu Straßenbeton, Gehwegplatten ist außerdem der Abnützwiderstand zu begrenzen.

Schwieriger ist die Beurteilung der Haltbarkeit der Zuschlagstoffe, wenn es sich um Gerölle von Gesteinen sehr verschiedener Art und um Gemenge mit angewitterten oder überhaupt nicht wetterfesten Teilen handelt. Dazu sind Ver-

¹ SCHULTZE: Kolloid-Beih. 44, S. 1.

² Weiteres vgl. u. a. bei SCHAFER: The weathering of natural building stones, London 1932, ferner KIESLINGER: Zerstörungen an Steinbauten. Leipzig 1932, ferner bei RATHGEN u. KOCH: Merkblatt für Steinschutz, 1939.

³ GRAF u. GÖBEL: Schutz der Bauwerke, S. 58; ENDELL: Heft 60 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton 1929; BUSCH: Feuereinwirkung auf nicht brennbare Baustoffe und Baukonstruktionen, 1938.

fahren entwickelt, die die Güte der Zuschlagstoffe für Straßenbeton, sinngemäß der Zuschlagstoffe für Beton, der in anderen Bauwerken beliebig lange halten soll, beurteilen lassen. Will man beispielsweise ein bestimmtes Kiesgemenge auf seine Eignung prüfen, so kann man die weniger gut erscheinenden Stücke in einfacher Weise durch Auslesen nach Augenschein absondern und ihre Menge bestimmen. Ein Teil der abgesonderten Stücke wird durch 25- oder 50maligen Wechsel von Gefrieren und Auftauen oder durch Tränken mit Natriumsulfat und nachfolgendes Trocknen beansprucht. Dieser Teil und der andere nicht behandelte werden mäßig gekollert oder gepocht. Wenn das Gestein, das dem Frostversuch oder dem Kristalldruck des Natriumsulfats ausgesetzt war, beim Kollern oder Pochen deutlich mehr abgenutzt wird als der andere Teil der gleichen Gesteinsprobe, so ist Vorsicht geboten. Vgl. Handbuch der Werkstoffprüfung, Bd. III, S. 176 u. f.

Bei der Beurteilung der Betonzuschläge ist weiterhin die Kornform zu beachten, vgl. VII, D, 4, ferner Beton u. Eisen 1939, S. 178 bis 180.

K. Vorschriften für natürliche Steine.

Die Prüfung der natürlichen Gesteine erfolgt nach DIN DVM 2100 bis 2112. Forderungen an die Beschaffenheit finden sich in DIN 1055 (Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau), in DIN 1968 (Teil V der technischen Vorschriften für Bauleistungen, Steinmetzarbeiten), ferner in DIN 1075 für Gesteine zu massiven Brücken und in DIN 1045 für Gesteine zu Beton für Eisenbeton- und Betonbauten.

Ferner sei auf DIN 481 (Maßnormen für Kleinpflastersteine und Mosaikpflastersteine), DIN 482 (Maßnormen für Bordschwellen und Bordsteine aus Naturstein), ferner auf DIN 484 (Maßnormen für Bürgersteigplatten aus Naturstein) verwiesen.

III. Die gebrannten Steine.

(Mauerziegel, Dachziegel, Straßenklinker, Steinzeugwaren usw.)

Aus Ton oder tonigen Massen werden seit alter Zeit Bausteine, Rohrstücke, Gefäße usw. geformt; durch langsames Erwärmen auf hohe Temperaturen und durch langsames Abkühlen werden aus den Formlingen mehr oder minder feste Körper. Entsprechend der Mannigfaltigkeit der Tonvorkommen können die gebrannten Steine in sehr verschiedener Beschaffenheit hergestellt werden. Vgl. hierzu u. a. HÜTTE, Taschenbuch der Stoffkunde, 2. Aufl., S. 501 u. f. Berlin 1937.

A. Mauerziegel. (Gebrannte Mauersteine.)

Die Prüfung und Beurteilung der gewöhnlichen Mauerziegel¹ geschieht nach DIN 105 (Vollziegel) und nach DIN 4151 (Lochziegel und Wabenziegel). Wasserbauklinker und Pflasterklinker sind noch nicht genormt.

I. Gefüge. Äußeres Aussehen. Maße. Die Rohmassen enthalten manchmal Zusätze von Sand, Ziegelbruch, getrocknetem Tonmehl usw., damit die Steine möglichst rißfrei und maßgerecht werden.

Manche Tonvorkommen enthalten Kalk in ziemlich großen Klumpen. Auch wenn die Kalkmenge im ganzen erfahrungsgemäß nicht zu groß ist, muß für ausreichende Verteilung und Zerkleinerung des Kalkes gesorgt werden, weil der Kalk nach dem Brennen des Ziegels durch allmählich zutretendes Wasser löscht und weil damit Raumvergrößerungen eingeleitet werden, die im Stein gehemmt sind und deshalb Absprengungen hervorrufen, wenn das Kalkklümpchen zu groß geblieben ist.

Das äußere Aussehen der Mauerziegel (Farbe usw.) ist von der Zusammensetzung des Tons und vom Brand in hohem Maße abhängig; im Bedarfsfall muß die Bestellung nach Mustern geschehen.

¹ Über Mauersteine vgl. auch IV, L (Kalksandsteine) und VI, X (Mauersteine aus Zementmörtel und aus Beton).

Wichtig ist, daß die Mauerziegel mit tunlichst geringen Abweichungen von den Sollmaßen geliefert werden, da andernfalls mit Fugen sehr verschiedener Höhe und Breite gearbeitet werden muß, wodurch die Festigkeit des Mauerwerks bedeutend beeinflußt wird. DIN 105 verlangt dazu: Abweichungen von den normengemäßen Abmessungen der Mauerziegel ($25 \times 12 \times 6,5$ cm) sind bis zu 10 mm in der Länge, 5 mm in der Breite und 3 mm in der Höhe zulässig. Bei Ziegeln, welche andere Maße als die genormten aufweisen sollen, ist sinngemäß Ähnliches festzulegen.

2. Festigkeit der Mauerziegel. Die Prüfung auf Festigkeit geschieht in Deutschland fast ausschließlich durch Druckbelastung, weil die Mauerziegel stets zu Bauteilen verwendet werden sollen, die ihre Lasten unter Druck aufnehmen. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika wird vornehmlich die Prüfung durch Biegebelastung gepflegt, um den Hersteller zu zwingen, tunlichst rißfreie Steine zu machen¹.

Lufttrockene, gebrannte Mauerziegel sollen nach DIN 105 bei zehn Versuchen folgende Druckfestigkeiten aufweisen:

- als Mauerklinker im Mittel mindestens 350 kg/cm^2 , Einzelwerte nicht unter 300 kg/cm^2 ;
- als Hartbrandziegel im Mittel mindestens 250 kg/cm^2 , Einzelwerte nicht unter 200 kg/cm^2 ;
- als Vormauerziegel (VMZ 150) im Mittel mindestens 150 kg/cm^2 , Einzelwerte nicht unter 120 kg/cm^2 ;
- als Mauerziegel I. Klasse (jetzt MZ 150) im Mittel mindestens 150 kg/cm^2 , Einzelwerte nicht unter 120 kg/cm^2 ;
- als Mauerziegel II. Klasse (jetzt Mz 100) im Mittel mindestens 100 kg/cm^2 , Einzelwerte nicht unter 80 kg/cm^2 .

Zur Prüfung sind die Ziegel in zwei Hälften zu teilen und mit fettem Zementmörtel normengemäß herzurichten.

Für Lochziegel gilt DIN 1053. Dort ist die Druckfestigkeit für Querlochziegel im Mittel zu mindestens 100 kg/cm^2 , im einzelnen zu mindestens 80 kg/cm^2 verlangt. Bei Langlochziegeln soll mindestens 60 kg/cm^2 (einzeln mindestens 50 kg/cm^2) vorhanden sein. Dabei handelt es sich in der Regel um die Druckfestigkeit ganzer Ziegel.

Für Ringziegel nach DIN 1058 sollen folgende mittlere Druckfestigkeiten nachgewiesen werden:

- 350 kg/cm^2 bei Ringklinkern,
- 250 kg/cm^2 bei Ringhartbrandziegeln und
- 150 kg/cm^2 bei Ringmauerziegeln.

Das zugehörige Prüfverfahren ist in DIN 1058 beschrieben.

3. Druckfestigkeit des Mauerwerks. Bei Verwendung verschiedener Mauersteine wird unter sonst gleichen Verhältnissen die Druckfestigkeit des Mauerwerks mit größerer Steinfestigkeit höher ermittelt. Mit Zunahme der Fugenhöhe nimmt die Widerstandsfähigkeit des Mauerwerks ab. Durch unregelmäßige Fugenhöhe wird die Druckfestigkeit des Mauerwerks in besonderem Maße beeinträchtigt, weshalb regelmäßige Gestalt und genaue Einhaltung der Maße der Mauersteine wichtig ist. Mauerpfeiler mit größeren Querschnitten liefern geringere Druckfestigkeit als kleinere.

Die Beziehungen zwischen Steinfestigkeit, Mörtelfestigkeit und Mauerwerksfestigkeit sind — für Mauerwerk aus künstlichen Mauersteinen, mit regelmäßiger Fugenhöhe von rd. 1 cm und mit gutem Verband² — in der Gleichung, welche über Tabelle 3 steht, zusammengefaßt worden. Die Zusammenstellung enthält die Mauerwerksfestigkeiten, welche nach der Gleichung unter verschiedenen Verhältnissen zu erwarten sind. Das Verhältnis der Mauerwerksfestigkeit zur zulässigen Belastung beträgt hiernach bei den geringwertigen Steinen bis zu 4,

¹ Vgl. Bd. III des Handbuchs für Werkstoffprüfung, S. 253 u. f.

² Die hier wiedergegebenen Beziehungen gelten sinngemäß auch für Viellochsteine. Vgl. KRÜGER: Mitt. Dtsch. Mat.-Prüf.-Anst. Heft 17 (1934) S. 264, ferner M. HERRMANN: Dtsch. Bauztg. 73 (1939) S. 827. Auch für Mauern aus Formsteinen erwies sich bei uns die Beziehung der Tabelle 3 als ausreichend anwendbar.

bei hochwertigem Mauerwerk noch etwa 2,5. Die Veränderlichkeit dieser Verhältniszahl ist aus technischen Gründen angezeigt. In bezug auf die Höhe der Verhältniszahl ist zu beachten, daß sie die unvermeidlichen Zusatzspannungen durch rechnerisch nicht berücksichtigte, außermittige Belastungen, auch Mängel der Ausführung usw. zu decken hat; ferner ist zu beachten, daß die Widerstandsfähigkeit gegen dauernde Belastung kleiner ist als beim einmalig durchgeführten Versuch. Die in Tabelle 3 eingeführte Größe $e = 10 \text{ kg/cm}^2$ gilt für gut ausgeführtes Mauerwerk. Weist das Mauerwerk Ausführungsmängel auf, so muß e kleiner, unter Umständen negativ eingeführt werden.

Bei Pfeilern, welche die Last durch Auflagerplatten aufnehmen, ist zu beachten, daß das Mauerwerk, welches außerhalb der Druckplatte liegt, nur in untergeordnetem Maße an der Kraftübertragung teilnimmt¹. Dabei ist ferner zu beachten, daß die Kraftverteilung unter der Druckplatte in hohem Maße von der Dicke der Druckplatte abhängt².

4. Druckelastizität der Mauerziegel und des Mauerwerks. Die Elastizität von gebrannten Mauerziegeln liegt in weiten Grenzen. Wir fanden den Elastizitätsmodul herunter bis zu $E = \text{rd. } 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ bei Steinen mit rd. 300 kg/cm^2 Druckfestigkeit. Für Klinker ist E bis $450\,000 \text{ kg/cm}^2$ festgestellt worden.

Für die Elastizität des Mauerwerks ist sodann die Nachgiebigkeit der Mörtel wesentlich; Kalkmörtel ist viel nachgiebiger als Zementmörtel.

Der Elastizitätsmodul von Mauerwerk ging bei den bisher in Stuttgart ausgeführten Versuchen unter zulässigen Lasten herab bis $E = \text{rd. } 6000$ (bei Verwendung von Kalkmörtel), und hinauf bis rd. $160\,000$ (mit Zementmörtel). Diese Zahlen fanden sich an Beton- und Ziegelmauerwerk mit 1 bis 1,2 cm Fugenhöhe. Bei größeren Fugenhöhen ist mit größeren Dehnungszahlen zu rechnen.

Über Versuche mit Mauerwerk aus Formsteinen vgl. Bautechn. 4 (1926) S. 255.

5. Wasseraufnahme und Wasserabgabe der Mauerziegel. Nach DIN 105 sollen Mauerklinker nicht mehr als 6%, Hartbrandziegel nicht mehr als 12%, andere Ziegel (Vormauerziegel, Mauerziegel MZ 150 und MZ 100) mindestens 8% Wasser aufnehmen.

6. Schwinden und Quellen der Mauerziegel. Bei Mauerziegeln kann das Schwinden und Quellen größer als bei Natursteinen werden. Beispielsweise fanden wir bei Mauerziegeln mit geringerer Festigkeit ein Aufquellen bis 0,19 mm/m.

7. Wärmeausdehnung, Wärmeleitfähigkeit. Gut gebrannte Ziegel zeigen im Vergleich mit manchen Natursteinen (z. B. Granit) eine verhältnismäßig geringe und stetige Wärmeausdehnung³.

Die Wärmeleitfähigkeit der Ziegel kann naturgemäß sehr verschieden ausfallen; dichte schwere Klinker aus gesintertem Ton leiten die Wärme weit rascher als porige, leichte Ziegel.

Die Bedingungen für Mauerwerk sind von WEDLER im Zentralblatt der Bauverwaltung 58 (1938) S. 875 u. f. geschildert. Vgl. auch DIN 4110 und 4701.

Tabelle 3.

$$K_m = \frac{k_s \left(4 + \frac{1}{10} k_m \right)}{16 + 3 \frac{h}{b}} + e \text{ kg/cm}^2.$$

Mauerdicke 38 cm; Höhe zu kleinster Querschnittsabmessung = $h/b = 7$; $e = 10 \text{ kg/cm}^2$.

Steinfestigkeit k_s (Mauersteine)	Mit der Mörtelfestigkeit $k_m =$		
	5 (Kalkmörtel)	20 (verlängerter Zementmörtel)	40 kg/cm^2 (Zementmörtel)
	Mauerwerkfestigkeit K_m		
20 kg/cm^2	12 [3]	—	—
50 „	16	—	—
100 „	22 [7]	26 [8]	32
150 „	28 [10]	34 [14]	42 [16]
250 „	40	51 [18]	64 [22]
350 „	53	67	86 [35]

Die zulässige Belastung nach DIN 1053 ist in □ beigefügt.

¹ Bautechn. 4 (1926) S. 229.

² Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 232, S. 30.

³ Näheres Heft 60 des dtsh. Ausschusses für Eisenbeton, 1929.

8. **Über den Schutz von Mauerwerk gegen Feuer.** Wenn Mauerwerk hoher Temperatur ausgesetzt wird, so ist damit zu rechnen, daß die Tragfähigkeit bei Temperaturen über 300° erheblich sinkt¹. Schäden entstehen besonders beim Ablöschen durch das Abschrecken der heißen Steine. Mauerwerk mit Putzschichten wird dementsprechend wesentlich widerstandsfähiger, weil die Erwärmung und die Abkühlung durch die Putzschichten gehemmt wird. Nach Versuchen von KRISTEN² sind dabei Kalkmörtel mit 10% Gips besonders geeignet. Vor dem Aufbringen der Putzmörtel sind die Fugen auszukratzen³.

9. **Wetterbeständigkeit der Mauerziegel.** Hierzu wird in DIN 105 verlangt, daß wassersatte Mauerklinker, Hartbrandziegel und Vormauerziegel VMZ 150 nach 25maligem Gefrieren und Wiederauftauen keinerlei Abblätterungen aufweisen. Darüber hinaus ist zu empfehlen, für Mauerteile, die im Winter oft durchnäßt werden und die oft gefrieren und auftauen (Haussockel, Dachaufbauten u. a. m.), Hartbrandziegel oder Klinker zu verwenden.

10. **Verhalten gegen chemischen Angriff.** Gut gebrannte Mauerziegel, insbesondere Hartbrandsteine und Klinker, besitzen eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen die im Bauwesen zu erwartenden Abwässer, Grundwässer u. dgl. Es ist deshalb nicht selten, daß Betonbauwerke mit Mauerwerk aus gebrannten Steinen gegen den Zutritt von angreifenden Wässern geschützt werden. Selbstverständlich ist ein dauerhafter Schutz durch das Ziegelmauerwerk nur zu erwarten, wenn die Ziegel undurchlässig, der Mörtel genügend widerstandsfähig und die Fugen dicht sind.

11. **Vorschriften für Mauerziegel und Mauerwerk.** Die Prüfung der Mauerziegel geschieht nach DIN 105. Ihre Verwendung ist durch DIN 1055 (Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau), sowie durch DIN 1963 (Teil II der Vorschriften für Bauleistungen, Maurerarbeiten) geregelt.

Weiter sei auf DIN 1058 (Normen für Ringziegel) sowie auf DIN 1056 und 1057 (Bestimmungen für freistehende Schornsteine) auch auf DIN 1053 (Lochziegel für tragendes Mauerwerk) verwiesen.

Wegen Mauerwerk vgl. DIN 1053 (Berechnungsgrundlagen für Bauteile aus natürlichen und künstlichen Steinen) und die Sammlung der Erlasse über „Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau“.

B. Dachziegel⁴.

Die Dachziegel werden hergestellt

a) als Strangziegel, vom geraden ebenen Tonstrang als ebene Ziegel mit Nase (Biberschwänze), ferner in ähnlicher Fertigung als Strangfalzziegel oder

b) als Preßziegel (aus Tonstücken gepreßte Falzziegel, Falzpfannen usw.).

Die Beurteilung der Dachziegel hat zunächst nach der DIN Vornorm 456 zu geschehen. Bei der Anwendung, insbesondere bei der Wahl der Dachneigung, muß ferner auf die örtlichen Erfahrungen Rücksicht genommen werden.

1. **Gefüge. Äußeres Aussehen. Maße.** Zu Dachziegeln sind ausgelesene Ziegeltonen nötig. Das Bruchgefüge soll gleichmäßig feinporig sein. Die Oberfläche der Ziegel soll tunlichst glatt sein, damit das Ansetzen von Moosen gehindert wird und das Wasser rasch abfließt; auch soll sie nur feine, kurze, nicht tiefgehende Risse aufweisen. Die örtlichen Erfahrungen sind zu beachten.

Wegen des Aussehens werden die oberen Flächen der Ziegel nicht selten mit Glasuren oder farbigen Tonschichten (Engoben) versehen; diese sollen mit dem Ziegel dauerhaft verbunden sein.

Die Dachziegel sollen ferner regelmäßige Gestalt und regelmäßige Abmessungen aufweisen derart, daß in den Fugen ein genügender Schluß des Daches stattfindet (vgl. DIN Vornorm 456). Es ist nicht nötig, bei manchen Ziegeln sogar

¹ Diss. BUSCH: Techn. Hochschule Stuttgart 1936.

² Tonind.-Ztg. 59 (1935) S. 1209.

³ Weiteres u. a. bei MENZEL: Proc. Amer. Concrete Inst. 29 (1933) S. 113 (Versuche mit Mauerwerk aus Betonsteinen).

⁴ Vgl. auch Diskussionsbericht 111 der Eidgen. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe. Zürich 1937.

unzweckmäßig, daß die Ziegel scharf geschlossen aufliegen; durch die Lücken, welche bei üblicher Beschaffenheit der Dachziegel entstehen, muß eine so weitgehende Lüftung der Dachräume möglich sein, daß Schwitzwasser, auch das Wasser, welches durch die Ziegel tritt, bald von der durchströmenden Luft weggetragen wird. Biberschwänze erhalten deshalb oft Längsrillen.

Für die Maße der Biberschwänze gilt DIN 453; allerdings sind diese Maßnormen bis jetzt wenig beachtet; eine Änderung ist in Vorbereitung.

2. Festigkeit der Dachziegel. Die Ziegel müssen wegen ihrer Beanspruchung beim Transport und im Dach, auch beim Begehen des Daches eine gewisse Biegefestigkeit aufweisen. Dazu wird in den Vornormen DIN 456 und DIN DVM 2250 verlangt, daß bei Belastung der Ziegel in der Mitte und bei einem Abstand der Auflager von 25 cm eine Mindestlast getragen wird; diese soll bei Biberschwänzen im Mittel aus 5 Versuchen mindestens 50 kg betragen.

3. Wasserdurchlässigkeit. Die Vornormen DIN 456 und DIN DVM 2250 verlangen, daß die Ziegel unter einer Wassersäule von 5 cm im Mittel nicht früher als nach 2 Stunden, im Einzelfall frühestens nach $1\frac{1}{2}$ Stunden Wassertropfen abfallen lassen. Dabei ist vorausgesetzt, daß die Ziegel entsprechend den örtlichen Erfahrungen verlegt werden. Weiter ist zu beachten, daß die Durchlässigkeit vieler Ziegel, vor allem der süddeutschen Ziegel, im Laufe der Zeit erheblich zurückgeht¹.

4. Wetterbeständigkeit der Dachziegel. Die Dachziegel müssen die übliche Frostprüfung bestehen (vgl. DIN Vornorm 456). Außer durch oftmaliges Gefrieren der nassen Ziegel treten Schäden auf durch das Auskristallisieren wasserlöslicher Salze, die im Ziegel von vornherein enthalten sind oder die aus Ablagerungen kommen, die durch das Regenwasser gelöst und in den Ziegeln eingedrungen sind. Zur Verhütung solcher Schäden sind die in Betracht kommenden wasserlöslichen Salze im Ziegel zu begrenzen; auch sind die Ziegel so herzustellen und so zu verlegen, daß Ablagerungen aus den Hausfeuerungen tunlichst unterbleiben. Die Erfahrung lehrt dazu, daß Ziegel, welche auf wenig geneigten Dächern verlegt werden, eher Wetterschäden aufweisen als gleiche Ziegel auf steilen Dächern.

C. Straßenklinker.

Hier gilt sinngemäß das unter A 1, 2, 9 und 10 Gesagte. Für die Pflasterung öffentlicher Straßen, auch für Fußbodenbeläge in chemischen Fabriken werden gebrannte Steine mit hohen Festigkeiten bei Druck- und Biegebelastung, mit hohem Abnutzwiderstand, nicht zuletzt mit regelmäßigen Maßen angeboten. Die Abweichungen von den Sollmaßen sind in engen Grenzen zu halten, damit die Fugenweite tunlichst gleich und eng, die Fahrbahn möglichst eben wird.

D. Dränrohre.

Die Dränrohre werden zur Entwässerung von Kulturland gebraucht. Dazu gehört u. a. eine genügend glatte Rohrwand und ein für die Verlegung und für den Gebrauch ausreichende Festigkeit. Über die erforderliche Beschaffenheit und über die zur Zeit geltenden Prüfvorschriften gibt DIN 1180 Auskunft.

E. Tonhohlplatten.

Vgl. DIN 278.

F. Kabelschutzhauben.

Hierzu sei auf DIN 279 verwiesen.

G. Steinzeugrohre².

Die Steinzeugrohre werden aus dicht sinternden Tonen gefertigt. Meist erhalten die Rohre eine Salzglasur. Die Festigkeit des Steinzeugs wird bei sorgfältiger

¹ Bautenschutz 6 (1935) S. 46, ferner Tonind.-Ztg. 60 (1936) S. 298.

² Vgl. auch Bericht 37 (Diskussionsbericht 120) der Eidgen. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe. Zürich 1937.

Herstellung sehr hoch (Biegefestigkeit mehr als 200 kg/cm², Druckfestigkeit über 2000 kg/cm²). Für das Bauwesen ist die hohe Widerstandsfähigkeit des Steinzeugs gegen chemische Angriffe besonders wertvoll; daher kommt die Verwendung der Steinzeugrohre zu Abwasserleitungen, zu Einrichtungen der chemischen Industrie usw.

Die Steinzeugrohre werden gerade und im Querschnitt kreisrund (5 bis 100 cm Durchmesser), auch eiförmig oder elliptisch, ferner als Formstücke in mannigfaltiger Gestalt geliefert.

Die Prüfung der Steinzeugrohre erfolgt nach DIN 1230 und 2150.

H. Platten aus Steinzeug.

Zur Auskleidung von Rohren und Betonrohren, die angreifenden Flüssigkeiten ausgesetzt sind und deshalb geschützt werden sollen, dienen Sohlshalen (gewölbte Platten) oder ebene Platten aus Steinzeug. Auch zu Boden- und Wandbelägen werden solche Platten benutzt, wenn die zugehörigen Flächen dem Angriff von Säuren ausgesetzt sind. Wichtig ist dabei die dichte Füllung der Fugen mit geeigneten Stoffen (Bitumen, Wasserglaskitt, fetter Zementmörtel usw., je nach der Aufgabe, die erledigt werden muß)¹.

Ebene gesinterte Steinzeugplatten sind in Räumen mit starkem Fußgängerverkehr und auch unter Wagenverkehr brauchbar, wenn die Räder Luftbereifung haben. In Schlachthöfen, Verkaufsräumen für Lebensmittel usw. sind als Wandbelag gesinterte und glasierte Platten angezeigt, weil sie im Verkehr und im Frost besonders widerstandsfähig, auch leicht zu reinigen sind. Die Farbgebung kann praktisch beliebig stattfinden.

Die *Wandbelagplatten* sind meist weiße oder gelbliche, unterhalb der Sinter-temperatur gebrannte, mit Glasur versehene Steingutplatten; sie sind in der Regel nicht wetterbeständig. Für Räume, die in Frost kommen, sind frostsichere Platten zu verlangen.

Das Versetzen der Wandplatten muß unter Beachtung der Anleitungen geschehen, welche vom Mosaik- und Wandplattenverband herausgegeben sind. Im übrigen vgl. DIN 1399 und 1400.

IV. Die Kalke und die Kalkmörtel.

A. Einteilung, Bezeichnung und Zusammensetzung der Kalke.

Die Zusammensetzung und die Eigenschaften der Kalke sind außerordentlich mannigfaltig. Die Kalke beginnen in der zur Zeit geltenden Abgrenzung mit dem reinen Weißkalk und reichen bis zum Naturzement. Für die Beschaffung und Abnahme gilt DIN 1060. Hiernach werden unterschieden:

- a) Kalke, die an der Luft erhärten, und zwar
 1. Weißkalk,
 2. Dolomitkalk (Graukalk);
- b) Kalke, die auch unter Wasser erhärten, nämlich
 1. Wasserkalk,
 2. hydraulischer Kalk (früher Zementkalk genannt),
 3. hochhydraulischer Kalk (hydraulischer Kalk höherer Festigkeit, früher auch Romankalk genannt).

Weißkalk ist ein Kalk, der, bezogen auf die Summe der artbestimmenden Bestandteile, mindestens 90 % CaO enthält. Etwa vorhandener Gehalt an MgO darf 5 % nicht überschreiten. Weißkalk löscht lebhaft und zeigt nach dem Löschen zu Kalkteig weiße oder schwach getönte Färbung.

Dolomitkalk (Graukalk) ist ein Kalk, der, bezogen auf die Summe der artbestimmenden Bestandteile, mindestens 90 % CaO + MgO enthält, wobei der Gehalt an MgO mehr als 5 % sein muß. Dolomitkalk zeigt gegenüber Weißkalk im

¹ GRAF U. GÖBEL: Schutz der Bauwerke, Berlin 1930, S. 81.

allgemeinen etwas trägeres Löschen und nach dem Löschen meist grauweiße oder dunklere Färbung.

Wasserkalk ist ein Kalk, der mehr als 10% lösliche saure Bestandteile enthält und eine Mindestdruckfestigkeit von 15 kg/cm² nach 28 Tagen besitzt. Wasserkalk mit mehr als 5% MgO erhält den Zusatz „dolomitisch“. Wasserkalk löst sich träge, zerfällt vollständig zu Pulver und ist bei sachgemäßer Behandlung wasserbeständig.

Hydraulischer Kalk ist ein Kalk, der mindestens 15% lösliche saure Bestandteile enthält, unter Wasser erhärtet und eine Mindestfestigkeit von 40 kg/cm² nach 28 Tagen hat. Natürlicher hydraulischer Kalk zerfällt bei Zusatz von Wasser nur teilweise.

Hochhydraulischer Kalk unterscheidet sich vom hydraulischen Kalk lediglich durch die höhere Mindestfestigkeit von 80 kg/cm² nach 28 Tagen.

Die Kalke kommen in den Handel als Stückkalk (ungelöschter stückiger Branntkalk), als gemahlener Branntkalk (ungelöschter gemahlener Kalk), als Kalkbrei, Kalkteig (ingesumpfter Kalk) und als Löschkalk (pulverförmig gelöschter Kalk).

Hydraulischer Kalk kommt stets pulverförmig, gelöscht, teilweise gelöscht oder ungelöscht in den Handel.

Pulverförmig gelöschter Kalk darf zur Vermeidung der Klumpenbildung bis zu 10% ungelöschte Bestandteile (CaO und MgO) enthalten. Diese Bedingung ist für die Verarbeitung sehr wichtig, weil der Löschkalk vor dem Verarbeiten beim Anmachen nachlöschen muß, wenn Mängel in Wandputzen vermieden werden sollen.

Bei den Beratungen zu DIN 1060 hat der Verfasser den Vorschlag gemacht, die Kalke nur noch als Luftkalke und als hydraulische Kalke zu unterscheiden. Bei den Luftkalken soll nach dem gleichen Vorschlag die Prüfung auf Festigkeit entfallen; für diese Kalke ist vor allem der Löschezustand wichtig.

Die hydraulischen Kalke lassen sich ähnlich prüfen wie die Zemente. Dabei werden bessere Aufschlüsse gewonnen als bei der jetzigen Prüfung nach DIN 1060. Vgl. hierzu unter VI, G, 2, sowie in der Sammlung Göschen, Bd. 984, 2. Aufl., S. 80.

B. Verarbeitbarkeit der Kalke und der Kalkmörtel.

Die Kalkmörtel, insbesondere die Weißkalkmörtel, sind beim Verarbeiten im Vergleich mit den Zementmörteln bei gleichem Mischungsverhältnis oft viel klebriger. Deshalb erfordert Kalkmörtel zur Erlangung eines an der Wand verarbeitbaren Putzmörtels oder eines zu flotter Arbeit geeigneten Mauermörtels weniger Bindemittel als Zementmörtel. Magere Zementmörtel werden durch Beigabe von Kalk meist besser verarbeitbar gemacht.

Kalkmörtel halten das Mischwasser länger als Zementmörtel; trockene Mauersteine entziehen das Wasser dem Zementmörtel rascher als dem Kalkmörtel.

Diese Eigenschaften sind überdies bei Kalcken verschiedener Herkunft verschieden ausgeprägt¹.

Der Gehalt der Kalkmörtel an Bindemitteln wird praktisch in erster Linie mit Rücksicht auf die Verarbeitbarkeit der Mörtel bestimmt. Klare, gleichkörnige Sande erfordern mehr Kalk als lehmige, gemischtkörnige. Deshalb zeigen Kalkmörtel mit lehmigen Sanden nicht selten zu geringe Festigkeit.

C. Allgemeines über die Festigkeitseigenschaften der Kalke.

¹ Unter bezug auf A. sei noch dazu folgendes bemerkt.

Die Luftkalke liefern im Baumörtel Würfeldruckfestigkeiten von wenigen kg/cm². Die hydraulischen Kalke geben mit üblichen Mischungen Würfeldruckfestigkeiten von etwa 5 bis 20 kg/cm².

Bei der Wertung der Luftkalke (Weißkalk, Graukalk) wird gelegentlich verlangt, daß die Erhärtung der Proben unter künstlicher Zufuhr von Kohlendioxyd

¹ Tonind.-Ztg. 59 (1935) S. 1137.

erfolgen müsse, weil damit die vollen Festigkeitseigenschaften der Kalke erkennbar seien. Demgegenüber ist zu erwidern, daß meines Wissens nirgends nachgewiesen ist, daß Luftkalkmörtel im Innern von Mauerwerk beliebiger Art größere Festigkeiten aufwiesen als bei der üblichen Prüfung der Kalke mit Proben, die nur an der Luft erhärten.

Weiter ist zu bemerken, daß die Kalkmörtel anfänglich vor zu raschem Austrocknen zu bewahren sind, u. a. weil zur Umsetzung des Kalkhydrats mit dem Kohlendioxyd der Luft Wasser vorhanden sein muß. Will man bei der Erhärtung der Kalkmörtel künstlich nachhelfen, so kann dies mit Koksfeuer in eisernen Körben (sog. Koks Körben) oder mit erwärmter Luft, der Kohlendioxyd zugesetzt ist, geschehen¹.

D. Festigkeit der Kalkmörtel.

1. Einfluß der Zusammensetzung der Sande. Die Zusammensetzung der Sande beeinflusst die Größe der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit und der Biegefestigkeit in bedeutendem Maße. Gemischtkörnige Sande, welche nach den Erkenntnissen zusammengesetzt sind, die mit Zementmörtel gewonnen wurden (vgl. unter VII, D, 4, S. 385 usw.), liefern mit Wasserkalken höhere Festigkeiten als gleichkörnige Sande. Nach den gleichen Untersuchungen sind die groben Sande den feinen überlegen. In Weißkalkmörteln sind die feinkörnigen Sande vorzuziehen, vgl. Anweisung für Mörtel und Beton (AMB), herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn 1936, S. 42, sowie Tonind.-Ztg. 1939, S. 320.

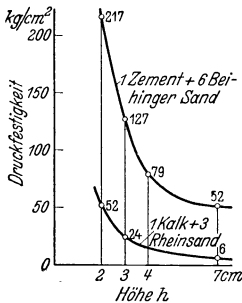


Abb. 14.

2. Einfluß von tonigen Beimengungen im Sand. Bei der Herstellung von Mörteln sind Sande beliebt, welche erhebliche Mengen Ton oder Lehm enthalten, weil mit solchen Sanden weniger Kalk nötig ist, um die Mörtel geschmeidig und leicht verarbeitbar zu machen. Der Verfasser ist der Auffassung, daß gute

Mörtelsande, z. B. für Außenputze, nicht mehr als 5% abschlämmbare Bestandteile enthalten sollten.

3. Einfluß der Kalkmenge. Die Kalkmenge wird unter praktischen Verhältnissen selten mit Rücksicht auf die nötige Festigkeit gewählt; in der Regel wird so viel Kalk beigegeben, bis der Mörtel die zum Verarbeiten erforderliche Schmeidigkeit besitzt (vgl. auch unter IV, B). — Selbstverständlich gehen die Festigkeiten mit abnehmendem Kalkgehalt zurück. Mit Weißkalk sollten die Mörtel für Außenputze in der Mischung 1:3 bis 1:2 (Raumteile) gewählt werden; jedenfalls muß ein genügend fester Mörtel entstehen. Die örtlichen Erfahrungen sind zu beachten.

4. Einfluß der Menge des Anmachwassers. Der Wassergehalt der Mörtel ist von bedeutendem Einfluß auf alle Festigkeiten. Mit zunehmendem Wassergehalt sinken die Festigkeiten.

5. Festigkeit der sog. verlängerten Zementmörtel. Der Kalkzusatz im Zementmörtel bewirkt oft keine wesentliche Festigkeitserhöhung; er hat meist den Zweck, den Zementmörtel mauergerecht, also schmeidig zu machen. Dementsprechend ist der Kalkzusatz auf das für die Verarbeitung nötige Maß zu beschränken. Im übrigen sei auf Bd. 984 der Sammlung Göschen, 2. Aufl., S. 83 verwiesen.

6. Einfluß des Alters. Zur Steigerung der Festigkeit mit dem Alter gehört bei allen Mörteln, also auch bei Luftkalkmörteln, dauernd etwas Feuchtigkeit. Wird der Mörtel frühzeitig durch scharfe künstliche Trocknung entwässert, so wird die Entwicklung der Festigkeit gehemmt.

7. Plattenfestigkeit. Die Festigkeit aller Mörtel ist von der Form und Größe der Probekörper abhängig. Deshalb sind unter anderem die in üblicher Weise

¹ DIECKMANN: Kleine Baustoffkunde 1936, S. 147.

mit Würfeln ermittelten Druckfestigkeiten nicht ohne weiteres auf die Festigkeiten der Mörtel im Mauerwerk übertragbar. Abb. 14 zeigt dazu, daß die Festigkeit von 2 cm hohen Platten aus Kalkmörtel zum mehr als Achtfachen der Würfel- festigkeit gefunden wurde.

E. Schwinden und Quellen der Kalkmörtel.

Wenn Kalkbrei oder Kalkmörtel austrocknet und erstarrt, so ist meist eine mehr oder minder ausgeprägte Raumverkleinerung zu beobachten. Die anfängliche Raumverminderung des Mörtels vor dem Erstarren, also des noch stark nachgiebigen Mörtels, nennt man Schrumpfen. Die Raumverminderung des erhärteten Mörtels durch Austrocknen wird als Schwinden bezeichnet. Wenn der frisch aufgebrauchte Kalkmörtel durch Wind und Sonne rasch austrocknet, entstehen Schrumpfrisse. Wenn das Schwinden des erhärteten Mörtels behindert wird, entstehen Zugspannungen im Mörtel, unter ungünstigen Umständen Schwindrisse.

Die Raumänderungen durch das Schrumpfen und durch das Schwinden sind bei den verschiedenen Kalken verschieden; sie sind auch abhängig von der Zusammensetzung des Mörtels; fette Mörtel schwinden mehr als magere; Mörtel, die viel Anmachwasser brauchen, schwinden mehr als solche mit weniger Anmachwasser. Das Schwindmaß wird groß in trockenen Räumen, die im Winter geheizt werden; es bleibt viel kleiner für Mörtel, die der Witterung ausgesetzt sind; auch im Freien treten Unterschiede auf, weil die örtlichen Verhältnisse den Grad des Austrocknens der Kalkmörtel beeinflussen¹.

F. Raumbeständigkeit der Kalkmörtel².

Wenn wir von Raumbeständigkeit sprechen, so handelt es sich nicht um die Raumänderungen, die unter E besprochen wurden, sondern um zusätzliche

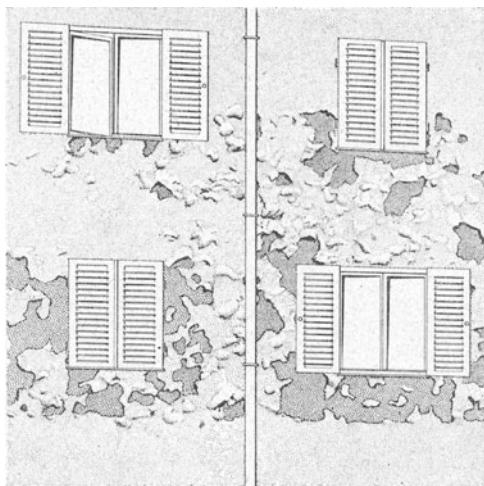


Abb. 15.

Raumänderungen, die den Bestand der Kalkmörtel vorzeitig gefährden. Man hat dabei zwei Bedingungen zu unterscheiden. Die erste betrifft die Bereitstellung von Kalk, der genügend gelöscht ist, damit Zerstörungen, wie sie in Abb. 15 zu

¹ Tonind. Ztg. 59 (1935) S. 1138 und 1139.

² Vgl. auch LADE und WINKLER, Putz, Stuck, Rabitz, 2. Aufl. Stuttgart 1936.

sehen sind, nicht stattfinden. Eine solche Nachprüfung kann kurzfristig mit der Kuchenprobe stattfinden, weil man an dem Verhalten von Kuchen erkennen kann, ob der Kalk gebrauchsfertig gelöscht ist; der Kuchen zeigt örtliche Zerstörungen durch Kalkteile, die erst im erhärtenden Mörtel gelöscht wird.

Aus solchen Erfahrungen ist zu fordern, daß Kalk nicht fabrikfrisch verwendet wird und daß der angemachte Kalkmörtel genügend lange in der Pfanne liegen muß, damit die im Sackkalk unvermeidlichen ungelöschten Teile nachlöschen, ehe der Mörtel verarbeitet wird.

Weiterhin kommt die Prüfung der Raumbeständigkeit in dem Sinne in Betracht, wie wir sie bei der Prüfung der Zemente verfolgen. Dabei will man erkennen, ob die Zusammensetzung der Kalke derart ist, daß im Laufe längerer Zeit Ribbildungen, Verkrümmungen und sonstige unzulässige Raumänderungen nicht eintreten. Zu einer solchen Prüfung sind bis jetzt ausreichende Vorschläge nicht gemacht worden. Wenn man der Auffassung ist, daß völlig gelöschte Kalke überhaupt raumbeständig sind, so kann man so verfahren, wie dies u. a. in England und in der Schweiz geschieht, d. h. man verzichtet bei Luftkalcken und schwach hydraulischen Kalcken auf die üblichen Prüfungen der Raumbeständigkeit und stellt lediglich den Löschzustand fest. Bei Zementkalcken und Romanzementen muß jedoch wie bei den Normzementen verfahren werden (vgl. unter VI, A).

G. Wasserdurchlässigkeit der Kalkmörtel.

Die Wasserdurchlässigkeit der Mörtel ist noch wenig erkundet¹. Man muß die örtlichen Erfahrungen beachten. Vielfach werden dem Mörtel für Außenputze sog. wasserabweisende Stoffe zugesetzt. Bei der Wahl solcher Mittel ist Vorsicht geboten; ihre dauernde Wirksamkeit sollte einwandfrei vor allem auch durch gleichzeitige Prüfung gleicher Mörtel ohne Zusatz nachgewiesen sein, ehe sie zur Anwendung kommen.

H. Wetterbeständigkeit der Kalkmörtel.

Die Zerstörung der Außenputze aus Kalkmörtel beginnt an Orten, die oft vom Wasser getroffen werden und an denen das Abfließen des Wassers gehemmt ist (an Fundamenten über dem Erdboden, an den Wänden über vorstehenden Gesimsen usw.), überdies oftmals gefrieren und auftauen. Deshalb kann der Putz durch weit vorstehende Dächer geschützt werden. Wird auf den Schutz der Putze durch das Dach verzichtet, so ist ein dauerhafter Putz mit hydraulischem Kalk zu empfehlen.

I. Verhalten der Kalkmörtel im Feuer.

Putzmörtel sind wertvolle Hilfsmittel zum Schutz von Bauteilen aus Holz, Stahl, Beton usw. gegen die Einwirkung hoher Temperatur derart, daß damit die Erwärmung der tragenden Bauteile gehemmt wird.

K. Kalk als Zusatz im Beton.

Mit fetten Kalcken kann die Verarbeitbarkeit des Betons verbessert, auch die Durchlässigkeit verringert werden, wenn dem Sand die staubfeinen Teile fehlen. Dabei kann auch eine kleine Steigerung der Festigkeiten eintreten. Das vorstehende gilt, wenn der Kalkzusatz bis rd. 5 % des Sandgehalts beträgt.

L. Kalksandsteine.

Kalksandsteine sind Mauersteine, die aus Quarzsand und gebranntem Kalk nach innigem Mischen in Formen gepreßt, dann unter Dampfdruck erhärtet sind.

Nach DIN 106 müssen lufttrockene Kalksandsteine bei zehn Versuchen eine Druckfestigkeit von mindestens 150 kg/cm² aufweisen; die Einzelwerte dürfen nicht unter 120 kg/cm² liegen. Die Prüfung auf Druckfestigkeit geschieht wie bei den Mauerziegeln.

¹ Bautenschutz 5 (1934) S. 135.

DIN 106 enthält ferner Forderungen über die Abmessungen der Steine, über ihre Wasseraufnahmefähigkeit und über ihre Frostbeständigkeit.

M. Vorschriften über Kalkmörtel.

Maßgebend sind zuerst die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Belastungen der Baustoffe (DIN 1055 und 1053), sodann die technischen Vorschriften für Bauleistungen, aufgestellt vom Reichsverdingungsausschuß (vgl. unter II, Maurerarbeiten DIN 1963; IIa Putz- und Stuckarbeiten DIN 1964; II b Estrich- und Fliesenarbeiten DIN 1965; VIII, Dachdeckerarbeiten DIN 1971).

V. Die Gipse und die Gipsmörtel.

Der Baugips¹ wird durch teilweise oder vollständige Austreibung des im natürlichen Gipsstein ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) enthaltenen Kristallwassers durch Zuführen von Wärme bei je nach der Gipsorte verschiedenen Temperaturen gewonnen. Der Baugips wird überdies vor oder während oder nach dem Brennen oder in mehreren Arbeitsstufen gemahlen. Durch Wiederezufuhr von Wasser erstarrt der Baugips nach mehr oder minder kurzer Zeit durch Wiederaufnahme des beim Erhitzen ausgetriebenen Kristallwassers.

Nach DIN Vornorm 1168 werden folgende Gippsorten unterschieden:

- a) Stuckgips;
- b) Putzgips als vorgebrannter Putzgips, als gewöhnlicher Putzgips und als Sonderputzgips;
- c) Estrichgips;
- d) Marmorgips (doppelt gebrannter, zwischen 2 Brennvorgängen in der Regel mit Alaun getränkter Gips).

Bei der Verwendung der Baugipse ist die Zeitdauer wichtig, in welcher die Verarbeitung des Gipses vorgenommen werden muß (Streichzeit). Weiterhin ist die Biegefestigkeit und Druckfestigkeit von Bedeutung, namentlich beim Estrichgips.

Die Gipse werden entsprechend ihrer Bezeichnung und unter Beachtung der Gebrauchsanweisungen zu Decken- und Wandputzen, zum Estrich und zu Außenputzen verwendet, auch als Zusatz für Kalkmörtel, ferner zu Fertigbauteilen, insbesondere Gipsdielen, Holzwolleplatten usw. Wegen der Einzelheiten sei auf die Schriften der Fachgruppe Gipsindustrie verwiesen.

Praktisch wichtig ist, daß die Gipsputze lufttrocken sein müssen, ehe die Tapeten aufgebracht werden; auch der Gipsestrich muß lufttrocken sein, ehe das Linoleum verlegt wird².

VI. Die Zemente³.

A. Allgemeines.

Die Zemente sind hydraulische Bindemittel, d. h. sie erstarren einige Zeit nach dem Anmachen mit Wasser und erhärten allmählich zu einem steinartigen Gebilde sowohl bei Lagerung unter Wasser als an der Luft, in letzterem Fall nur dann vollwertig, wenn der Mörtel beim Erhärten, namentlich in den ersten Tagen, feucht gehalten wird.

Das deutlich meßbare Erstarren soll — auch im Hochsommer — erst nach ordentlicher Verarbeitung des Zements beginnen. Nach den Normen soll der Erstarrungsbeginn frühestens 1 Stunde nach dem Anmachen des Zementbreies festzustellen sein. Im Straßenbau soll der Erstarrungsbeginn tunlichst nicht vor

¹ Vgl. auch bei VOELLMY im Handbuch der Werkstoffprüfung, Bd. III, S. 592 u. f., ferner die Merkblätter der Fachgruppe Gipsindustrie.

² DIECKMANN: Kleine Baustoffkunde, S. 99. Berlin 1936.

³ Vgl. GRÜN: Der Zement. Berlin 1927; ferner HAEGERMANN in Bd. III des Handbuchs der Werkstoffprüfung, Berlin 1941, S. 365 u. f.

2 Stunden eintreten. Die Bindezeit, das ist die Zeit, bis der Zement durch die Prüfnadel nur noch kleine Eindrücke erfährt, soll bei 17 bis 20° C ausreichend groß sein, in der Regel nicht unter 4 Stunden und nicht mehr als etwa 12 Stunden betragen. Beim Arbeiten in niederen Temperaturen ist ein möglichst geringes Zurückbleiben der Erhärtung gegenüber den Verhältnissen bei gewöhnlicher Temperatur erwünscht; bei hohen Temperaturen soll umgekehrt die Beschleunigung begrenzt sein.

Nach dem Abbinden soll die Festigkeit im Hochbau möglichst rasch ansteigen, so daß die Festigkeit des Betons in möglichst kurzer Zeit nahe an die Endfestigkeit herankommt.

Der Zementstein soll raumbeständig sein; die Festigkeit soll im Laufe der Zeit nicht zurückgehen, sei es wegen der Beschaffenheit des Zements an sich, sei es infolge Einwirkung von Frost, Flüssigkeiten usw. Schwindrisse im Mörtel und Beton sollen bei sachgemäßer Arbeit vermieden werden können. Inwieweit diese Forderungen erfüllbar sind, hängt von den örtlichen Verhältnissen und dem Stand der Zementtechnik ab.

In Deutschland werden zur Zeit vier genormte Zementarten, nämlich Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement und Traßzement verwendet.

Der Portlandzement ist im § 2a der deutschen Zementnormen (DIN 1164) beschrieben. U. a. ist gesagt:

„Portlandzement wird hergestellt durch Feinmahlen und inniges Mischen der Rohstoffe, Brennen bis mindestens zur Sinterung und Feinmahlen des Brenngutes (Klinkers). Dem Portlandzement dürfen höchstens 3% fremde Stoffe zugesetzt werden.“

Ferner ist der Magnesiumgehalt und der Glühverlust begrenzt. Hieraus erhellt, daß die Zusammensetzung und die Herstellungsart bestimmten Anforderungen genügen müssen, im Gegensatz zu den Verhältnissen bei den Naturzementen und bei den Mischbindern (Zemente mit hydraulischen Kalken, Hochofenschlacken untergeordneter Art usw.).

Der Eisenportlandzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das aus mindestens 70% Portlandzement und höchstens 30% granulierter basischer Hochofenschlacke besteht. Der Hochofenzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das aus 15 bis 69% Portlandzement und dementsprechend 85 bis 31% basischer Hochofenschlacke besteht. Der Portlandzement und die Hochofenschlacke werden im Fabrikbetrieb miteinander fein gemahlen und hierbei innig gemischt.

Zum Eisenbetonbau und zum Brückenbau dürfen — abgesehen von Ausnahmen, die noch besprochen werden — andere Zemente als Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement nicht verwendet werden. Es empfiehlt sich dabei, überdies nur Zemente zu benutzen, welche bei der Herstellung unter Normenüberwachung stehen und dementsprechend auf der Verpackung das Normenüberwachungszeichen tragen. Traßzement nach DIN 1167, in der Regel aus 30 Gewichtsteilen normgemäßem Traß und 70 Gewichtsteilen Portlandzement ist zu Bauteilen geeignet, die beim Gebrauch feucht bleiben, also vorzugsweise zu Wasserbauten und Fundamenten. Im übrigen Gebiet des Hoch- und Tiefbaues sind nur für untergeordnete Bauteile ausnahmsweise andere, nicht genormte, meist wesentlich geringere Eigenschaften aufweisende Zemente brauchbar. Für Sonderaufgaben (z. B. für die Betonstraßen der Reichsautobahnen) sind andererseits nur ausgewählte Normenzemente angezeigt.

Wenn es sich ausnahmsweise darum handelt, hochfesten Beton in besonders kurzer Zeit zu erhalten (z. B. für Pfähle), so kommt Tonerdezement in Betracht. Dieser ist nicht genormt, jedoch trotzdem für Eisenbeton zugelassen, da wegen des höheren Preises des Tonerdezementes und wegen des in solchen Fällen unerläßlichen Nachweises der Betonfestigkeit kein Anlaß zu Mißbräuchen vorliegt. Auch müssen für den Tonerdezement Nachweise vorliegen, daß er in den jeweils maßgebenden Eigenschaften den Normenzementen nicht nachsteht¹.

¹ Beton u. Eisen 33 (1934) S. 156.

B. Chemische Zusammensetzung der Zemente.

Tabelle 4 enthält Angaben über die chemische Zusammensetzung der deutschen Zemente. Man sieht hieraus, daß der Kalkgehalt im Eisenportlandzement allgemein kleiner ist als im Portlandzement; bei dem Hochofenzement ist der Kalkgehalt noch kleiner. Auch sonst sind deutliche Merkmale für die Unterscheidung

Tabelle 4. Analysen von Handelszementen (Grenzwerte).

1	2	3	4	5
Bestandteil	Portlandzement	Eisenportlandzement	Hochofenzement	Tonerdezement
SiO ₂	18 bis 24	20,5 bis 26,5	25,5 bis 31,5	6,5 bis 8,5
Al ₂ O ₃	4 bis 8	6,0 bis 10,5	8 bis 17	42 bis 46,5
Fe ₂ O ₃ ¹	0,5 bis 6	1,5 bis 3,5	0,5 bis 2,5	0,6 bis 1,4
CaO	60 bis 68	54,5 bis 62	41,5 bis 55	39 bis 44
MgO	1 bis 5	1,5 bis 5	1,5 bis 7	1,3 bis 2,1

dieser drei Normenzemente vorhanden. Von den Tonerdezementen wird in Deutschland zur Zeit nur eine Marke hergestellt; die Angabe in der Tabelle 4 bezieht sich auf diesen Zement.

Die Auffassungen über die zweckmäßigste Zusammensetzung der Zemente, sei es für den allgemeinen Bedarf oder für bestimmte Bauaufgaben, sind in Deutschland in lebhafter Entwicklung. Die chemische Analyse allein gibt keinen vollen Aufschluß. Dem Verbraucher zeigt sie, wenn besondere Vereinbarungen nicht vorliegen, ob die Normen oder andere zusätzliche Bedingungen eingehalten sind und ob der Zement eine Zusammensetzung aufweist, die in den üblichen Grenzen liegt oder davon abweicht.

Nach den Untersuchungen aus dem letzten Jahrzehnt sollen für Portlandzement günstige Verhältnisse vorliegen, wenn der Gehalt an Tonerde unter 7% liegt, das Verhältnis von Tonerde zu Eisenoxyd etwa bei 1,8 oder darunter liegt, außerdem die Bedingungen unter C beachtet werden. Wichtig ist dabei auch, daß der Gehalt an freiem Kalk möglichst klein ist; dieser Zustand hängt von der Güte des Brandes ab².

Wenn aus der chemischen Analyse auf die bei gutem Brand auftretenden Gefügeminerale des Zementklinkers geschlossen werden soll (vgl. unter C), muß vor allem auf die genaue Bestimmung des Eisens und der Tonerde geachtet werden.

C. Gefüge des Zementklinkers.

Zur Beurteilung des Zements wird in neuerer Zeit mehr und mehr die Aufteilung nach den Klinkermineralien herangezogen³. Unter der Voraussetzung eines guten Brandes entsteht bei gewöhnlichen Portlandzementen zuerst Dikalziumsilikat, dann Tetraalkaliumaluminatferrit, hierauf Trialkaliumaluminat, schließlich Trialkaliumsilikat.

Die Bedeutung der Bestandteile für die Zementeigenschaften ist in groben Zügen ausreichend klargestellt. U. a. ist folgendes bekannt. Trialkaliumaluminat gibt hohe Abbindewärme; deshalb verwenden amerikanische Ingenieure zu massigen Betonbauten Zemente mit wenig Trialkaliumaluminat. Trialkaliumsilikat liefert hohe Anfangsfestigkeiten.

D. Feinheit der Mahlung der Zemente.

Nach den Zementnormen sollen die in DIN 1164 beschriebenen Zemente auf dem Sieb mit 900 Maschen auf 1 cm² höchstens 2% und auf dem Sieb mit 4900 Maschen auf 1 cm² höchstens 25% Rückstand hinterlassen. Traßzement darf nach DIN 1167 nur 8% auf dem Sieb mit 4900 Maschen hinterlassen.

¹ FeO bei Hochofenzement und Tonerdezement.

² Vgl. auch HAEGERMANN in Beton und Eisen 1941, S. 59 u. f.

³ Vgl. LEA u. DESCH: The Chemistry of Cement and Concrete, S. 80f. London 1935, deutsche Ausgabe von C. PLATZMANN, sowie SCHWIEBE: Tonind.-Ztg. 1937, S. 309 u. f., außerdem NACKEN in Bd. III des Handbuchs der Werkstoffprüfung, S. 351 u. f.

Die Mahlfeinheit nimmt unter sonst gleichen Verhältnissen erheblichen Einfluß auf die Festigkeitseigenschaften der Mörtel und des Betons¹. Auch das Schwinden und Quellen der Mörtel wird durch die Mahlung des Zements geändert². Es hat sich ferner gezeigt, daß die gut gebrannten Portlandzemente nach feiner Mahlung Mörtel liefern, die geringere Wasserdurchlässigkeit aufweisen als Mörtel mit gleichen Zementen gröberer Mahlung. Nicht zuletzt wird die Verarbeitbarkeit durch die Mahlfeinheit des Zements beeinflußt.

Wenn man den Einfluß der Mahlung der Zemente tiefgehend verfolgen will, ist die gesamte Kornverteilung der Zemente zu untersuchen; die übliche Trennung auf Sieben ist nicht ausreichend. Zur Zeit ist die Korntrennung durch Sedimentation entwickelt (abgekürztes Verfahren von ANDREASEN durch HÄGERMANN bearbeitet).

E. Raumgewicht der Zemente.

Das Raumgewicht der Zemente ist in hohem Maße von der Art des Einfüllens abhängig, außerdem für verschiedene Zemente verschieden, u. a. bei feiner gemahlten Zementen im allgemeinen kleiner. Weiter ist das Raumgewicht von der Größe und Gestalt der Meßgeräte abhängig.

Diese Verhältnisse gaben schon vor langer Zeit Anlaß, zu empfehlen, den Zementgehalt des Betons nach Gewicht, und zwar in Kilogramm für 1 m³ fertigen Beton zu bemessen, vgl. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Auch die Vorschriften der Direktion der Reichsautobahnen und der Deutschen Reichsbahn verlangen die Zementzugabe beim Mischen und den Zementgehalt des fertigen Betons nach Gewicht. Wenn anders verfahren wird, so sind große Schwankungen des Zementgehaltes des fertigen Betons zu erwarten.

F. Erstarrungsbeginn. Bindezeit.

Der Erstarrungsbeginn von normal bindendem Zement soll nicht früher als 1 Stunde nach dem Anmachen eintreten. Für Sonderaufgaben (z. B. für den Betonstraßenbau) wird eine längere Zeitspanne verlangt.

Die Art der Bestimmung des Erstarrungsbeginns ist in den Zementnormen ausführlich beschrieben. Einfacher und zur vorläufigen Bestimmung des Erstarrungsbeginns hinreichend ist die Beobachtung der Erstarrung an Zementkuchen durch Eindrücken einer Bleistiftspitze, vgl. dazu die Anweisung für den Bau von Fahrbahndecken, Ausgabe 1939, herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen, sowie Anweisung für Mörtel und Beton, Ausgabe 1936, herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn.

Wenn die Erhärtung des Zements vor der Verarbeitung des Betons beginnt, kann die Entfaltung der Festigkeitseigenschaften des Zements beeinträchtigt werden. Um solchen Vorkommnissen zu begegnen, empfiehlt es sich, aus eingehenden Zementlieferungen fortlaufend Proben zu entnehmen und, wie soeben beschrieben, nach den Normen oder behelfsmäßig an Kuchen zu prüfen. Diese Prüfung vor der Verarbeitung des Zements auszuführen, ist nach den Lieferungsbedingungen des Deutschen Zementbunds eine Pflicht des Käufers.

Der Abbindeversuch soll nach den Normen bei 17 bis 20° mittlerer Temperatur des Zements, des Wassers und der Luft vorgenommen werden, was bei Beurteilung von Ergebnissen aus solchen Versuchen für die Bauausführung wichtig ist, weil mit Abnahme der Temperaturen die Bindezeit länger, mit Zunahme der Temperatur kürzer wird³. In Sonderfällen (Betonstraßenbau) erfolgt die Prüfung im Sommer bei 30 bis 35° C.

Für Sonderfälle (Dichtung im fließenden Wasser, Bauen bei tiefer Temperatur u. a. m.) werden schnellbindende Zemente gefordert. Wenn die Lieferung der Schnellbinder seitens einer Zementfabrik nicht in Betracht kommt, kann die *Beschleunigung des Abbindens* durch Zusätze (Calciumchlorid, Tricosal, Sika u. a.) veranlaßt werden. Dabei ist es nötig, vor der Anwendung von Zusätzen durch

¹ Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, Bd. 1 (1926) S. 10 u. 11.

² Beton u. Eisen 34 (1935) S. 89, sowie Zement 24 (1935) S. 364.

³ Heft 57 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, sowie Beton u. Eisen 26 (1927) S. 244.

Versuche die geeigneten Zemente und Zusatzmengen zu erkunden, wobei die Temperaturen wirken sollten, welche bei der beabsichtigten Anwendung zu erwarten sind¹.

G. Festigkeitseigenschaften.

1. Druckfestigkeit nach DIN 1164. Die bisherigen Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement (DIN 1164) enthalten als maßgebliches Verfahren eine Prüfung der Fähigkeit des Zements, dem Mörtel und dem Beton Druckfestigkeit zu verleihen. Dieses Verfahren ist so entwickelt, daß es bei sachgemäßer Handhabung durch geübte Personen für denselben Zement an verschiedenen Prüfungsstellen hinreichend übereinstimmende Werte ergibt. Jedoch sind die Ergebnisse zum Vergleich verschiedener Zemente nicht immer brauchbar, da die Festigkeiten des Normenmörtels in anderem Verhältnis stehen können als die Festigkeiten des Betons².

Zur Zeit sollen Würfel von 7 cm Kantenlänge, hergestellt nach dem in den Normen angegebenen Verfahren, aus erdfeucht angemachtem Mörtel von 1 Gewichtsteil Zement, 3 Gewichtsteilen Normensand und 0,32 Gewichtsteilen Wasser, im Alter von 28 Tagen mindestens $K_n = 400 \text{ kg/cm}^2$ Druckfestigkeit liefern, wenn die Würfel 1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage im Wasser und 21 Tage trocken in einem Raum von 17 bis 20° C Lufttemperatur gelagert haben, und $K_n = 300 \text{ kg/cm}^2$, wenn Wasserlagerung stattfand. Nach 7 Tagen soll die Mindestfestigkeit 200 kg/cm^2 betragen. Diese Mindestfestigkeiten werden in der Regel erheblich überschritten.

Die angegebenen Zahlen gelten für die gewöhnlichen Handelszemente. Die sog. *hochwertigen Zemente*, die ebenso langsam erstarren und abbinden wie die gewöhnlichen Zemente, aber rascher erhärten, liefern hohe Anfangsfestigkeiten; sie sollen bei der Normenprüfung im Alter von 3 Tagen mindestens 250 kg/cm^2 Druckfestigkeit liefern, nach 28 Tagen mindestens 500 kg/cm^2 . Die Normenfestigkeit der hochwertigen Zemente fällt nicht selten erheblich höher aus; sie liegt nach 28 Tagen meist über 600 kg/cm^2 . Die hochwertigen Zemente sind für das Bauen sehr wertvoll geworden. Das Bauen kann rascher erfolgen als mit den Zementen gewöhnlicher Art.

2. Druckfestigkeit nach DIN 1165 und 1166. Seit 1934 wird neben oder an Stelle der Prüfung nach DIN 1164 ein neues Prüfverfahren benutzt, das demnächst in der Neufassung von DIN 1164 allgemein eingeführt wird.

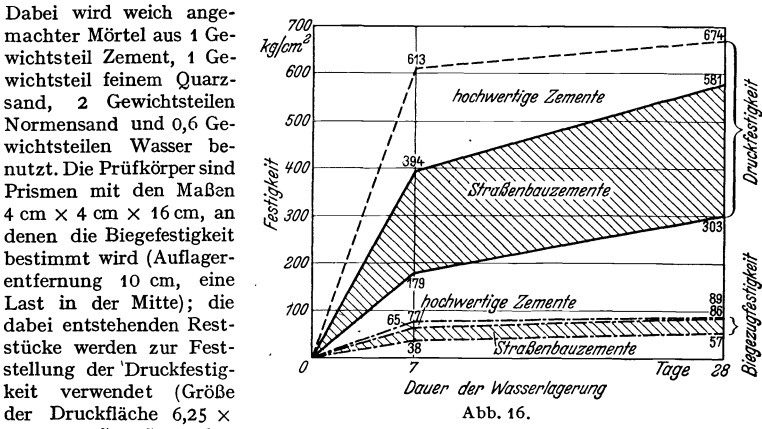


Abb. 16.

des Normen wird durch die Verwendung des gemischtkörnigen Sandes und des hohen Wasserzusatzes erreicht, daß die Vergleichszahlen ein besseres Bild

¹ Zement 14 (1925) S. 213, sowie Beton u. Eisen 26 (1927) S. 244.

² Graf: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 1. bis 3. Aufl. Berlin 1922 bis 1929, sowie Tonind. Ztg. 51 (1927) S. 1564.

der Wirkung im Beton liefern als bei der Normenprüfung und vor allem auch bei der Biegeprüfung. Das Prüfverfahren ist zuerst für die Auslese, Lieferung und Abnahme von Straßenbauzementen für die Reichsautobahnen allgemein zur Anwendung gebracht worden¹. Selbstverständlich sind die Druckfestigkeiten nach diesem Verfahren andere als bei der Normenprüfung. Abb. 16 stellt die Grenzen der im Jahre 1936 in Stuttgart gefundenen Druckfestigkeiten bei Wasserlagerung dar.

Das Verfahren ist bis jetzt in DIN 1165 und 1166 festgelegt. Es ist — wie schon bemerkt — beabsichtigt, die in Ziffer 2 beschriebene Druckprüfung nach DIN 1164 durch diejenige nach DIN 1165 und 1166 zu ersetzen.

3. Zugfestigkeit nach DIN 1164. Die Zementnormen DIN 1164 forderten, daß Körper mit bestimmter Form und Größe, hergestellt wie die unter 1. bezeichneten Würfel, im Alter von 7 Tagen mindestens 18 kg/cm² Zugfestigkeit liefern; für 28 Tage alte, gemischt gelagerte Körper aus gewöhnlichem Zement werden mindestens 30 kg/cm² verlangt, mit hochwertigem Zement für 3 Tage alte Proben mindestens 25 kg/cm², für 28 Tage alte gemischt gelagerte Körper mindestens 40 kg/cm².

Die genannten Mindestfestigkeiten gelten für Probekörper mit 5 cm² Querschnitt. Bei Übertragung auf die wirklichen Verhältnisse ist zu beachten, daß die Zugfestigkeit in hohem Maße von der Größe des Querschnitts der Körper abhängt. Z. B. lieferten Körper mit 400 cm² Querschnitt nur etwa die Hälfte der Festigkeit von Körpern mit 5 cm² Querschnitt².

Die Prüfung der Zugfestigkeit ist im Jahr 1939 durch die Prüfung nach 4. abgelöst worden³.

4. Biegezugfestigkeit nach DIN 1165 und 1166. In neuerer Zeit werden die unter 2. beschriebenen Prismen aus weich angemachtem Mörtel hergestellt und auf Biegezugfestigkeit geprüft. Die Biegezugfestigkeit beträgt bei 28 Tage alten Prismen nach Wasserlagerung rd. 50 bis 90 kg/cm²*, vgl. auch Abb. 16.

		für Handelszement	hochwertigen Zement
nach 3 Tagen Wasserlagerung . . .	—	25 kg/cm ²	
„ 7 „ „ . . .	25	— kg/cm ²	
„ 28 „ „ . . .	50	55 kg/cm ²	

Umfassende Versuche zeigten, daß das neue Prüfverfahren praktisch wertvoll ist⁴.

5. Biegezugfestigkeit der Prismen zu 2. und 4. während des Austrocknens und während des Durchfeuchtens. Man weiß seit langer Zeit, daß die Biegezugfestigkeit der Zementmörtel beim Austrocknen vorübergehend zurückgeht, u. a. weil das Schwinden allmählich von außen her einsetzt und damit zuerst am Rande des Querschnitts Schwindspannungen (Zugspannungen) auftreten, welche den Widerstand gegen äußere Kräfte verringern. Die dabei auftretende Einbuße der Biegezugfestigkeit ist in erheblichem Maß vom Zement abhängig. Die Größe der Einbuße ist unter sonst gleichen Umständen ein praktisch wertvolles Kennzeichen der Güte der Zemente für Zementwaren, Betonstraßen usw.⁵.

Auch beim Durchfeuchten trockener Prismen kann ein Festigkeitsabfall eintreten⁶.

6. Zunahme der Festigkeit mit dem Alter. Für den Zementverbraucher ist es nicht selten wichtig zu wissen, ob der Zement über die für 28 Tage gewähr-

¹ Beton u. Eisen 34 (1935) S. 89.

² GRAF: Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 84 u. 85. Stuttgart 1921.

³ Wie an anderer Stelle gezeigt wird, besteht bei Verwendung verschiedener Zemente kein Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit nach DIN 1164 und der Biegezugfestigkeit des Betons; wohl aber gibt die Biegezugfestigkeit nach DIN 1165 und 1166 Aufschluß über die Eignung zur Erlangung einer bestimmten Biegezugfestigkeit des Betons.

* Zement 25 (1936) S. 549.

⁴ Vgl. unter anderem Beton u. Eisen 1939, S. 162.

⁵ GRAF: Z. VDI 80 (1936) S. 1129, sowie Zement 25 (1936) S. 555.

⁶ Vgl. Bd. 27 der Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, 1940, S. 25.

leisteten Zahlen hinaus im Laufe der Zeit erhebliche Steigerungen der Festigkeiten liefern wird. Beispielsweise sind für den Betonstraßenbau Zemente erwünscht, welche eine lang anhaltende Steigerung der Biegefestigkeit bringen. Z. VDI 80 (1936) S. 1129.

H. Schwinden und Quellen beim Abbinden des Zements und später.

Mit hohem Wasserzusatz angemachter Zementbrei, wie er im Beton für Eisenbetonbauten nötig ist, schrumpft beim Abbinden, allerdings ohne dabei auf eingebettete Eisen bemerkenswerte Kräfte auszuüben. Die Größe des Schrumpfens ist abhängig vom Zement, der Menge des Anmachwassers, der Temperatur des Betons usw. Bei warmem, trockenem, windigem Wetter sind auf Bauteilen verschiedener Art Schrumpfrisse beobachtet worden.

Nach dem Abbinden *schwindet* der Zement, wenn Austrocknen stattfinden kann; der abgebundene Zement quillt, wenn er feucht gehalten wird. Das Maß des Schwindens und Quellens, welches verschiedene Zemente unter sonst gleichen Verhältnissen erfahren, unterscheidet sich erheblich. Dabei ist¹ die chemische Zusammensetzung des Zements, sein Herstellungsgang usw. beteiligt. Zur vergleichsweise einheitlichen Feststellung des Schwindmaßes ist ein Verfahren entwickelt worden, das seit 1935 für die Lieferung und Abnahme von Straßenbauzementen verwendet wird. Zement 24 (1935) S. 349, sowie DIN 1165 und 1166. Über Erfahrungen mit dem neuen Prüfverfahren vgl. Zement 25 (1936) S. 97 u. S. 317, ferner S. 459, sowie Beton und Eisen 1939, S. 163f., auch Bd. 27 der Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, 1940.

I. Raumbeständigkeit der erhärteten Zemente.

Zemente mit zu hohem Kalkgehalt oder mit zuviel Magnesia oder mit sehr viel Gips sind nicht raumbeständig, d. h. der erhärtete Zement zerfällt im Laufe der Zeit.

Die Feststellung der technischen Raumbeständigkeit erfolgt nach den Zementnormen mit Kuchen aus Zementbrei (Durchmesser rd. 8 bis 10 cm, Dicke in der Mitte rd. 1 bis 1,5 cm). Die Kuchen sollen 1 Tag in feuchter Luft, 27 Tage unter Wasser aufbewahrt werden. Kuchen, deren untere Fläche (auf ebenen Glasplatten, am besten auf Spiegelglas herzustellen) im Alter von 28 Tagen oder früher Verkrümmungen aufweisen, oder gar Kantenrisse, Netzrisse, Abblätterungen usw. zeigen, gelten nicht als raumbeständig.

Die soeben beschriebene Prüfung der Raumbeständigkeit der Zemente kann bei Bauausführungen in der Regel nicht abgewartet werden. Es sind deshalb noch andere Prüfverfahren entstanden, die in kürzerer Zeit Aufschluß bringen sollen. Normengemäß hergestellte Kuchen sind nach dem Abbinden, 24 Stunden nach dem Anmachen, in einem mit Leitungswasser frisch gefüllten Behälter auf besondere Unterlagen zu legen; dann ist das Wasser in 10 bis 15 Minuten auf Siedehitze zu bringen. Nach zweistündigem Kochen dürfen die Kuchen weder Risse noch Verkrümmungen zeigen, auch sonstige Anzeichen des Zerfalls nicht erkennen lassen. Allerdings behalten sich die Zementwerke vor, die normengemäße Raumbeständigkeitsprobe (Kaltwasserprobe) als allein maßgebend zu bezeichnen, wenn die Kochprobe nicht bestanden wird. Für Straßenbauzemente ist die Kochprobe verbindlich.

K. Anlieferungszustand der Zemente. Lagerbeständigkeit der Zemente.

1. Warme Zemente. Sehr oft wird die Frage gestellt, ob warme Zemente (z. B. mit Temperaturen von 30 bis 80°) schlechter seien als Zemente mit 10 bis 30° C. An sich scheint die Temperatur des Zements von untergeordneter Bedeutung,

¹ GRAF: Beton u. Eisen 34 (1935) S. 92, sowie Zement 25 (1936) S. 549, ferner HAEGERMANN u. SCHWIETE: Sonderheft 4 der „Straße“, 1936, S. 12f.

wenn die Verarbeitung sachgemäß geschieht, d. h. wenn der frische Beton gewöhnliche Temperatur (höchstens 25° C) aufweist. KRÜGER: Zement 25 (1936) S. 741.

Wichtiger ist wahrscheinlich, ob der warme Zement, der als frisch gemahlener Zement ankommt, aus frischen Klinkern entstanden ist, die nicht gekühlt und abgelagert waren, oder ob die Temperatur des Zements lediglich beim Mahlen entstanden ist.

2. Gleichmäßigkeit. Ein wesentliches Merkmal für die Güte der Zemente ist die Gleichmäßigkeit der Eigenschaften des Erzeugnisses während langer Zeit oder die fortdauernde allmähliche Steigerung seiner Güte.

3. Lagerbeständigkeit. Versuche mit Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement, auch mit Tonerdezement, haben gezeigt, daß — soweit es sich um Zemente aus neuerer Zeit handelt, die den heutigen guten Handelszementen entsprechen — trockene Lagerung (Lagerung im Silo der Zementfabrik, Lagerung in Sackstapeln in trockenen Räumen), auch mehrmonatige Lagerung in einzelnen Säcken in trockenen Arbeitsräumen auf die Festigkeitseigenschaften der Zemente ohne wesentlichen Einfluß bleibt. Hat längere Lagerung in Sackstapeln stattgefunden und ist der Zement dabei knollig geworden, so ist Nachprüfung des Zements angezeigt.

Erfolgt die Lagerung in Schuppen, so ist eine sorgfältige Verwahrung gegen Regen und Wind unerlässlich. Soll die Lagerung im Schuppen mehrere Monate dauern, so sind die Säcke allseitig, also auch nach unten, mit Dachpappe u. dgl. zu schützen. Noch besser ist die Verwendung von Säcken aus bituminiertem Papier.

L. Verhalten der Zemente gegen chemische Angriffe¹.

Fast alle Säuren (Schwefelsäure, Salzsäure, Essigsäure usw.), viele Lösungen von Salzen, namentlich die Sulfate, dann Magnesiumchlorid, Ammoniumsalze, fette Öle, tierische und pflanzliche Fette u. a. m. greifen den erhärteten Zement an. Dabei ist zu beachten, daß das Verhalten verschiedener Zemente gegenüber verschiedenen angreifenden Flüssigkeiten nicht gleichwertig ist, auch nicht allgemein von der Zementsorte abhängt, in wichtigen Fällen von der Zementmarke bedingt ist². Weiteres unter VII P.

M. Vorschriften für die Lieferung, Abnahme und Verwendung der Zemente.

In erster Linie sind die deutschen Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement von 1932 u. 1939 zu beachten (DIN 1164, 1165, 1166), dann DIN 1045, 1046, 1047, das sind die Teile A, B und C der Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, auch die Sondervorschriften der Reichsautobahnen für Straßenbauzement.

VII. Zementmörtel und Beton.

A. Allgemeines.

Die Zusammensetzung des Zementmörtels oder des Betons einer Säule, einer Eisenbetondecke, eines Betonwerksteins, einer Gehwegplatte, eines Brückenbogens, einer Betonstraße, wird in der Regel als zweckmäßig angesehen, wenn der Bauteil hinreichend dauerhaft und zweckentsprechend mit einem Mindestaufwand an Stoff und Arbeit erstellt wird. Was als dauerhaft und zweckmäßig anzusehen ist, muß von Fall zu Fall vereinbart werden; bevor ein Bauwerk begonnen wird, ist deshalb festzulegen, welche Eigenschaften für den Mörtel und für den Beton im ganzen oder in einzelnen Baugliedern zu fordern sind: Druckfestigkeit, Biegefestigkeit,

¹ GRAF u. GÖBEL: Schutz der Bauwerke, 1930.

² GRAF u. WALZ: Zement 23 (1934) S. 474, ferner HAEGERMANN: Zement 26 (1937) S. 210, sodann GRÜN: Der Beton, 2. Aufl., 1937, ferner GRÜN: Chemie für Bauingenieure und Architekten, 1939.

Wetterbeständigkeit, Wasserundurchlässigkeit bei einem bestimmten Wasserdruck, Widerstand gegen Abnutzung durch gewisse Fahrzeuge usw., Rostschutz des einbetonierten Eisens unter bestimmten örtlichen Verhältnissen usw. In den Bauvorschriften sind hierzu mancherlei Anleitungen, auch viele zahlenmäßige Begrenzungen gegeben. Darüber hinaus ist es geboten, durch Überlegung zu prüfen, ob damit das Erforderliche geschieht oder ob zusätzliche Maßnahmen angezeigt sind.

Der Bauausführende hat die Aufgabe, die zahlenmäßig geforderten Eigenschaften zu gewährleisten. Die Betoneigenschaften lassen sich weitgehend beherrschen, wenn man die heute vorhandenen Erkenntnisse benutzt.

B. Über die Bedingungen für die Herstellung von Beton mit bestimmten, gleichmäßigen Eigenschaften.

Wenn für den Beton eines Bauteils bestimmt ist, daß seine Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen 400 kg/cm^2 sein soll oder wenn für den Beton einer Betonfahrdecke gefordert wird, daß seine Biegefestigkeit im Alter von 28 Tagen 45 kg/cm^2 sein soll, so sollen diese Grenzwerte an keiner Stelle unterschritten werden; der untere Grenzwert kann nahe dem Sollwert liegen. Je enger die Grenzen bei der Bauausführung zustande kommen, um so besser beherrscht der Bauausführende seine Aufgabe. Es ist überaus mangelhaft, wenn die Sollwerte an einzelnen, wenn auch wenigen Stellen, weit unterschritten werden, im übrigen oft viel höher liegen. Auf einer technisch gut geleiteten Baustelle wird der Werkstoff Beton in den notwendigen Grenzen beherrscht; dazu gehört eine zuverlässige Vorbereitung der Baustoffe Sand, Kies usw. in Korngruppen, die sich bei den einzelnen Lieferungen nur unerheblich unterscheiden; ferner sind Meßeinrichtungen nötig, welche die Zusammensetzung des Betons mit kleinen Fehlern besorgen (dies geschieht am besten durch Wiegen der Bestandteile bei der Entnahme aus großen Behältern); die Verarbeitung des Betons muß durch die ganze Masse gleichwertig erfolgen. Der weitere Aufstieg des Beton- und Eisenbetonbaus wird wesentlich abhängen von der Entwicklung des Baubetriebs; die zur Zeit noch oft anzutreffenden handwerklichen Gepflogenheiten müssen der strengen Ordnung des Ingenieurbetriebs weichen. Vgl. dazu die Bestimmungen A bis D des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DIN 1045 bis 1048), die Vorschriften für massive Brücken (DIN 1075), ferner die Vorschriften über Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (DIN 1055), sowie Bautechnik 19 (1941), S. 178 u. f.

Für den Straßenbau sind die besonderen Vorschriften zu beachten. Die Deutsche Reichsbahn hat für ihren Bereich ausführliche Anweisungen für Mörtel und Beton (AMB) herausgegeben.

C. Eignungsprüfung.

Wer die Lieferung von Beton mit bestimmten Eigenschaften gewährleisten will, hat vor der Bauausführung festzustellen, wie der Beton zusammengesetzt und verarbeitet werden muß. Fehlen hinreichend geeignete Unterlagen, so muß eine Eignungsprüfung gemacht werden.

Der Zweck der Eignungsprüfung ist, vor Baubeginn aus den in Betracht kommenden Baustoffen (Zement, Sand, Kies usw.) einen gut verarbeitbaren Beton mit den jeweils verlangten Eigenschaften zu entwickeln. Es ist deshalb nötig, die Eignungsprüfung so zeitig wie möglich durchzuführen.

Selbstverständlich ist zu sorgen, daß die Bedingungen, die sich aus der Eignungsprüfung ergeben, bei der Bauausführung streng beachtet werden. Dementsprechend ist bei der Eignungsprüfung auch zu erkunden, ob die Lieferung der gewählten Stoffe gemäß der Probe möglich, ob die geplante Verarbeitung des Betons eingehalten werden kann, u. a. m.

Der Gang der vornehmlich in Stuttgart entwickelten Eignungsprüfung ist in der Anweisung für den Bau der Betonfahrdecken, Ausgabe 1939, S. 61 f.

beschrieben¹. Ausführlichere Darlegungen folgen in der 4. Aufl. des Buches „Aufbau des Mörtels und des Betons“, Berlin 1942. Weiteres vgl. unter U, S. 401.

D. Die Druckfestigkeit des Zementmörtels und des Betons².

Die Größe der Druckfestigkeit ist in hohem Maße abhängig von den Eigenschaften des Zements, vom Zementgehalt, von der Menge und der Beschaffenheit des Sandes und der groben Zuschläge, vom Wassergehalt des Betons zur Zeit der Verarbeitung, von der Art der Verarbeitung, von der Behandlung beim Abbinden und später.

1. Zement. Die Druckfestigkeit des Zementmörtels und des Betons steht nach den bisherigen Beobachtungen hinreichend in unmittelbarer Beziehung zur Druckfestigkeit des Prüfmörtels nach DIN 1165 und 1166³ (vgl. unter VI, G, 2).

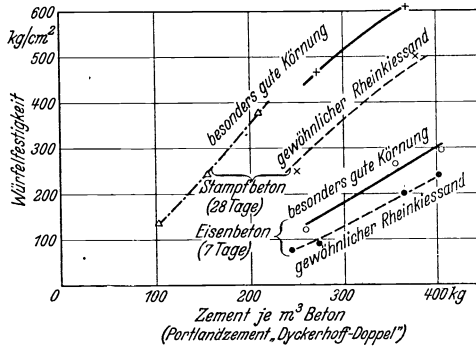


Abb. 17.

2. Zementgehalt⁴. Die Druckfestigkeit steigt nach Abb. 17 mit Zunahme des Zementgehalts, sofern der Anteil des Mörtels im Beton gleichbleibt, der Anteil des Zements im Mörtel wächst und die Steife des Betons unverändert gehalten wird. Wird der Mörtel beibehalten und nur die Menge der Zuschläge vergrößert oder verkleinert, so ändert sich die Festigkeit nur unerheblich, solange der Mörtel ausreicht, die groben Stücke zu umschließen, auch wenn die Zementmenge in 1 m³ Beton stark veränderlich ist, vgl. Tabelle 5⁵.

3. Mischungsverhältnis im allgemeinen. Mörtelgehalt des Betons.

Tabelle 5. Einfluß der Menge der Zuschläge unter Beibehaltung des Mörtels.

1	2	3	4
Reihe	Bezeichnung nach früher landesüblicher Art	Zusammensetzung des Betons	Würfelstärke des Betons im Alter von 28 Tagen
1	1 : 2	140 kg Zement, 200 l Rheinsand	360
2	1 : 3	140 kg Zement, 200 l Rheinsand, 100 l Kalksteinschotter (Jura)	379
3	1 : 4	140 kg Zement, 200 l Rheinsand, 200 l Kalksteinschotter	399
4	1 : 6	140 kg Zement, 200 l Rheinsand 400 l Kalksteinschotter	405

¹ WALZ: Die Straße 2 (1935) S. 418, ferner Beton u. Eisen 36 (1937) S. 189 u. f.

² Wenn die Druckbelastung stoßweise erfolgt, so gelten anscheinend im wesentlichen die gleichen Bedingungen wie bei gewöhnlicher Druckbelastung.

³ Vgl. Beton u. Eisen 1939, S. 163.

⁴ Aus besonderen Gründen (z. B. Rostschutz der Eisen oder Wasserdurchlässigkeit des Betons) kann eine untere Grenze des Zementgehalts nötig sein, die höher liegt als der für die Festigkeit erforderliche Zementgehalt.

⁵ Aus GRAF: Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 41 f. Stuttgart 1921.

Maßgebend für die Druckfestigkeit des Betons ist die Mörtelfestigkeit, wie die Tabellen 5 und 6 nachweisen. Diese Feststellung ist selbstverständlich nur gültig, wenn die Zuschlagstoffe größere Festigkeit als der Mörtel aufweisen und insoweit die Masse des Mörtels ausreicht, um die groben Stücke allseitig zu umschließen.

Da die Mörtelfestigkeit für die Betonfestigkeit entscheidend ist, muß die noch nicht überall aufgeführte Art der Bezeichnung des Mischungsverhältnisses, die Sand und Zuschläge zusammenfaßt (z. B. in Tabelle 5, Spalte 2, 1:2, 1:3, 1:4, 1:6) als irreführend bezeichnet werden.

Wird der Zement nach Raumteilen bemessen, so ist mit erheblichen Schwankungen des Zementgehalts der Mischungen zu rechnen¹. Vgl. auch unter VI, E.

4. Kornzusammensetzung und Kornform des Sandes. Weitgehende Ausnützung der Bindemittel wird erreicht, wenn die Kornzusammensetzung des

Mörtels im Beton etwa den Verhältnissen entspricht, die in Abb. 18 zeichnerisch dargestellt sind. An Abb. 18 gilt der ausgezogene Linienzug für Flußsande und Moränensande. Er besagt, daß vom gesamten Mörtel 25 % durch das Sieb mit 0,2 mm Maschenweite (900 Maschen auf 1 cm²) fallen sollen; durch das Sieb mit 1 mm Lochdurchmesser sollen 35 % und durch das Sieb mit 3 mm Lochdurchmesser 65 % gehen. Die obere Grenze des Mörtels ist durch das Sieb mit 7 mm Lochdurchmesser gegeben. Liegt der Linienzug der Mörtel mit Flußsanden und Moränensanden über *a b c d*, so wird die Festigkeit kleiner als bei einer Kornzusammensetzung nach dem ausgezogenen Linienzug; verläuft der Linienzug erheblich unter *a b c d*, so geht die Festigkeit zurück.

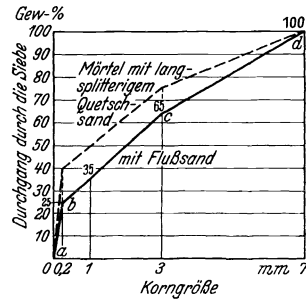


Abb. 18.

Für Mörtel mit Quetschsanden gilt der obere gestrichelte Linienzug der Abb. 18. Hiernach müssen Mörtel mit Quetschsanden mehr feine Teile enthalten, um unter sonst gleichen Verhältnissen die beste Ausnützung des Bindemittels zu erlangen. Ferner ist zu beachten, daß Mörtel mit natürlichen Sanden besser verarbeitbar sind als Mörtel mit Quetschsanden. Deshalb wird beispielsweise für die Betonfahrdecken der Reichsautobahnen verlangt, daß die Sande, welche durch das Sieb mit 3 mm Lochdurchmesser fallen, tunlichst natürliche Sande sind.

Die Sieblinie nach Abb. 18 kann auch zur Beurteilung der Wirkung von Traß, Quarzmehl usw. herangezogen werden, soweit es sich um die Druck- und Biegefestigkeit handelt. Eine Steigerung der Festigkeit durch den Zusatz von Steinmehlen ist zu erwarten, solange die Sieblinie der Flußsandmörtel mit den feinen Teilen unter dem Linienzug *a b c d* der Abb. 18 liegt².

5. Einfluß der Beschaffenheit von Kies und Schotter. Die Stufung der Korngrößen der Zuschläge, die auf dem Sieb mit 7 mm Lochdurchmesser liegenbleiben, hat untergeordnete Bedeutung.

Lose geschütteter Kies weist rund 40 bis 45 % Hohlräume auf, lose geschütteter Schotter 45 bis 60 %. Infolgedessen muß Schotterbeton mehr Mörtel enthalten als

¹ Bauing. 7 (1926) S. 398f., sowie GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 1f. Berlin 1930.

² Weiteres vgl. GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., Berlin 1930, S. 31f.

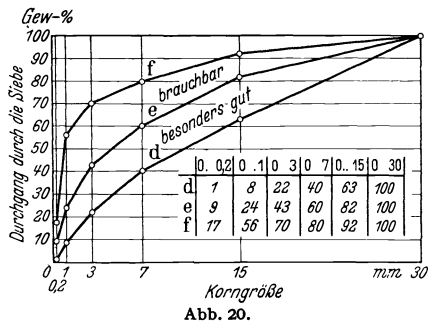
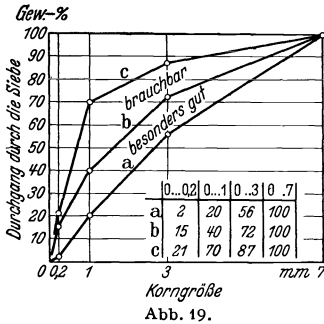
Tabelle 6. Einfluß der Menge des Sandes im Beton. Weich angemachter Beton. Alter: 28 Tage. Lagerung: 7 Tage unter feuchten Tüchern, dann trocken.

Sand: Kies (Gewichts-teile)	Druckfestigkeit kg/cm ²	Zement in 1 m ³ Beton kg	Raumgewicht kg/dm ³
Beton aus hochwertigem Portlandzement und Kies-sand vom Rhein			
1 : 2	259	276	2,32
2 : 3	237	273	2,30
1 : 1	222	272	2,26
3 : 2	159	272	2,20

Kiesbeton, wenn die groben Steine eben noch allseitig vom Mörtel umhüllt werden sollen. Die Oberflächenbeschaffenheit und die Form der groben Stücke beeinflussen die Verarbeitbarkeit des Betons; Beton mit glattem Rollkies läßt sich leichter, zuverlässiger einbringen als Beton mit rauhem, langsplitterigem Schotter.

Für Beton, der besonders gute Eigenschaften aufweisen soll, z. B. für Straßenbeton, ist die Verwendung flacher, langer Stücke auszuschließen¹. Das Verhältnis der Länge zur Breite und Dicke der Körner ist noch gut, wenn im Mittel aus Messungen an mindestens 50 Stücken die Verhältniszahlen 1 : 0,6 : 0,25 nicht unterschritten werden². Näheres über die Messung der Kornform in DIN DVM 1991.

Die Festigkeit des Betons wird unter sonst gleichen Umständen mit glatten Kiesen kleiner als mit rauhen, kantigen Stücken; jedoch kann beim Kiesbeton der Wasserzusatz kleiner gewählt werden, weil er leichter verarbeitbar ist; dadurch wird der Unterschied der Festigkeiten, soweit er auf die Oberflächenbeschaffenheit der groben Stücke zurückzuführen ist, in der Regel praktisch aufgehoben³.



6. Brauchbare und besonders gute Kornzusammensetzung des Betons.

Unsere Versuche ergaben, daß eine besonders hohe Ausnützung des Bindemittels, auch in anderer Hinsicht besonders hohe Eigenschaften erreicht werden, wenn die Zusammensetzung der Mörtel gemäß der mit Abb. 18 beschriebenen Linie *a b c d* gewählt wird. Weiter fand sich, daß es nicht angezeigt ist, in diesem Mörtel bei den einzelnen Kornstufen wesentliche Abweichungen zuzulassen; eine stetig aufgebaute Körnung nahe dem Linienzug *a b c d* der Abb. 18 erwies sich, wenn es sich um die Erlangung von Höchstwerten handelte, als besonders geeignet.

Für die praktische Anwendung ist hervorzuheben, daß die Mörtel nach dem Linienzug *a b c d* nur mit besonderer Sorgfalt verarbeitet werden können, weshalb solche Mörtel in erster Linie für Zementwarenfabriken, auf Baustellen nur für außerordentliche Fälle in Betracht kommen. Mörtel, deren Sieblinie unter dem Linienzug *a b c d* liegt, können zur Zeit nicht empfohlen werden. Praktisch ist vielmehr vorzuschlagen, daß wegen der unvermeidlichen Schwankungen, die bei der Anlieferung und bei der Verarbeitung auftreten, etwas feinere Körnungen vorzusehen sind, also Körnungen, deren Sieblinien über *a b c d* liegen. Dementsprechend wird in den Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbetonverfahren. Dort ist für die Sande der groben Mörtel eine Grenze gewählt, die nach Abzug des Zementanteils und unter Annahme des für Eisenbeton vorgeschriebenen Mindestgehalts an Zement über *a b c d* der Abb. 18 liegt.

Die Stufung der Körnung des Kieses ist in der Regel von untergeordneter Bedeutung. Zu grobe Stücke sind bei Eisenbeton auszuschneiden, weil sonst die Einbettung der Eisen ungenügend werden kann.

¹ GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 54.

² Die Straße 3 (1936) S. 53 und Richtlinien für Fahrbahndecken, Ausgabe 1936 oder 1939.

³ Näheres in Heft 10 der Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Berlin 1937, sowie Betonstraße 12 (1937) S. 25 u. f.

Nachdem die Körnung des Sandes erkundet war, welche zur Erlangung höchster Festigkeiten in Betracht kommt, auch der Einfluß der Menge und der Art der groben Zuschläge bekannt war, mußte noch festgestellt werden, wie das Gemenge aus Sand und Kies beschaffen sein soll, wenn damit höchste Festigkeiten erlangt werden sollen. Es zeigte sich dazu u. a., daß der Anteil der Bestandteile des Betons, welche durch das 7-mm-Rundlochsieb fallen, unter praktischen Verhältnissen für Eisenbeton bis auf etwa 45% des Gewichts des trockenen Gesamtgemenges heruntergehen kann, wenn sorgfältige Verarbeitung stattfindet. Damit ist allgemein die Grenze der Körnung gegeben, welche für Eisenbeton nach dem früher Gesagten nicht unterschritten werden darf. Sinngemäß ist für andere Bauaufgaben zu verfahren.

Nach Festlegung der einen Grenze der zulässigen Körnung des Betonmaterials — in unserem Fall der größten Körnung für Eisenbeton — war die andere Grenze zu suchen, welche die zulässige Körnung in der Richtung festlegt, daß die zu feinen

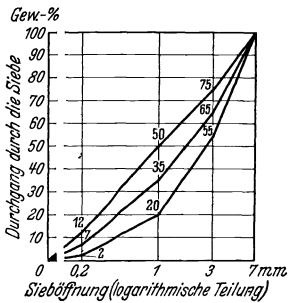


Abb. 21.

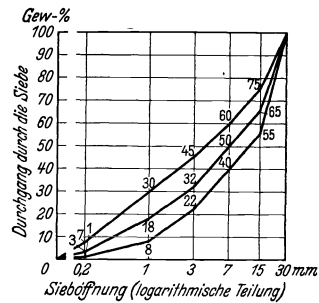


Abb. 22.

Sande und die Kiessande mit zu wenig Kies ausgeschaltet werden. Die Körnungen welche von den feinkörnigen Kiessanden als noch zulässig zu bezeichnen sind, sind auf die Erkenntnisse über das Verhalten von Bauwerken abgestimmt, die mit feinkörnigen Mischungen hergestellt sind, weiterhin auf die Möglichkeiten, welche in technischer und wirtschaftlicher Beziehung die Beschaffung von Sand und Kies bedingen. Mangelhafte Kiessande sind bis zu einer gewissen Grenze brauchbar, wenn der Zementgehalt reichlich gewählt wird.

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat auf Grund von Versuchen und sonstigen Feststellungen die in Abb. 19 und 20 ersichtlichen Grenzen für Sand und Kiessand gewählt, wobei der Mindestgehalt an Zement 270 kg/m^3 betragen muß, wenn besonders gute Körnung vorhanden ist, dagegen 300 kg/m^3 , wenn nur brauchbare Körnung vorliegt, beides wenn der Bauteil der Witterung ausgesetzt ist.

Die Deutsche Reichsbahn verlangt zusätzlich in der Anweisung für Mörtel und Beton, Ausgabe 1936: „Die Zuschlagstoffe müssen getrennt nach den 3 Körnungen 0 bis 3 mm, 3 bis 7 mm und über 7 mm zugegeben werden und die Sieblinie des gesamten Gemenges sowie die des Sandanteils im Gemenge müssen im Bereich der besonders guten Körnung liegen bei Eisenbetonbauten, bei Brücken, Widerlagern und Pfeilern sowie bei allen anderen Bauten aus Beton, an dessen Festigkeit, Dichtigkeit oder Aussehen besondere Anforderungen gestellt werden.“

In der Anweisung für den Bau von Betonfahrdecken der Reichsautobahnen, Ausgabe 1939, sind die in Abb. 21 und 22 ersichtlichen Grenzen gefordert, wobei der Zementgehalt mindestens 300 kg/m^3 betragen soll. Ferner soll der Sand in 2 Kornstufen (0 bis 3 und 3 bis 7 mm) angeliefert werden. Für die groben Stücke ist eine Trennung bei 15 mm empfohlen. Die Sieblinien dürfen unter den untersten Linien der Abb. 21 und 22 liegen, wenn nachgewiesen ist, daß die zur Verdichtung geeigneten Geräte (z. B. kräftige Rüttler) vorhanden sind.

7. Einfluß des Wassergehaltes des frisch verarbeiteten Betons. Die Druckfestigkeit des Betons ist in hohem Maße von der Größe des Wasserzusatzes abhängig. Das Mindestmaß des Wasserzusatzes wird beim erdfeuchten Beton gewählt, der ein Höchstmaß der Festigkeit gibt, wenn er beim Stampfen, Rütteln usw. zum deutlichen „Schwitzen“ gebracht wird, d. h., wenn sich beim Verdichten eine dünne Schicht aus Zementschlempe gebildet hat. Bei weiterer Steigerung des Wasserzusatzes nimmt die Druckfestigkeit ab. Dabei ist in erster Linie die Beziehung w zwischen Wassergewicht und Zementgewicht maßgebend, derart, daß aus der Größe der Verhältniszahl w (Wasserzementwert) auf die voraussichtliche Mindestdruckfestigkeit geschlossen werden kann. Es ist durch viele Versuche bekannt¹, daß die Betonfestigkeit $K = Kn : (x \cdot w^2)$, worin Kn die Normenfestigkeit des Zements (nach DIN 1164) und w das Verhältnis des Gewichts des Anmachewassers zum Zementgewicht ist. x ist eine Erfahrungszahl, die bei besonders gut zusammengesetztem Beton und gutem Zement bis auf rd. 4 zurückgeht, bei feinkörnigem Beton und weniger geeigneten Zementen auf rd. 8 steigt. Es ist also zweckmäßig, die Zusammensetzung des Betons so zu wählen, daß die Verhältniszahl w möglichst klein wird, wozu unter sonst gleichen Verhältnissen eine besonders gute Kornzusammensetzung gehört und außerdem Material, das sich gegenseitig mit möglichst geringer Hemmung einordnet. Das letztere ist bei Moränensand und Moränekies eher der Fall als bei Flußsand und Flußkies und bei diesen wieder leichter als bei gebrochenem Gestein.

8. Einfluß von Lehm und Ton. Der Einfluß der Lehme, die im Sand und Kies als Staub fein verteilt sind, kann in vielen Fällen nach der Sieblinie in Abb. 18 beurteilt werden. Fette Tone haben die Festigkeit der Mörtel bereits mit geringen Zusätzen erheblich beeinträchtigt².

Nach den Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1932, Teil A, § 7 kann die Menge der abschlämmbaren Stoffe bis 3 Gewichtsprozent des Zuschlags betragen. Ein zugehöriges Verfahren zur Ermittlung der abschlämmbaren Teile ist im § 68 der Anweisung für Mörtel und Beton, herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn, 1936 beschrieben. Weitergehende Vorschläge siehe WALZ, Betonstraße 15 (1940), S. 80. Zugehörige Normungsarbeiten sind im Gang.

9. Organische Bestandteile im Sand, Kies usw. Zum Nachweis organischer Verunreinigung kann zunächst folgende Prüfung empfohlen werden. In eine Glasflasche wird zu $4\frac{1}{2}$ Raumteilen Sand 3%ige NaOH- (Ätznatron-) Lösung gegossen, bis insgesamt 7 Raumteile der Flasche gefüllt sind. Nach wiederholtem, kräftigem Schütteln bleibt die Probe 24 Stunden stehen. Entsteht eine starke Gelbfärbung der Flüssigkeit, so ist Vorsicht geboten. Die Verfärbung der Flüssigkeit ist nicht immer auf organische Beimengungen zurückzuführen; sie kann deshalb Anlaß zur Ausführung chemischer Analysen geben.

10. Beschaffenheit des Anmachwassers. Wasser aus Trinkwasserleitungen ist immer verwendbar. Daneben sind fast alle in der Natur vorkommenden Wasser geeignet.

11. Mischen und Verarbeiten des Betons. Stampfbeton. Rüttelbeton. Weicher Beton. Gußbeton. Pumpbeton. Spritzbeton. *α) Mischen.* Die Bewegung des Mischguts in der Mischtrommel sollte mindestens 1 Minute dauern; längere Mischdauer steigert die Festigkeit in der Regel nicht bedeutend. Wichtig ist ferner, daß die Mischtrommeln nach jedem Arbeitsgang ohne weiteres rasch und ganz entleert werden können. Überdies soll die Meßeinrichtung für das Wasser in jeder Lage zuverlässig arbeiten. Leistungsregeln für Mischmaschinen finden sich in Bd. 18 der Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen.

Bei größeren Entfernungen zwischen Mischmaschine und Verarbeitungsstelle kann Nachmischen des Betons nötig werden, wenn die Förderung des Betons mit Rollwagen und Aufzügen geschieht.

β) Verarbeiten. Der Beton soll gut verarbeitbar sein, d. h. es soll mit den vorgehenden Hilfsmitteln ohne sonderliche Sorgfalt möglich sein, die Formen gut

¹ GRAF: Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl. Berlin 1930.

² GRAF: Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 36 u. insbes. S. 49.

zu füllen und den Beton ausreichend und gleichmäßig zu verdichten. Dazu gehört aber, daß die Zusammensetzung des frischen Betons beim Einbringen ohne besondere Maßnahmen in allen Teilen erhalten bleibt¹.

γ) Stampfbeton. Stampfbeton ist nur anzuwenden, wenn die erforderliche Sorgfalt und Regelmäßigkeit beim Stampfen gewährleistet werden kann und wenn zur Erlangung hoher Festigkeit die Anwendung von Stampfbeton erforderlich wird. Die Stampfschichten sind regelmäßig und so nieder zu halten, daß der Beton über den jeweils aufgerauten Stampfflächen hinreichend verdichtet wird. Mit Maschinenstampfern können Schichten bis rd. 25 cm Höhe zuverlässig verdichtet werden; doch muß dazu durch Leistungsversuche bekannt sein, wie lange auf 1 m² zu arbeiten ist².

δ) Rüttelbeton. Durch die Rüttleinrichtung sollen die Körner des Betons in rasch verlaufende kleine Bewegungen versetzt werden; die damit hervorgerufenen Beschleunigungen sind für die Rüttelwirkung wesentlich; die Reibung ist dabei u. a. abhängig von der Beschaffenheit und der Menge des Zementbreis oder des Breis aus Gesteinstellen (Ton, Traß u. a. m.). Die Teile des körnigen Haufwerks erhalten beim Rütteln mehr oder minder gerichtete Kräfte, durch die sie in die Hohlräume des Haufwerks gedrückt werden. Der Zementbrei, welcher in der Regel ein kleineres Raumbgewicht als das Gestein hat und insbesondere die Luft werden nach oben verdrängt, sofern die Schichthöhe des gerüttelten Betons nicht zu groß ist und die übertragenen Kräfte ausreichen. Der Zementbrei kann durch langes Rütteln in Zement und Wasser getrennt werden.

Der Zustand des Betons beim Rütteln ist anschaulich zu verfolgen, wenn ein Eisenstab in steifen Beton (Stampfbeton) eingeführt wird. Während des Rüttelns sinkt der Stab ohne besonderen Druck, lediglich unter seinem Eigengewicht ein. Wird der Rüttler abgestellt, so kann der Stab nur mit starken Schlägen eingeführt werden.

Mit den zur Zeit bekannten Geräten ist es möglich, Beton gut zu verarbeiten, der erdfeucht oder etwas weicher ist. Solcher Beton und jeder weicher angemachte Beton erhält durch das Rütteln ein größeres Raumbgewicht als durch Stampfen, Stochern u. dgl. Jedoch wird die Festigkeit durch das Rütteln nur größer, wenn es sich um Stampfbeton handelt. Bei weicherem Beton (Beton mit höherem Anteil des Wassers im Zementbrei) tritt die Steigerung der Festigkeit durch das Rütteln zurück. In dem weich angemachten Beton wird der Zementbrei deutlich wahrnehmbar entmischt; unter den großen Steinresten des Betons sammelt sich — an den Bruchstücken mit dem Auge erkennbar — ein wasserreicher, feinkörniger Mörtel. Der festigkeitserhöhende Einfluß des Rüttelns ist demgemäß auf Stampfbeton beschränkt. Wesentlich ist, daß der Rüttelbeton steifer sein kann als der in alter Weise verarbeitbare Beton.

Dabei ist nicht zu vergessen, daß bei weich angemachtem Beton durch Rütteln eine gute Füllung der Formen, eine geschlossene Oberfläche des Betonkörpers und eine gute Umhüllung der Eiseneinlagen leichter bewerkstelligt werden kann als mit anderen Verarbeitungsverfahren.

Werden Innenrüttler verwendet, so sind diese tunlichst senkrecht einzubringen. Der Wirkungsbereich ist an der oberen Betonfläche mit dem Bereich zu erkennen, in dem Zementschlempe aufgetreten ist. Weich angemachter Beton ist dementsprechend nur kurz zu rütteln. Weiteres in Heft 96 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1941.

e) Weich angemachter Beton läßt sich zuverlässiger verarbeiten als Stampfbeton. Er kommt für Eisenbeton mit wenig Eiseneinlagen, auch für Massenbauten, wirtschaftlich in Betracht, da er mit geringer Stampfarbeit wegen des geringeren Wasserzusatzes höhere Festigkeiten als Gußbeton liefert.

ζ) Gußbeton soll in Rinnen als zäher Strom fließen oder aus Kübeln als zähe Masse fallen derart, daß eine nennenswerte Entmischung nicht stattfindet. Diese

¹ Vgl. GRAF: Bautechnik 19 (1941) S. 181.

² Vgl. u. a. Heft 1 der Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, 1936.

Bedingung kann nicht voll erfüllt werden. Reicht der Zementgehalt nicht aus, um die für den Transport geeignete Beschaffenheit des Betons zu erlangen oder hat der Zementbrei nicht die für solchen Beton erwünschte Klebrigkeit, so kann der Beton durch Zusetzen von Traß oder Kalk zähe gemacht werden. Doch ist vor der Anwendung solcher Zusätze klarzustellen, ob und in welchen Mengen sie unter den jeweiligen örtlichen Verhältnissen zweckdienlich sind.

η) Pumpbeton kann mit dem Ausbreitmaß $g = 35$ cm und mehr gefördert werden; der Sandgehalt kann dabei bis auf 50 % beschränkt bleiben, wenn Kies-sand benutzt wird. Fetter Beton ist leichter zu pumpen als zementarmer (Zementgehalt mindestens 200 kg/m^3). Pumpbeton hat den wichtigen Vorzug, daß die Betonmischung von der Mischmaschine bis zum Rohrende völlig erhalten bleibt.

θ) Spritzbeton. Es handelt sich dabei in der Regel um feinkörnigen Beton, der am besten an Wänden und an den unteren Flächen von Decken und Gewölben, weniger auf den oberen Flächen von Decken, Sohlgewölben anzubringen ist. Er wird mit Preßluft gegen die Betonflächen oder Felswände geschleudert. Der Wasserzusatz ist durch die Art der Verarbeitung begrenzt, weil zu trockene Mörtel abfallen, zu nasse Mörtel abgleiten. Die Festigkeiten erlangen auch mit verhältnismäßig feinem Sand hohe Werte; die Wasserundurchlässigkeit ist selbst gegen hohe Drucke befriedigend. Näheres in Heft 65 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, insbesondere S. 46.

12. Nachbehandlung des Betons. Zementmörtel und Beton müssen nach der Herstellung und während der Erhärtung möglichst lange feucht gehalten werden. Das Feuchthalten sollte sich unter gewöhnlichen Verhältnissen auf mindestens 1 Woche erstrecken. Der Einfluß sachgemäßer Behandlung wird häufig stark unterschätzt¹; sie ist vor allem zu pflegen, wenn Schrumpfrisse oder Schwindrisse zu vermeiden sind.

Beim Abdecken sind Strohmatten od. dgl. zu bevorzugen, da mit diesen auch noch eine erhebliche Hemmung des Wärmedurchgangs erreicht wird, auch der Einfluß des Wechsels der Lufttemperatur zurückgehalten wird.

13. Einfluß der Temperatur. Bei Bauausführungen in der kalten Jahreszeit muß der Beton so behandelt werden, daß der Frost erst einwirken kann, wenn die

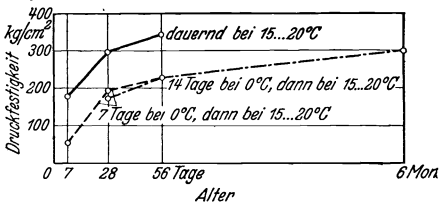


Abb. 23.

Erhärtung so weit vorgeschritten ist, wie sie für guten Beton bei der Temperatur von 15 bis 20°C nach etwa 48 Stunden angetroffen wird. Ist ein solches Vorgehen nicht zu gewährleisten, so kann in erster Linie durch Erhöhung des Zementzusatzes und durch Verwendung von Zementen mit beschränkter Bindezeit das Erforderliche erreicht werden. Für Sonderfälle wird außerdem emp-

fohlen, die Zemente nach ihrem Verhalten bei niedriger Temperatur auszusuchen². Guter Tonerdezement ist für Frostarbeiten besonders geeignet, wenn es sich um Bauwerke mit kleinen Abmessungen handelt. Frostschutzmittel sind nur mit Vorsicht zu gebrauchen. Wechsel von Gefrieren und Auftauen sind dem jungen Beton besonders schädlich. Wird der Beton in wassergetränktem Zustand wiederholtem Gefrieren und Auftauen oftmals ausgesetzt (z. B. in Wasserbauten), so ist Zerstörung zu erwarten, wenn der Beton bei Beginn des Gefrierens weniger als etwa 150 kg/cm^2 Druckfestigkeit aufweist.

Abb. 23 läßt erkennen, daß die Druckfestigkeit durch anfänglich niedere Temperatur dauernd zurückgehalten werden kann.

¹ Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, Bd. 1, S. 32. Stuttgart 1926.

² Heft 57 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton 1927, sowie Beton u. Eisen 26 (1927) S. 244

Bei hoher Temperatur der Luft und der Baustoffe ist besonders wichtig, daß der Beton dauernd feucht gehalten wird. Wenn es sich dabei um massige Bauteile handelt, sollte das Feuchthalten weniger durch Berieselung, eher durch dichtes Abdecken geschehen, damit die Temperaturunterschiede zwischen innen und außen nicht unnötig erhöht werden.

Die Druckfestigkeit des Betons wird durch hohe Temperaturen (bis rd. 60° C) nicht beeinträchtigt, wenn Portlandzement verwendet ist. Bei Verwendung von Tonerdezement ist jedoch besondere Vorsicht geboten, weil Beton mit Tonerdezement durch Temperaturen über etwa 40° C geringwertig werden kann¹.

14. Veränderlichkeit der Druckfestigkeit des Betons mit steigendem Alter. Die bis jetzt vorliegenden Ergebnisse von Beton mit Portlandzement lassen erkennen, daß bis zum Alter von 19 Jahren die Druckfestigkeit von feucht gehaltenem Beton dauernd gestiegen ist [Zement 22 (1933) S. 527 f]. Wird der Beton vom 7. Tag an trocken gelagert, was den Verhältnissen in vielen Bauwerken entsprechen dürfte, so ist eine nennenswerte Zunahme der Druckfestigkeit etwa nach Verlauf des ersten Jahres in der Regel nicht mehr zu erwarten; für Beton, welcher der Witterung derart ausgesetzt ist, daß er vom Regen getroffen wird, kann eine lang anhaltende Steigerung der Festigkeit eintreten².

Die amtlichen Vorschriften beziehen sich in erster Linie auf die Druckfestigkeit von 28 Tage alten Würfeln. Der Zeitraum von 4 Wochen ist meist viel zu lang für die Feststellung der Druckfestigkeit zu Abnahmeprobe. Es ist oft nötig, kurzfristige Proben anzuwenden, was angängig ist, wenn bei der Vorbereitung des Baues die Beziehungen zwischen Druckfestigkeit für 3 und 7 und 28 Tage alte Proben festgelegt sind. Falls solche Angaben fehlen, kann nach unseren Versuchen erwartet werden, daß die Druckfestigkeit von 28 Tage alten Würfeln zu 1,4 K_7 , bis 1,7 K_7 + 60 kg/cm² wird, wenn K_7 die Festigkeit im Alter von 7 Tagen bedeutet³.

Die Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton verlangen dazu, daß die Druckfestigkeit nach 7 Tagen mindestens $\frac{7}{10}$ der Festigkeit sein soll, die für 28 Tage gewährleistet ist, wenn man auf die Bestimmung der Festigkeit nach 28 Tagen verzichten will.

15. Vorausbestimmung der Druckfestigkeit. Aus zahlreichen Versuchen geht hervor, daß die Festigkeit des Betons in erster Linie von der Beschaffenheit des Zementbreis (Wassermörtelwert) und des daraus entstehenden Zementsteins abhängt. Weiter hat sich gezeigt, daß die Zementeigenschaften in groben Zügen durch die Normdruckfestigkeit gemessen werden können. Es ist also nötig, über die zu verwendenden Zemente rechtzeitig Aufschluß zu suchen. Ist die Normfestigkeit nach DIN 1164⁴ bekannt, so kann beim Anmachen des Betons sofort angegeben werden, welche Mindestdruckfestigkeit voraussichtlich entsteht. Hierfür hat der Verfasser die unter 7 genannte Beziehung aufgestellt⁵. Damit ist sofort zu erkennen, ob die gewählte Mischung die gewünschte Festigkeit liefern wird. Allerdings ist immer im Auge zu behalten, daß es sich dabei nur um vorläufige Ermittlungen handeln kann, wenn die Zeit zu ausführlichen Eignungsprüfungen fehlt.

Die Versuche zur Ermittlung der voraussichtlichen Festigkeit sind mit Siebversuchen zu verbinden, um festzustellen, ob die Kornzusammensetzung derjenigen nahekommt, die wünschenswert ist (vgl. Abb. 19 und 20) bzw. um zu erfahren, welche Verbesserungen wünschenswert und möglich erscheinen. Zur Durchführung der Siebversuche sind auf jeder wichtigen Baustelle Siebsätze bereitzuhalten⁶.

¹ GRAF: Beton u. Eisen 34 (1935) S. 89; 35 (1936) S. 18.

² Vgl. GRAF: Z. VDI 77 (1933) S. 816.

³ Vgl. GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 18, ferner HUMMEL: Zement 21 (1932) S. 93.

⁴ Die Aufstellung der Beziehungen zur Druckfestigkeit des Prüfmörtels nach DIN 1165 und 1166 ist im Gang.

⁵ Vgl. GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 16.

⁶ GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 1121.

Bei allen diesen Untersuchungen muß von vornherein eine bestimmte Steife gewählt werden (Stampfbeton, Rüttelbeton, weicher Beton, Gußbeton). Diese wird für Stampfbeton und Rüttelbeton mit dem Eindringversuch¹, für weichen Beton und Gußbeton mit dem Ausbreitversuch² gemessen.

16. Biegedruckfestigkeit des Betons. Vgl. hierzu Heft E des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

E. Die Zugfestigkeit des Betons.

Die Zugfestigkeit K_z ist in hohem Maße von der Größe des Querschnitts der Probekörper abhängig³. Mit Zunahme des Querschnitts der Zugkörper ist die Zugfestigkeit geringer ausgefallen.

Von großer Bedeutung für die Größe der Widerstandsfähigkeit des Betons gegen äußere Zugkräfte ist sodann der Zustand, in dem der Probekörper zur Zeit der Prüfung sich befindet, sowie die Behandlung, die der Körper erfahren hat. (Näheres unter F und unter H, 1.)

Für Prismen mit 400 cm² Querschnitt fanden sich mit üblichen Eisenbetonmischungen nach feuchter Lagerung im Alter bis rd. 3 Monate Zugfestigkeiten von etwa $K_z = 12$ bis 20 kg/cm² ⁴. Sondernmischungen (für Rohre u. dgl.) lieferten bis rd. 40 kg/cm² ⁵. Für Spritzbeton (Torkret, baumäßig hergestellt) ergab sich bis zu 36 kg/cm².

Die Verlängerung des Betons bis zum Bruch, gemessen in Millimeter auf 1 m, ist vergleichsweise zu 0,07 bis 0,13 mm/m ermittelt worden ⁶.

F. Die Biegezugfestigkeit des Betons.

Die in der üblichen Weise berechnete Biegefestigkeit von Betonbalken mit rechteckigem Querschnitt ist größer als die Zugfestigkeit gleicher Körper, in erster Linie, weil die Dehnungszahl des Betons rascher wächst als die Belastung, so daß die in der üblichen Rechnung vorausgesetzte Spannungsverteilung nicht zustande kommt. Sodann ist wesentlich, daß die größte Zugspannung beim auf Biegung beanspruchten Balken nur in einer Ebene auftritt, bei Belastung in der Mitte des Balkens sogar nur an der äußeren Kante *eines* Querschnitts, während beim Zugversuch mit prismatischen Körpern die rechnerische Spannung über die ganze Versuchsstrecke im vollen Material als Mindestwert vorausgesetzt ist.

Das Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit (diese durch Belastung des Balkens in der Mitte festgestellt) fand sich bei Stuttgarter Versuchen zu 1,6 bis 2,7.

Die Größe der Biegefestigkeit ist bei 28 Tage alten Körpern aus weich oder flüssig angemachtem Beton zu 20 bis 60 kg/cm² ermittelt worden; Stampfbetonbalken, auch Spritzbetonproben, ferner Mörtelproben lieferten höhere Werte bis $K_b =$ rd. 80 kg/cm² und vereinzelt auch mehr. Die Biegefestigkeit wächst mit dem Alter erheblich. Ausführliche Angaben folgen in Band 27 der Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen 1940 und in der 4. Aufl. des Buches „Aufbau des Mörtels und des Betons“.

Wie die Zugfestigkeit hängt auch die Biegefestigkeit in hohem Maß vom Feuchtigkeitszustand des Betons ab ⁶. Unter anderem ergaben mehrere Monate alte Torkretproben nach anfänglich feuchter, dann trockener Lagerung $K_b = 32$ kg/cm².

¹ GRAF: Heft 71 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, S. 57, ferner Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahn, Ausgabe 1936, S. 99.

² GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 137f., ferner Bestimmungen des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, A, § 8 und D, § 3.

³ Vgl. GRAF: Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 84 f. Stuttgart 1921.

⁴ Vgl. GRAF: Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 92

⁵ Vgl. Bauing. 4 (1923) S. 480.

⁶ GRAF: Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 94. Stuttgart 1921; ferner Z. VDI 80 (1936) S. 1129, außerdem Beton u. Eisen 38 (1939) S. 166.

Für gleiche Platten, die noch 8 Tage unter Wasser lagerten, ist K_b zu 63 kg/cm² festgestellt worden. Weiteres vgl. unter H, 1.

Über die Dehnungsfähigkeit des Betons im Balken vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Band, 4. Aufl., S. 37f.

G. Die Elastizität des Betons.

Beim Bimsbeton geht E erheblich unter 100000 herab; bei hochwertigem Stampfbeton steigt E bis auf etwa 500000; unter besonderen Verhältnissen treten noch höhere Werte E auf. Dementsprechend schwankt das Verhältnis n des Elastizitätsmoduls des Eisens zu demjenigen des Betons unter zulässigen Anstrengungen zwischen etwa 20 und 4.

Für die Dehnungszahl der gesamten Zusammendrückungen gilt in groben Zügen:

$$E = \frac{1000000}{1,7 + \frac{1}{K} \cdot 360},$$

worin K die Würfestigkeit des Betons bedeutet.

Die Elastizität des Betons hängt vom Feuchtigkeitszustand des Betons, vom Alter des Betons, von den Eigenschaften des Gesteins, vom Wasserzusatz des frischen Betons usf. ab¹.

Die angegebenen Werte von E gelten nur, wenn die Lasten kurzfristig wirken; die Formänderungen des Betons sind von der Dauer und von der Art der Belastung abhängig. Bei sehr langer Dauer der Last wachsen die Formänderungen bedeutend²; dazu sei noch auf H, 2 verwiesen.

H. Schwinden und Quellen. Kriechen.

I. Schwinden und Quellen. Schwindrisse. Schwindspannungen. Werden feucht gehaltene Betonkörper dem Austrocknen ausgesetzt, so beginnt das Austrocknen an der Oberfläche; dieses schreitet, abhängig von der Porenbeschaffenheit des Mörtels, den Eigenschaften des Zements, des Sandes, des Schotters usw., dem Feuchtigkeitszustand und der Temperatur der Luft, der Bewegung der Luft, mehr oder minder rasch von außen nach innen vor. Der Beton kann außen nahezu lufttrocken sein, während der Kern noch feucht ist. Die trockene Schicht will sich verkürzen, der feuchte Kern nicht oder doch weniger. Infolgedessen entstehen in einem solchen Betonkörper Zugspannungen an den Außenflächen, Druckspannungen im Kern.

Überschreiten die Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so entstehen Risse (Schwindrisse), die von außen nach innen mehr oder minder tief eindringen und in erster Linie an Stellen mit geringer Festigkeit (Stampffugen usw.) oder an Stellen mit plötzlicher Querschnittsänderung hervortreten. Mit fortschreitendem Austrocknen wird auch der Kern allmählich zum Schwinden gebracht, die Zugspannungen an den Außenflächen treten zurück, die Schwindrisse schließen sich unter gewissen Umständen wieder, so daß sie mit bloßem Auge nicht mehr wahrnehmbar sind. Das Austrocknen dauert jedoch in der Regel sehr lange, schon bei Prismen mit 400 cm² Querschnitt unter gewöhnlichen Verhältnissen mindestens mehrere Monate.

Die Wirkung der Schwindspannungen läßt sich anschaulich an Zugkörpern von 5 cm² Querschnitt verfolgen, wenn diese zunächst unter Wasser lagern und dann an der Luft austrocknen. So ergab sich die Zugfestigkeit bei 28 Tage alten Körpern nach Wasserlagerung zu 34,5 kg/cm², bei der folgenden Luftlagerung

nach 14 Stunden	zu	32,1 kg/cm ² ,
„ 24 „	„	26,3 kg/cm ² ,
„ 2 Tagen	„	21,5 kg/cm ² ,
„ 3 „	„	24,5 kg/cm ² ,
„ 6 „	„	34,4 kg/cm ² .

Wie ersichtlich, führte das Austrocknen zu erheblicher vorübergehender Verminderung der Widerstandsfähigkeit gegen äußere Kräfte.

¹ Vgl. Bautechn. 4 (1926) S. 494.

² Vgl. Beton u. Eisen 33 (1934) S. 167.

Bei der Beurteilung dieser Vorgänge ist im Auge zu behalten, daß Mörtel und Beton zum größeren Teil aus Naturgestein, zum kleineren Teil zunächst aus Zementbrei bestehen, der sich mehr oder minder rasch zu einem neuen Gestein wandelt. Viele Natursteine haben zwar wie der erhärtete Zementbrei die Eigenschaft, bei Änderung des Feuchtigkeitszustands den Rauminhalt zu ändern; doch führt der Zement unter sonst gleichen Verhältnissen weit größere Raumänderungen aus als die meist verwendeten Natursteine. Infolgedessen wird im Beton das Schwinden und Quellen des Zements durch die eingebetteten Steine gehindert, um so mehr, je weniger nachgiebig das Gestein ist; es entstehen erhebliche innere Spannungen durch das verschiedene Verhalten des Naturgesteins und des Zements.

Wird das Schwinden und Quellen des Mörtels und des Betons durch äußere Kräfte (Reibung, Zusammenhang mit anderen Bauteilen usw.) gehindert, so treten zu den bisher genannten inneren Spannungen noch diejenigen, die der Hinderung der Längenänderung durch die äußeren Kräfte entsprechen.

Die Größe des Schwindens des Betons ist abhängig vom Zement, vom Zementgehalt, von der Menge des Anmachwassers, von der Kornzusammensetzung und der Elastizität des Gesteins, vom Alter und namentlich von der Behandlung¹, weiterhin wesentlich von der Größe des Betonkörpers².

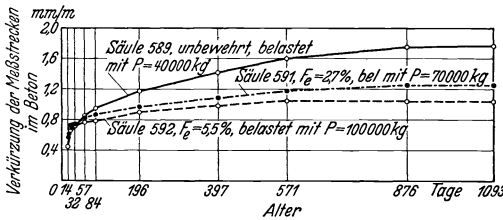


Abb. 24.

waren, haben sich gemäß Abb. 24 fortdauernd vielmehr verkürzt als gleiche, jedoch unbelastete Säulen³. Diese langsam verlaufenden Formänderungen des Betons,

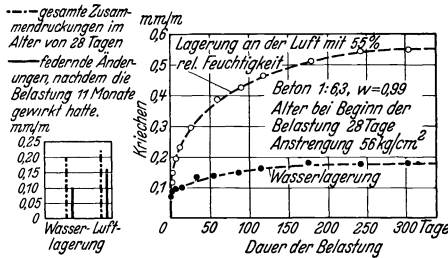


Abb. 25.

Das Kriechen tritt bei Zugbelastung in ähnlichem Maß auf wie bei Druckbelastung, vgl. Abb. 26⁴.

Das Kriechen des Betons, d. h. das fortdauernde Nachgeben des Betons unter Last hat zur Folge, daß im Eisenbeton eine Zunahme des Lastanteils der Eisen

2. Längenänderungen des Betons in Säulen und Balken, die lang dauernder Belastung unterworfen sind. Kriechen des Betons. Säulen, die während 3 Jahren in einem trockenen Kellerraum unter zulässiger Last standen und die aus Beton gewöhnlicher Beschaffenheit hergestellt

welche über das Schwindmaß des nicht beanspruchten Betons hinausgehen, werden als „Kriechen“ bezeichnet. Das Kriechmaß ist abhängig von der Zusammensetzung des Betons, von der Größe und Dauer der Belastung, vom Feuchtigkeitszustand des Betons. Feuchter Beton kriecht viel weniger als trockener, vgl. Abb. 25⁴. Lange Zeit ohne Lastwirkung ausgetrockneter Beton kriecht bei Belastung nur unerheblich.

¹ Weiteres vgl. Zement 24 (1935) S. 347; ferner Internationaler Verband für die Materialprüfungen der Technik, Kongreß London 1937, Vorbericht der Gruppe B, Bericht 19.

² Vgl. unter anderem Beton u. Eisen 38 (1939) S. 165.

³ Vgl. Heft 82 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, sowie MÖRSCH: Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., Bd. 2, S. 442 u. f.

⁴ Vgl. GRAF: Beton u. Eisen 32 (1933) S. 167, auch 38 (1939) S. 167; ferner HUMMEL: Zement 24 (1935) S. 799.

⁵ Die Abb. 25 und 26 sind nach Versuchen von GLANVILLE gezeichnet, vgl. Structural Engineer 1933 S. 57.

eintritt, die bei stark bewehrten Säulen zu einer weitgehenden Entlastung des Betons führen kann. Weiter hilft das Kriechen des Betons, daß Risse in der Zugzone von Balken nicht oder nicht so zahlreich auftreten wie allgemein angenommen wird, wenn die Belastungen in langer Zeit zustande kommen.

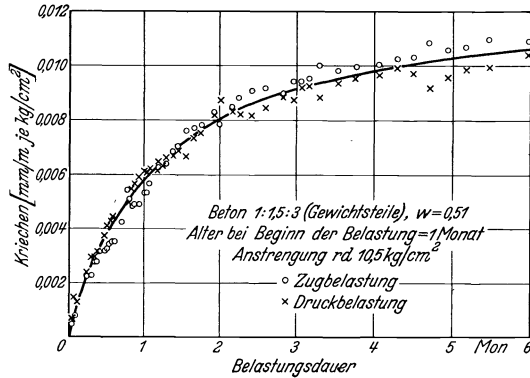


Abb. 26.

I. Wasserdurchlässigkeit ¹.

Die Erlangung sog. wasserdichter Behälter, Rohre usw. hängt in erster Linie von der Sorgfalt und Umsicht der bei der Herstellung Beteiligten ab. Gleichartige Beschaffenheit des Betons, Einfüllen des Betons in regelmäßigen Schichten verhältnismäßig geringer Höhe, ausreichende und gleichmäßige Bearbeitung des Betons nach dem Einbringen sind nicht weniger wichtig als die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons.

Wichtig ist zuerst die Wahl des Zements. Unter sonst gleichen Verhältnissen wird mit verschiedenen Zementen sehr verschiedene Wasserdurchlässigkeit erlangt. Vor langer Zeit hat Verf. Vergleiche mit 4 Zementen angestellt; an 6 cm dicken Betonplatten aus 1 Raumteil Zement, 2 Raumteilen Neckarsand und 3 Raumteilen Neckarfeinkies, 4 Wochen feucht behandelt, fand sich, daß mit 2 Zementen bereits unter $p = 1$ at Tropfenbildung eintrat, während die Platten mit den anderen 2 Zementen noch unter 7,5 at kein Wasser durchließen². Bei neueren Versuchen zeigte sich u. a. die bedeutende Überlegenheit eines hochwertigen Zements gegenüber dem gewöhnlichen Zement aus demselben Werk.

Der Mörtel im Beton und der Putzmörtel sind derart aufzubauen, daß die Hohlräume möglichst geringen Anteil im Mörtel und Beton haben. Die Erreichung dieses Zieles ist von der Verteilung der Korngrößen, von der Gestalt und der Oberflächenbeschaffenheit der Körner (Kies ist geeigneter als Schotter), sowie von der Arbeit, die zur Verdichtung aufgewendet wird, u. a. m. abhängig. Als Wegweiser sollten die Feststellungen dienen, die unter D. vornehmlich für die Druckfestigkeit des Betons zu machen waren. Beton mit besonders guter Körnung wird bei sachgemäßer Verarbeitung praktisch wasserundurchlässig, wenn 240 kg Zement zu jedem m³ Beton verbraucht werden; besonders geeignet ist dabei weicher Stampfbeton. Erdfeucht angemachter Stampfbeton ist nicht zu empfehlen, weil der dichte Anschluß an den Stampfflächen oft mangelhaft wird. Flüssig angemachter Beton wird durchlässiger als weich angemachter.

¹ Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, Bd. 1, S. 41 f.; ferner WALZ: Die heutigen Erkenntnisse über die Wasserdurchlässigkeit des Mörtels und des Betons, Berlin 1931, sowie GRAF: Heft 65 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, 1931; ferner GRAF u. WALZ: Bautechn. 14 (1937) S. 321.

² Bauing. 4 (1923) S. 221. Neuere Versuche führten zu demselben Ergebnis. Vgl. auch Anweisung für Mörtel und Beton, herausgeg. von der Dtsch. Reichsbahn, 1936, § 32.

Sehr wichtig ist die Behandlung des Betons. Bauteile, die wasserundurchlässig werden sollen, sind nach der Herstellung möglichst lange feucht zu halten.

Sollen besondere (wasserabweisende) Zusätze verwendet werden, so sind vorher ausführliche Nachweise von unabhängiger Stelle zu verlangen. Diese Nachweise können nur durch Versuche¹ geführt werden, bei denen unter sonst genau gleichen Verhältnissen gleichzeitig mit und ohne Zusatz gearbeitet wird, und für welche die Zusammensetzung des Betons (Kornzusammensetzung, Zementgehalt, Steife) durch zahlenmäßige Angaben der Beurteilung zugänglich gemacht ist.

Spritzbeton hat bei sachgemäßer Herstellung und Behandlung gute Ergebnisse geliefert. Unter Stuttgarter Versuchen waren 2 bis 3 cm dicke Platten, die unter 7 at Wasserdruck kein Wasser durchtreten ließen (Dauer der Belastung 24 Stunden und länger).

K. Gleitwiderstand des Eisens im Beton.

Im Eisenbetonbau soll das Eisen die Zugkräfte voll aufnehmen, wenn durch Schwindspannungen und äußere Kräfte der Zugwiderstand des Betons überschritten ist. Hierzu gehört, daß die Eisen ihre Belastung durch die Berührungsflächen mit dem Beton an diesen weiterleiten können, ohne daß die Verankerung der Eisen unter den Gebrauchslasten aufgehoben wird. Diese Verankerung wird erreicht durch den Gleitwiderstand τ_1 des Eisens im Beton und gesichert durch Haken an den Stabenden. Über die Größe des Gleitwiderstandes ist ausführlich im Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. 1, 4. Aufl., S. 54 Berlin 1929, berichtet; sie ist abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Eisens, von der Stablänge, von der Zusammensetzung des Betons, vom Alter des Betons, von der Behandlung desselben usw. Unter den üblichen Verhältnissen ist der Gleitwiderstand am gewöhnlichen Rundeseisen bei allmählich steigender Belastung zu etwa 10 bis 20 kg/cm² vorzusetzen; bei oftmals wiederholter Belastung ist der Gleitwiderstand etwa halb so groß wie bei allmählich steigender Last².

L. Widerstand des Zementmörtels und des Betons gegen Abnutzung³.

Mörtel nach Abb. 18 sind auch hier besonders gut; wegen der Kornzusammensetzung ist allgemein nach den Richtlinien zu verfahren, die unter D. für die Druckfestigkeit gegeben sind. Weiterhin ist die Verwendung von Gestein zu empfehlen, das hohen Widerstand gegen Abnutzung und Schlag bietet. Zusätze, die widerstandsfähiger sind als gute Hartgesteine, erhöhen den Abnutzwiderstand des Betons, falls sie geeignete Korngrößen und Kornformen aufweisen⁴. Stoffe, die durch Streichen oder Tränken des erhärteten Betons diesem zugeführt werden und dann mit dem Kalk des Zements höherwertige Verbindungen eingehen (Fluate), wirken in gleicher Richtung, in der Regel aber nur in einer sehr dünnen Außenschicht; bei gutem Beton sind solche Mittel praktisch unwirksam. Feuchter Beton wird rascher abgenutzt als trockener Beton; die Feuchtigkeit unterstützt eben das Abschleifen. Für Straßenbeton vgl. die Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken der Reichsautobahnen, Ausgabe 1939⁵.

M. Schutz der Eiseneinlagen gegen Rost⁶.

Die Erfahrungen über den Schutz des Eisens im Beton stehen in ausreichender Übereinstimmung mit dem, was in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton gefordert ist, vor allem, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen

¹ Vgl. Richtlinien für die Prüfung auf Wasserdurchlässigkeit, herausgeg. vom Dtsch. Ausschuss für Eisenbeton 1935, d. i. DIN Vornorm 4029; vgl. ferner Weise: Zement 25 (1936) S. 459.

² Vgl. Heft 93 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton 1939.

³ KLEINLOGEL-HUNDESHAGEN-GRAF: Einflüsse auf Beton, 3. Aufl. S. 10f. Berlin 1930, sowie Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, Bd. 1, S. 60f. (Stuttgart 1926); ferner GRAF: Heft 10 der Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, 1937.

⁴ GUTTMANN: Zement 25 (1936) S. 571.

⁵ Vgl. auch Heft 10 der Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, 1937.

⁶ Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. 1, S. 230f. Berlin 1929; ferner bei MÖRSCH: Der Eisenbetonbau, 6. Aufl., Bd. 1, S. 43f. Stuttgart 1923.

bei guter Bauausführung 2 cm Betondeckung für Bauwerke im Freien ausreichend sind. Unsere Versuche zeigen, daß dabei die sorgfältige Verarbeitung des Betons wichtiger ist als die Größe des Zementgehalts¹.

Entspricht der Beton nicht den Regeln guter Bauausführung, so ist auch in gewöhnlichen Hochbauten früher oder später mit Rostschäden zu rechnen. Beispielsweise ist erdfeucht angemachter Stampfbeton unzweckmäßig, weil er durchlässiger wird als weich angemachter Beton.

Liegen außerordentliche Verhältnisse vor, derart, daß mit dem Auftreten von Stoffen zu rechnen ist, die Rosten des Eisens in mehr oder minder hohem Maße begünstigen, z. B. in Zinkhütten, in gewissen Fällen auch den Beton angreifen, z. B. an manchen Bauwerken der Eisenbahn, so ist die Betondeckung größer zu wählen; wenn die Flächen bearbeitet werden sollen, ist für besonders dicke Betondeckung zu sorgen. Unter Umständen muß durch Anstriche oder Schutztafeln besonderer Schutz angestrebt werden. Weiteres vgl. Bestimmungen A des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, § 14.

N. Wetterbeständigkeit des Betons.

Wenn man die Bedingungen für die Herstellung von wetterbeständigem Beton aufstellen will, kann man zunächst von Erfahrungen an älteren Bauwerken ausgehen; die so gesammelten Erkenntnisse sind durch systematische Versuche zu vertiefen. Dieser Weg ist beschritten worden. Dabei zeigte sich vor allem, daß folgendes zu beachten ist.

- a) Wie ist die Wahl des Gesteins durchzuführen?
- b) Welcher Zementgehalt des Betons ist nötig?
- c) Welche Körnung und Kornbeschaffenheit des Betons ist anzustreben?
- d) Welche Festigkeit des Betons ist erforderlich?
- e) Welche Konsistenz (Steife) des Betons ist zweckmäßig?
- f) Ist Spritzputz als Wetterschutz geeignet?
- g) Inwieweit ist die Gestaltung des Bauwerks zu beachten?

Zu a) Bei der Wahl des Gesteins tritt nicht selten aus wirtschaftlichen Gründen eine Bedrängnis auf, sei es, daß Steine benutzt werden sollen, die als Brechsand und Schotter langsplittrig oder plattig fallen und damit eine schlechte Verarbeitung und auch eine Verminderung der Eigenschaften des Betons hervorrufen, oder sei es, daß es sich um Gestein handelt, das eine ungenügende Witterungsbeständigkeit hat. Hier muß streng gefordert werden, daß auf alle Fälle für den außenliegenden Beton nur Gestein mit guter Wetterbeständigkeit verwendet wird.

Zu b) Wegen des Zementgehalts muß man in erster Linie von der Bedingung ausgehen, daß der Beton an den Außenflächen der Mauer genügend wasserundurchlässig ist. Man kann dazu die Feststellungen über den Einfluß der Kornzusammensetzung des Betons auf die Wasserdurchlässigkeit benutzen und dann entscheiden, welche Zementmenge nötig ist (vgl. unter I²). Man fand, daß mit Kiessanden bei guter Körnung 240 kg, mit sperrigem Beton etwa 300 kg Zement in 1 m³ Beton ausreichen, um hohen Anforderungen zu genügen, wenn der Beton weich eingebracht wird und gute Verarbeitung stattfindet. Man darf aber dabei die alte Erfahrung nicht außer acht lassen, daß die Zemente selbst einen außerordentlich großen Einfluß auf die Durchlässigkeit des Betons ausüben. Es bleibt also nichts anderes übrig, als von Fall zu Fall neben dem Einfluß der Beschaffenheit der Gesteinstelle des Betons auch die *Geeignetheit des einzelnen Zements* besonders zu verfolgen. Andernfalls ist der Zementgehalt höher zu wählen.

Zu c) In bezug auf die *Kornbeschaffenheit des Zuschlagmaterials* ist auf Grund von Versuchen und nach der Erfahrung zu empfehlen, in erster Linie mit natürlichem Kiesvorkommen zu arbeiten, weil damit die Verarbeitbarkeit des Betons die bessere wird.

¹ Vgl. Heft 80 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, 1935, S. 18 und 19.

² Vgl. u. a. Heft 65 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton 1931; ferner WALZ: Die heutigen Erkenntnisse über die Wasserdurchlässigkeit des Mörtels und des Betons, 1931.

Zu d) Die Frage, welche sich auf die *notwendige Festigkeit* des Betons bezieht, ist wesentlich schwieriger zu beantworten als die schon besprochenen. Deshalb sind bislang alle Vorschläge auf begrenzte Verhältnisse abgestellt. Man weiß, daß die Festigkeit des Betons, welche aus den Beanspruchungen durch die Belastung des Bauwerks entspringt, oft eine verhältnismäßig bescheidene sein müßte; es wird aber allgemein betont, daß die so zu fordernde Festigkeit anderen Bedingungen, vor allem der Witterungsbeständigkeit, nicht genügen würde. Wir haben zu dieser Aufgabe wiederholt Untersuchungen ausgeführt¹, die zeigen, welche Festigkeit der Beton aufweisen muß, wenn er gegen oftmaliges Gefrieren und Wiederauftauen lange widerstandsfähig sein soll. Aus diesen und anderen Versuchen entnahm der Verfasser, daß der Beton vor der Einwirkung oftmaligen Gefrierens und Wiederauftauens eine Mindestdruckfestigkeit von 150 kg/cm² aufweisen sollte. Wird der Beton außen bearbeitet, also rau gemacht und in den Außenschichten angerissen, so sind höhere Festigkeiten angezeigt; vorgeschlagen wird, hierfür mindestens 250 kg/cm² vorzusehen.

Zu e) Wegen der *Steife des Betons* besteht jetzt allgemein die Auffassung, daß mit *Gußbeton Vorsicht* geboten ist, weil dieser durch seinen hohen Wasserzusatz Absonderungen begünstigt, die zur Folge haben, daß auf jeder Gießschicht mehr oder minder ausgeprägt eine Schicht aus feinkörnigem, wasserreichem Mörtel erscheint. Dieser Mörtel hat geringere Festigkeit, höhere Wasseraufnahmefähigkeit usw. als der darunterliegende Beton. Deshalb tritt die Verwitterung in erster Linie bei den abgesonderten Schichten auf. Durch Arbeitsunterbrechungen oder andere ähnlich wirkende Maßnahmen entstehen weitere Mängel. Wenn man Beton herstellen will, welcher die soeben beschriebenen Mängel nicht zeigt, so ergibt sich weiter, daß die an diesen Mängeln beteiligte Entmischung des Betons von den Eigenschaften des Zements, von der Zusammensetzung des Betons in seinen feinsten Teilen, auch von der Art des Transports und des Einbringens des Betons abhängt.

Zu f) Wenn Anlaß vorliegt, den Beton von Stauwauern, überhaupt von Wasserbauten gegen die Einwirkung der Witterung besonders zu schützen, so kennt man als einfachstes Verfahren das Aufbringen eines Spritzputzes aus Zementmörtel (Torkret). Es hat sich gezeigt, daß schon mit verhältnismäßig feinen Sanden Spritzputze mit sehr hoher Festigkeit hergestellt werden können. Auch erwiesen sich die Putze gegen hohen Wasserdruck undurchlässig. Doch hat sich auch gezeigt, daß das Aufbringen von Spritzputz nicht in Betracht kommt, wenn der Unterbeton verhältnismäßig geringe Festigkeit hat; beispielsweise traten erhebliche Schäden auf, wenn der Unterbeton nur eine Druckfestigkeit von 90 kg/cm² aufwies. Es scheint, daß die Druckfestigkeit des Betons, an dem der Putz haften soll, nach rd. 3 Monaten mindestens 150 kg/cm² betragen sollte. Daß der Beton vor dem Aufbringen des Spritzputzes gereinigt und geraut werden muß, ist wohl bekannt, aber nicht immer beachtet worden.

Zu g) Wenn man über die Witterungsbeständigkeit von Beton spricht, so ist zu bedenken, daß neben den örtlichen Verhältnissen und den bereits besprochenen Bedingungen auch die Gestalt des Bauwerks Einfluß nimmt. Wenn beispielsweise die Außenfläche abgetreppelt gestaltet ist, bleibt mehr Schnee und mehr Eis längere Zeit auf einem erheblichen Teil des Betons als wenn die Mauer mit glatten Flächen versehen ist. Es kann eine Durchfeuchtung längere Zeit stattfinden, deshalb auch öfters Gefrieren und Wiederauftauen in durchfeuchtem Zustand. Man sollte genau so wie bei der Gestaltung der Hochbauten darauf achten, daß die Durchfeuchtung der Mauer durch Wasser und Schnee tunlichst gehindert wird.

Wird der Beton bearbeitet, so ist zu beachten, daß damit die Wasserdurchlässigkeit in der Regel größer wird und daß die an der Außenfläche liegenden groben Gesteinsstücke zertrümmert werden, um so mehr, je spröder das Gestein ist. Enthält der bearbeitete Beton Eiseneinlagen, so erscheint besondere Vorsicht geboten, damit der Beton genügende Schutzwirkung für das Eisen behält.

¹ Vgl. u. a. Heft 65 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, 1931, sowie Beton u. Eisen 38 (1939) S. 178.

O. Verhalten von Zementmörtel und Beton bei oftmaligem Erwärmen und Abkühlen.

Es ist seit langer Zeit bekannt, daß die Festigkeit von jungem Beton durch allmähliches Erwärmen mit Dampf oder durch Lagerung in allmählich erhitztem Wasser, gefolgt von langsamem Abkühlen, rasch erhöht werden kann, so daß z. B. durch eine eintägige Behandlung Festigkeiten entstehen, die bei gewöhnlicher Behandlung erst nach Monaten auftreten. Die Wirkung ist vom Zement abhängig; sie ist überdies bei magerem Beton viel mehr ausgeprägt als bei fettem Beton¹.

Wird die Erwärmung und Abkühlung in weiten Grenzen, z. B. von 20 bis 90° ausgeführt, so entstehen im Betonkörper erhebliche Spannungen, wenn die Erwärmung und Abkühlung rasch vorgenommen wird. Es ist dann besonders bei oftmaliger Wiederholung mit dem Entstehen von Rissen zu rechnen, die von außen nach innen dringen und die Festigkeit des Betons verringern. Verschiedene Zemente verhalten sich dabei verschieden, weshalb für die praktische Anwendung sorgfältige Auswahl des Zements empfohlen wird².

P. Widerstandsfähigkeit des Betons gegen chemische Angriffe³.

Der Einfluß der Bindemittel ist bereits unter VI, L kurz erörtert.

Noch wichtiger als die Wahl des Bindemittels ist in vielen Fällen der Aufbau, die Herstellung und die Behandlung des Betons sowie die mechanische Festigkeit, welche der Beton den aus chemischen und mechanischen Vorgängen entspringenden Kräften entgegensetzt. Auch die Kapillarität ist zu beachten.

Den Wässern, die einen Abbau des Bindemittels mehr oder weniger rasch bewirken können, muß der Zugang zum Bindemittel tunlichst verwehrt werden. Dazu gehört Beton mit möglichster Beschränkung der Hohlräume, den Richtlinien entsprechend, die unter VII, D u. f. dargelegt sind. Bei den Arbeitsfugen, Schüttflächen usw. ist besondere Sorgfalt des Einbringens, Verdichtens usw. angezeigt, damit der Beton überall ausreichend dicht wird. Überdies ist fetter Beton viel widerstandsfähiger als magerer. Weiter ist die angreifende Flüssigkeit möglichst lange fernzuhalten, sei es, daß der Beton zunächst an der Luft erhärtet und erst nach längerer Erhärtungsdauer dem Angriff ausgesetzt wird, oder sei es, daß der Beton mit Anstrichen versehen wird, die wenigstens eine gewisse Zeit den Zutritt zum Beton ganz oder im wesentlichen verhindern (z. B. Bitumenanstriche gegen die Wässer der Gasfabriken, Margalit gegen Öle usw.). Sodann sind ruhende Flüssigkeiten weniger gefährlich als fließende, sich fortwährend erneuernde oder gar solche, die mit mechanischer Abnutzung wirken (z. B. Wellenschlag) oder schließlich abwechselnd warm und kalt sind.

Zweckmäßige Anleitungen finden sich in den Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern, ferner in den Richtlinien über die Ausführung von Betonbauten im Meerwasser, beide aufgestellt im deutschen Ausschuß für Eisenbeton (Verlag Ernst & Sohn, Berlin).

Q. Wärmedurchlässigkeit des Betons.

Die Wärmeleitfähigkeit des Betons ist von den Eigenschaften des Gesteins und des Zements, vom Zementgehalt, von der Menge des Anmachwassers, vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons und auch von der Höhe der Temperatur abhängig. Bei Stuttgarter Versuchen⁴ fand sich die Wärmeleitfähigkeit λ bei 10° C für 10 cm dicke

¹ GRAF: Heft 62 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, S. 3 bis 6.

² GRAF: Heft 62 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, S. 23; ferner DAWLEY: J. Amer. Concrete Inst. 7 (1936) S. 609.

³ KLEINLOGEL-HUNDESHAGEN-GRAF: Einflüsse auf Beton, 3. Aufl. Berlin 1930; ferner GRÜN: Der Beton, 2. Aufl., Berlin 1937 sowie GRAF: In Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten Bd. 1, S. 68 f., dann insbesondere GRAF u. GÖBEL: Schutz der Bauwerke. Berlin 1930.

⁴ Heft 74 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, S. 15.

Platten aus scharf getrocknetem Beton zu 0,6 bis 1 kcal/mh° C, für Platten aus Beton, der im Wasser lag, zu 1 bis 1,2 kcal/mh° C. Dickere Platten lieferten größere Wärmeleitzahlen; der Höchstwert betrug 2,05 kcal/mh° C¹. Mit Leichtbeton (vgl. unter W und X) traten erheblich kleinere Zahlen auf².

R. Wärmeausdehnung des Betons.

Vgl. hierzu unter anderem Zement 26 (1937), S. 614, wonach die Wärmeausdehnungszahl von Beton mit 300 kg Zement je m³ bei gewöhnlichen Temperaturen rd. 0,000012 beträgt.

S. Verhalten von Beton im Feuer.

Für Bauwerke, die im Feuer möglichst widerstandsfähig sein sollen, ist erwünscht, daß die Festigkeit des Betons mit steigender Temperatur nur langsam abnimmt und daß der Werkstoff im Feuer allmählich wachsende, nicht plötzliche Raumänderungen erfährt. Wenig geeignet sind Quarzgesteine, besser Basalt; Kalkstein gilt im Beton als gut, auch Hochofenschlacke, Ziegelbruch als besonders geeignet³.

Die Deckung der Eiseneinlagen sollte in feuergefährlichen Betrieben reichlich gewählt werden, damit die Erwärmung der Eiseneinlagen verzögert wird. Besonders geeignet sind dazu u. a. Putze aus Kalkzementmörtel, die mit leichtem Drahtgewebe bewehrt werden⁴.

T. Widerstand gegen oftmalige Belastung.

Der Begriff Dauerfestigkeit ist hier allgemein benutzt; für die technische Anwendung ist jeweils die Art der Dauerfestigkeit (Druck, Zug, Wechsel zwischen Druck und Zug, Biegung, Schub, Scherung, Knickung) und die Art der Beanspruchung (nur ruhend, nur oftmals wiederholt, teilweise ruhend und teilweise oftmals wiederholt usw.) anzugeben.

1. Dauerdruckfestigkeit des Betons.

Die im folgenden mitgeteilten Zahlen gelten für Beton, der bei der Prüfung älter als $\frac{1}{2}$ Jahr war und nach anfänglicher feuchter Behandlung in Arbeitsräumen aufbewahrt war.

α) Dauerdruckfestigkeit bei ruhender Belastung. Nach den bisherigen Versuchen ist zu erwarten, daß der Widerstand gegen langdauernde Belastung mindestens $\frac{3}{4}$ der Festigkeit beträgt, die beim gewöhnlichen Druckversuch auftritt⁵.

*β) Dauerdruckfestigkeit bei oftmals wiederholter Belastung (Ursprungsfestigkeit)*⁶.

Die Ursprungsdruckfestigkeit von Betonsäulen mit verschiedener Zusammensetzung, insbesondere mit verschiedenem Zementgehalt und mit verschiedener

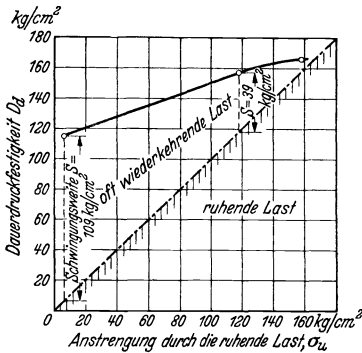


Abb. 27.

¹ Inwieweit bei dem Maß der dickeren Platten die Art der Ermittlung der Wärmeleitzahl Einfluß nimmt, ist zur Zeit noch unbekannt.

² Vgl. auch CAMMERER: Konstruktive Grundlagen des Wärme- und Kälteschutzes im Wohn- und Industriebau. Berlin 1936. S. 22.

³ Dissertation BUSCH, Stuttgart 1936; ferner ENDELL, Heft 60 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton.

⁴ WEDLER: Im Bericht über die 40. Hauptversammlung des Dtsch. Betonvereins, 1937, ferner DIN 4102, auch Hefte 89 und 92 des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1938 und 1939.

⁵ Wenn es sich darum handelt, dementsprechend die zulässige Druckspannung des Betons zu erhöhen, so ist zu beachten, daß außerdem die Größe der Formänderungen des Betons bei langdauernder Last in Betracht kommen kann [vgl. u. a. GRAF: Beton u. Eisen 33 (1934) S. 167; auch 38 (1939) S. 167, ferner HUMMEL: Zement 24 (1935) S. 799.

⁶ GRAF: „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente“, S. 116. Berlin 1929; ferner HATT u. MILLS: Bulletin 34 of the Purdue University, 1928.

Körnung fand sich mindestens zum 0,5fachen der Prismenfestigkeit aus dem gewöhnlichen Bruchversuch. Die Zusammensetzung des Betons blieb von geringer Bedeutung.

Dabei traten rd. 260 Lastspiele in der Minute auf; die Gesamtzahl der Lastspiele, für welche die Ursprungsfestigkeit ermittelt wurde, betrug 2 Millionen.

Mit zunehmender Zahl der minutlichen Lastspiele (geprüft wurde mit 10 bis 450 Lastwechseln in der Minute) ist die Zahl der Wiederholungen, welche zum Bruche führte, größer geworden. Die Ursprungsfestigkeit ist bei größerer Zahl der Lastspiele etwas größer ausgefallen.

γ) *Dauerdruckfestigkeit bei gleichzeitiger Wirkung von ruhenden und von oftmals wiederkehrenden Lasten.* Wenn zu den oftmals wiederkehrenden Lasten ruhende Lasten hinzutreten, so nahm die Schwingungswerte der bewegten Lasten, die 2 Millionen Mal ertragen wurde, mit Steigerung der ruhenden Lasten ab. Beispielsweise zeigt Abb. 27, daß die Schwingungswerte S betrug

bei der ruhenden Last	$\sigma_u = 6 \text{ kg/cm}^2$	$S = 109 \text{ kg/cm}^2$,
„ „ „ „	$\sigma_u = 118 \text{ kg/cm}^2$	$S = 39 \text{ kg/cm}^2$,
„ „ „ „	$\sigma_u = 157 \text{ kg/cm}^2$	$S = 8 \text{ kg/cm}^2$.

δ) *Allgemeines über die Dauerdruckfestigkeit.* Nach den Bestimmungen für Beton und Eisenbeton beträgt die zulässige Druckbeanspruchung in mittig gedrückten Säulen höchstens $\frac{1}{3}$ der Würfel Festigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen. Wenn man die Säulenfestigkeit zu mindestens $\frac{2}{3}$ der Würfel Festigkeit voraussetzt, so beträgt die zulässige Anstrengung des Betons die Hälfte der Säulenfestigkeit.

Diese Anstrengung ist nicht kleiner als die Widerstandsfähigkeit der Säulen gegen oftmals wiederholte Druckbelastungen; wenn man die Steigerung der Festigkeit mit dem Alter voraussetzt, so dürfte die heute in Deutschland übliche Anstrengung des Betons in mittig gedrückten Säulen zweckentsprechend sein, auch wenn oftmals wiederkehrende Lasten allein maßgebend sind.

2. Dauerbiegefestigkeit des Betons. Ältere Versuche zeigen, daß die Dauerbiegefestigkeit bei Ursprungsbelastung zu mindestens $\frac{1}{2}$ der in üblicher Weise ermittelten Biegefestigkeit zu erwarten ist¹.

Eigene Versuche, wiedergegeben in Abb. 28, lieferten u. a. folgendes. Balken, die dauernd feucht gehalten waren, ergaben die Dauerbiegefestigkeit bei Ursprungsbelastung zu 28 kg/cm^2 , die gewöhnliche Biegefestigkeit zu 53 kg/cm^2 , entsprechend den Verhältniszahlen $0,53 : 1$. Balken, die nach anfänglicher feuchter Behandlung trocken gelagert hatten, lieferten die Dauerbiegefestigkeit bei Ursprungsbelastung zu nur 21 kg/cm^2 , die gewöhnliche Biegefestigkeit zu 32 kg/cm^2 , d. i. $0,66 : 1$. Weitere neuere Versuche mit Beton verschiedener Zusammensetzung zeigten allgemein, daß die Dauerbiegefestigkeit rd. $\frac{2}{5}$ der gewöhnlichen Biegefestigkeit beträgt².

3. Gleitwiderstand bei oftmals wiederholter Belastung. Vgl. hierzu Heft 93 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton, sowie Beton und Eisen 38 (1939) S. 182.

¹ Im Auszug mitgeteilt bei GRAF: Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, S. 117.

² Straßenbautagung München 1938, S. 173.

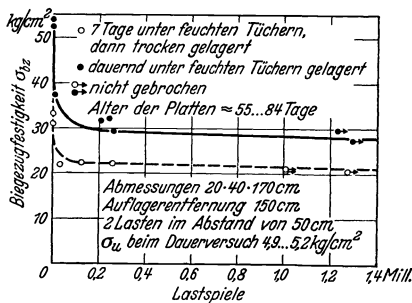


Abb. 28.

U. Stoffbedarf.

Der Bedarf an Zement, Sand, Kies usw. für 1 m³ fertigen Beton wird auf Grund der unter C. beschriebenen Eignungsprüfung ermittelt¹.

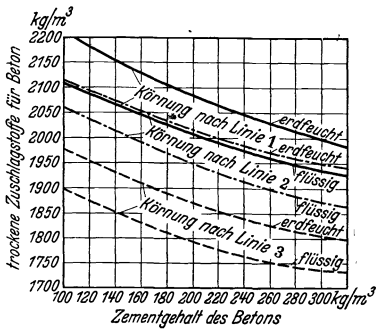


Abb. 29.

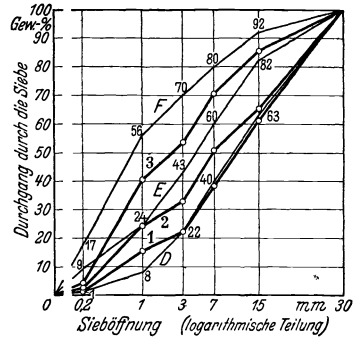


Abb. 30.

Beispielsweise fand sich für Beton nach den in Abb. 30 angegebenen Körnungen 1, 2 und 3 die in Abb. 29 angegebenen Beziehungen zwischen Zementgehalt und

Zuschlagmenge für 1 m³ Beton, ferner die in Abb. 31 angegebenen Festigkeiten, wenn natürliche Sande und Kiese mit rundlichem oder gedrungenem Korn, sowie guter Normzement verwendet wurden.

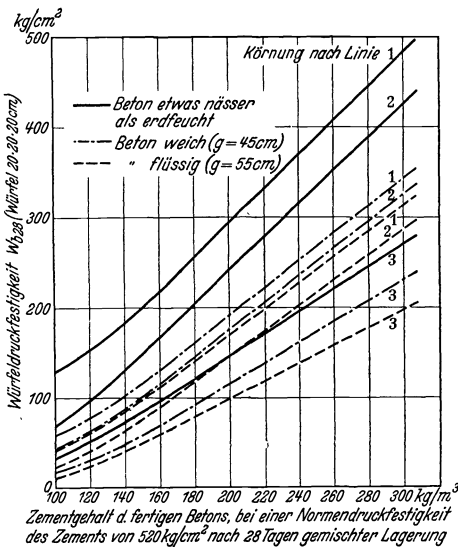


Abb. 31.

die Nachprüfung der tatsächlich erlangten Eigenschaften des Betons entsteht ein Beweis für die gute Handhabung der Bauüberwachung.

Eine besonders gute Bauüberwachung wird beim Bau der Betonfahrdecken der Reichsautobahnen verlangt. In den zugehörigen Richtlinien ist eine umfassende Anweisung für die Bauüberwachung gegeben.

V. Überwachung der Herstellung des Betons am Bauwerk.

Der Werkstoff Beton entsteht beim Bauen. Man muß demgemäß beim Bauen fortlaufend feststellen, ob die gewollten Eigenschaften zustande kommen. Es muß also eine *Bauüberwachung* einsetzen; diese hat in erster Linie vorbeugend zu wirken durch sorgfältige Abnahme der eingehenden Baustoffe, durch fortlaufende Kontrolle des Messens, des Mischens, des Verarbeitens und der Behandlung des Betons. Durch

¹ GRAF: Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl., S. 123; ferner die Anweisung für Mörtel und Beton der Dtsch. Reichsbahn, Ausgabe 1936.

Die Nachprüfung des Zementgehalts von erhärtetem Beton geschieht durch chemische Untersuchung nach DIN 2170.

W. Leichtbeton¹.

Leichtbeton (Beton mit geringem Gewicht) entsteht hauptsächlich durch Verwendung leichter, poriger Zuschlagstoffe wie Bims, schaumiger Hochofenschlacke, Kesselschlacke, Ziegelschotter und Lavakrotze, durch Verwendung von Zuschlagstoffen mit beschränkten Korngrößen, sodann durch Verwendung von Zusatzstoffen, die beim Anmachen des Mörtels Gase entwickeln, den Mörtel schaumig machen und einen porigen Mörtel hervorrufen.

Der Leichtbeton der ersten Gruppe wird im Hochbau viel verwendet, vor allem zu Bausteinen und Platten aus Bimsbeton für Wände und Dächer; er ist in trockenem Zustand ein schlechter Wärmeleiter; die Festigkeit ist selbstverständlich mäßig, aber so zu beherrschen, daß Leichtbausteine für tragende Wände von Wohnhäusern zuverlässig hergestellt werden können.

Als Treibmittel im Gasbeton werden Aluminiumpulver oder Kalziumkarbid oder Wasserstoffsperoxyd (mit Chlorkalk) verwendet. Abhängig von der Menge des Zusatzstoffes und von anderen Bedingungen entsteht ein mehr oder minder poriger Mörtel, mit einem Trockengewicht von etwa 500 kg/m³ aufwärts. Bei einem Trockengewicht von rd. 800 kg/m³ entsteht im Alter von 28 Tagen eine Druckfestigkeit bis etwa 80 kg/cm².

Verwandte Verhältnisse wurden mit Schaumbeton beobachtet².

X. Mauersteine und Formsteine aus Beton. Zementschwemmsteine.

1. Allgemeines. Der Mauerstein und der Formstein aus Beton werden in mannigfaltiger Gestalt und Größe angeboten, häufig unter Verwendung von Bims, Lavakrotze, Ziegelbrocken usw., damit Beton mit mäßiger Wärmeleitfähigkeit entsteht. Vorteilhaft ist beim Betonstein, daß die Maße mit geringen Abweichungen eingehalten werden können, wenn geeignete Formen benutzt werden. Die Festigkeit ist — soweit Normen nicht bestehen — zu vereinbaren. Dabei sind sinngemäß die Bedingungen für genormte Mauersteine anzuwenden.

2. Zementschwemmsteine. Zementschwemmsteine sind nach DIN 1059 leichte, hochporige Mauersteine, die aus Bimskies und hydraulischen Bindemitteln hergestellt sind; sie werden als Zementschwemmsteine (Druckfestigkeit im Mittel 20 kg/cm², Einzelwerte mindestens 16 kg/cm²) und Sonder-Zement-Schwemmsteine (Druckfestigkeit im Mittel 30 kg/cm², Einzelwerte mindestens 24 kg/cm²) geliefert.

DIN 1059 enthält die Bedingungen, welche in bezug auf Abmessungen, Druckfestigkeit und Höchstgewicht einzuhalten sind.

3. Hüttenschwemmsteine. Für diese gilt DIN 399. Die Hüttenschwemmsteine werden aus geschäumter Hochofenschlacke und Kalk, Schlackenmehl oder Zement hergestellt.

Die Mindestfestigkeiten sind die gleichen wie bei den Zementschwemmsteinen unter 2. Das Gewicht darf etwas größer sein als bei diesen (bei Hüttenschwemmsteinen 1 kg/dm³ gegen 0,85 kg/dm³ bei Zementschwemmsteinen nach Trocknen bei 110° C).

4. Hüttensteine nach DIN 398 werden aus gekörnter Hochofenschlacke und Kalk, Schlackenmehl und Zement hergestellt. Die Druckfestigkeit, ermittelt wie bei den gebrannten Mauersteinen, soll im Mittel aus mindestens 10 Versuchen betragen

für Hüttenhartsteine	HHS	im Mittel	250 kg/cm ² ,	mindestens	200 kg/cm ² ,
„ Hüttensteine	HS 150	„ „	150 kg/cm ² ,	„	120 kg/cm ² ,
„ „	HS 100	„ „	100 kg/cm ² ,	„	90 kg/cm ² ,
„ „	HS 50	„ „	50 kg/cm ² ,	„	40 kg/cm ² .

¹ Über Putze auf Leichtbeton vgl. HART u. SCHNEIDER-ARNOLDI: Zement 35 (1936) S. 850.

² Vgl. HUMMEL: Das Beton-ABC, 3. Aufl., S. 219 u. f.

5. Schlackensteine nach DIN 400 aus aufbereiteten Verbrennungsrückständen von Steinkohlen und Koks, gemischt mit hydraulischen Bindemitteln. Die mittlere Druckfestigkeit soll bei Sonderschlackensteinen 50 kg/cm^2 , bei Schlackensteinen 30 kg/cm^2 betragen; die Einzelwerte dürfen 40 bzw. 24 kg/cm^2 nicht unterschreiten.

6. Für Hohlblocksteine und T-Steine aus Naturbimsbeton, aus Hüttenbimsbeton, aus Schlackenbeton und aus Ziegelsplittbeton werden zur Zeit Normen aufgestellt. Die Druckfestigkeit soll dabei im Mittel mindestens 20 kg/cm^2 erreichen, beim einzelnen Stein mindestens 16 kg/cm^2 . Wichtig ist dabei — wie bei vielen Steinen, hier im besonderen —, daß die Höhenmaße in engen Grenzen geliefert werden.

Y. Rohre aus Beton.

Hier handelt es sich um Betonrohre, Eisenbetonrohre und Eisenbetondruckrohre, sodann um Brunnenringe und Kabelformstücke.

Die Betonrohre werden nach DIN 4032 in 2 Güteklassen geliefert. DIN 4032 enthält Bestimmungen über die Formen und Abmessungen der Betonrohre, über ihre Herstellung und über ihre Eigenschaften, vor allem über die Wasserdurchlässigkeit und über die Mindesttragkraft in Abhängigkeit von der Größe und Art der Rohre. Das zugehörige Prüfverfahren ist in DIN 2150 angegeben. DIN 4033 enthält Leitsätze für die Ausführung von Betonrohrleitungen.

Wegen der Beurteilung der Tragkraft gebrochener Rohre an Hand der Beschaffenheit der Bruchstücke vgl. WEISSE: Zement 1936, S. 506.

Die Lieferung und Prüfung der Eisenbetonrohre soll nach DIN 4035 erfolgen. Die Bedingungen für die Lieferung und Prüfung von Eisenbetondruckrohren sind in DIN 4036 enthalten. Maßgebend sind die Scheiteldruckfestigkeit und der Widerstand der Rohre und ihrer Verbindungen gegen Innendruck; unter dem Prüfdruck dürfen bei Beachtung der Prüfvorschriften keine Risse auftreten und das Rohr soll dicht erscheinen. DIN 4037 enthält Richtlinien für die Abnahme von Eisenbetondruckrohrleitungen.

Wegen Brunnenringen vgl. DIN 1202, wegen Kabelformstücken aus Beton vgl. DIN 457 und 1049 sowie Techn. Vorschriften der Reichspost.

Z. Gehwegplatten aus Beton.

Über die Maße und über die Güteeigenschaften, auch über die Prüfung der Gehwegplatten (Bürgersteigplatten) vgl. DIN 485. Es gibt 2 Güteklassen; diese unterscheiden sich nach der Biegefestigkeit und nach dem Abnutzwiderstand des Betons.

AA. Bordsteine und Bordschwellen aus Beton.

Hierzu sei auf DIN 483 verwiesen. Maßgebend sind die Bruchlast bei Biegebelastung und der Abnutzwiderstand. In DIN 483 sind 2 Güteklassen und mehrere Ausführungsarten beschrieben.

BB. Werksteine aus Beton.

Dauerhafte Werksteine aus Beton entstehen, wenn bei der Zusammensetzung, Herstellung und Behandlung des Betons all das beachtet wird, was unter D bis Q für hochwertiges Beton gesagt ist. Bei mangelhaften Steinen hat der Verfasser vor allem gefunden, daß die Körnung zu fein war, wodurch Beton mit hohem Schwindmaß und geringer Zugfestigkeit entstand. Weiter sei empfohlen, Eiseninlagen überall mindestens 3 cm mit hochwertigem, sorgfältig verdichtetem Beton zu decken, wenn der Werkstein freistehend der Witterung ausgesetzt ist.

CC. Asbestzement.

Aus Zement und Asbest werden 0,4 bis 2 cm dicke, ebene oder gewellte Tafeln, auch Rohre, meist unter starker Pressung des frischen Mörtels, gefertigt. Die Biegefestigkeit soll bei ungedrückten, über 12 mm dicken Platten mindestens 130 kg/cm², bei gedrückten, höchstens 8 mm dicken Platten nicht unter 220 kg/cm² betragen, wenn die Biegefestigkeit gleichlaufend zu den Fasern ermittelt wird. Über die Maße der üblichen Platten und über ihre Mindesteigenschaften vgl. DIN 274.

VIII. Traß, Ziegelmehl, granulierte Hochofenschlacke¹.

Weil hydraulische Bindemittel beim Zutritt von Wasser chemische Wandlungen erfahren, bietet die Natur keine fertigen Bindemittel. Doch gibt es natürliche Gesteine und Ablagerungen vulkanischen Ursprungs, auch künstliche Stoffe, die nach Feinmahlung und nach Vermengung mit Kalk ein hydraulisches Bindemittel werden. Ein solches Erhärtungsvermögen wird vor allem bei der Verwendung von Traß², Ziegelmehl und schnell gekühlter Hochofenschlacke nutzbar gemacht. Traß ist feingemahlener Tuffstein, der aus vulkanischen Auswurfmassen stammt.

Tabelle 7. Mortel aus Kalk und Puzzolanen.

1 Zusammensetzung des Mörtels in Gewichtsteilen	2	3	4	5
	Druckfestigkeit kg/cm ² (Raumgewicht g/cm ³) im Alter von			
	28 Tagen	6 Monaten	1 Jahr	2 Jahren
1 Ziegelmehl, 1,4 Weißkalk N, 1,5 Rheinsand	61 (2,06)	225 (2,03)	298 (2,04)	369 (2,05)
1 rhein. Traß, 1,4 Weißkalk N, 1,5 Rheinsand	104 (2,00)	199 (2,00)	223 (2,00)	263 (2,02)

Tabelle 7 zeigt nach eigenen Versuchen, daß Mörtel aus Ziegelmehl oder aus Traß mit Weißkalk bedeutende Festigkeiten erlangen, allerdings weit langsamer als Zementmörtel erhärten, so daß ihre Verwendung in der heutigen Bautechnik nur selten in Betracht kommt. Auch ist zu beachten, daß die Erhärtung dieser Mörtel in niederen Temperaturen weit mehr beeinträchtigt wird als die Erhärtung der Zementmörtel.

Bei der Herstellung von undurchlässigem Beton hat sich Traß als Zusatz bewährt, sofern damit die Kornzusammensetzung des Betons verbessert wurde. Tabelle 8 zeigt dazu, daß diese Verbesserung der Körnung weniger bei fetten als bei mageren Mischungen möglich ist. Die Zahlenreihen der Tabelle 8 sind außerdem nach den Angaben der Abb. 18 zu beurteilen, wonach eine Festigkeitssteigerung durch mehlfine Zusätze (Teile bis 0,2 mm) in Betracht kommt, wenn der Anteil der feinen Teile im Mörtel mit Flußsand unter etwa 25 % liegt. Der Zusatz von fein gemahlenem Traß bewirkt außerdem klebrige Beschaffenheit des Betons, was bei der Verarbeitung des Betons wertvoll ist³. Durch den Traßzusatz kann auch die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton gegen gewisse chemische Angriffe (z. B. Sulfate) erhöht werden, sofern mit dem Traß die Dichte des Betons gesteigert worden ist.

¹ Über natürliche und künstliche Puzzolane vgl. auch GRÜN: Intern. Verband für Materialprüfung, Kongreß Zürich 1 (1931) S. 778 f., auch Bautechn. 1936, Heft 12, sodann CZERNIN: Tonind. Ztg. 1936, S. 1183 f.

² Vgl. GRAF: Versuche über den Einfluß von Traßmehl und anderen Steinmehlen in Zementmörtel und Beton, Heft 261 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1922, ferner GRAF: Der Aufbau des Mortels und des Betons, 3. Aufl., S. 36 f., sodann RODT: Zement 27 (1938) 201 f.

³ Vgl. Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, Bd. 1. S. 41.

Für die Prüfung von Traß gilt DIN DVM 1043.

Die Ausnutzung der hydraulischen Eigenschaften schnell gekühlter Hochofenschlacken ist durch die Herstellung von Hochofenzement und Eisenportlandzement technisch und wirtschaftlich wertvoll geworden. Der rheinische Traß wird im Traßzement nutzbar gemacht (vgl. DIN 1167, sowie unter VI, A)

Tabelle 8. Weich angemachter Mörtel aus Portlandzement, Traßmehl (0 bis 1 mm) und Neckarsand (0 bis 7 mm)

Zusammensetzung in Gewichtsteilen	Von 100 g trockenem Mörtel fielen durch das Sieb mit				Druckfestigkeit in kg/cm ² für 42 Tage alte Würfel
	900 Maschen auf 1 cm ²	1 mm	3 mm	7 mm	
		Lochdurchmesser			
1 Zement, 3 Sand	29,0	69,7	87,3	100	502
1 Zement, 0,3 Traß, 3 Sand . .	32,9	71,8	88,2	100	500
1 Zement, 0,6 Traß, 3 Sand . .	36,2	73,7	89,0	100	468
1 Zement, 6 Sand	18,9	65,4	85,5	100	172
1 Zement, 0,3 Traß, 6 Sand . .	21,6	66,8	86,1	100	237
1 Zement, 0,6 Traß, 6 Sand . .	24,1	68,1	86,7	100	253

IX. Magnesiamörtel¹.

Wird gebrannter Magnesit (Magnesiumoxyd) mit einer Magnesiumchloridlösung angerührt, so erhärtet die Masse bei geeigneter Zusammensetzung bis zu sehr hohen Festigkeiten². Beispielsweise betrug die Druckfestigkeit eines Mörtels aus 1 kg Magnesit, 4 kg Neckarsand und 600 cm³ Chlormagnesiumlauge von 21° Baumé, in einem trockenen Raum aufbewahrt, nach 2 Tagen 260 kg/cm², nach 3 Monaten 590 kg/cm². Bei Wasserlagerung nach dem 1. Tag stieg die Festigkeit in 4 Wochen bis 260 kg/cm²; nach 3 Monaten war sie kleiner; sie betrug noch 157 kg/cm².

Als Zuschlagstoffe werden sehr häufig Holzsägespäne und Holzmehl verwendet; damit entsteht das sog. Steinholz.

Der Magnesiamörtel ist mehr hygroskopisch als andere Baustoffe; er ist deshalb nur für lufttrockene Räume zu empfehlen. Der Mörtel oder besser gesagt, das überschüssige Magnesiumchlorid darf überdies nicht mit Eisen in Berührung kommen, da sonst rasch verlaufende Rostschäden auftreten. Deshalb müssen Eisenbetondecken, die mit Steinholz bedeckt werden, aus dichtem Beton bestehen oder mit einem dichten Zementmörtel geschützt sein. Stählerne Träger, Wasserleitungsrohre, Kabel u. dgl., die durch Steinholzböden geführt werden oder darunter liegen, sollen mit dichtem Zementmörtel oder mit bituminösen Stoffen so umkleidet sein, daß sie vom Steinholz nirgends berührt und beeinflusst werden.

Für die Prüfung und Abnahme von Magnesit liegt das Normblatt DIN 273 im Entwurf vor. Die Prüfung von Steinholz geschieht nach DIN 272.

Wegen der Ausführung von Steinholzböden vgl. die Technischen Vorschriften für Bauleistungen, aufgestellt vom Reichsverdingungsausschuß, unter II b, Estrich- und Fliesenarbeiten, DIN 1965.

X. Stahl.

A. Zur Herstellung des Stahls³.

Durch Schmelzen von Eisenerzen mit Brennstoffen unter Beigabe von Zuschlägen, meist Kalkstein, sowie unter Einführung erhitzter gepreßter Luft in den Hochofen wird *Roheisen* gewonnen. Das Roheisen hat mehr als 1,7 % Kohlen-

¹ Vgl. auch ROPF: Zement 26 (1937) 597f.

² Vgl. u. a. Dtsch. Bauwesen 1928, S. 59.

³ Vgl. u. a. HÜTTE: Taschenbuch der Stoffkunde, Berlin 1937, oder die Lehrbücher der Eisenhüttenkunde, auch Stahl im Hochbau, 10. Aufl. 1938.

stoff; es läßt sich nicht schmieden, walzen, hämmern und pressen; es läßt sich also nicht verformen.

Aus dem Roheisen wird in der Bessemerbirne oder in der Thomasbirne oder im Siemens-Martin-Ofen oder in anderer Weise (oft unter Zusatz von Schrott) das *schmiedbare Eisen* hergestellt. Es enthält weniger als 1,7% Kohlenstoff. Es läßt sich durch Walzen, Pressen und Schmieden in allerlei Formen überführen. Alles schmiedbare Eisen wird *Stahl* (Flußstahl und Schweißstahl) genannt.

Der im Bauwesen verwendete Stahl hat in der Regel weniger als 0,3% Kohlenstoff.

B. Allgemeines zur Beurteilung der Eigenschaften der Stähle für das Bauwesen.

Nötig ist zunächst, daß die Eigenschaften der Stähle, welche für den späteren Gebrauch wichtig sind, nach dem Transport, nach der Verarbeitung und nach dem Einbau in dem erforderlichen Maß vorhanden sind; die hohe Formbarkeit, welche dem gewöhnlichen Stahl eigen ist, darf durch das Richten der Formeisen, durch sachgemäßes Nieten usw. nur so weit verbraucht werden, daß eine Beeinträchtigung der Eigenschaften, die das eingebaute Material haben muß, nicht stattfindet. Die Dehnung, welche das Material bei der Abnahmeprüfung aufweisen soll, ist deshalb zuerst für die Verarbeitung des Werkstoffs nötig; umgekehrt muß die Verarbeitung so geleitet werden, daß die Formbarkeit des Werkstoffs ausreicht und daß keine Beeinträchtigung der später erforderlichen Eigenschaften auftritt. Die zugehörigen Grenzen entspringen aus Erfahrung und Versuch. Praktisch wertvoll ist in Grenzfällen, daß kalt verformter Stahl durch Glühen seine Formbarkeit wieder erlangt.

Wenn Stähle hoher Festigkeit zur Verwendung kommen (u. a. zu Schienen, zu Drahtseilen), so ist wesentlich, daß solche Stähle zwar viel tragfähiger, aber viel weniger formbar sind als der gewöhnliche Stahl.

Die Größe der zulässigen Anstrengungen des Stahls im Bauwerk richtet sich — abgesehen von den derzeit geltenden Vorschriften — nach der Größe der damit auftretenden bleibenden Formänderungen und nach der Art der Belastung (ruhend, oftmals wiederkehrend); die Gestalt der Bauelemente nimmt ebenfalls Einfluß. Weiter ist zu beachten, ob die in die Rechnung gestellten Lasten oft oder selten auftreten, ob in der Zukunft andere Lasten zu erwarten sind usw. Ferner ist wichtig, ob die Instandhaltung des Bauwerks so ausgeführt werden kann, daß die Eisenteile nicht oder nur unerheblich rosten usw. Schließlich ist zu bedenken, daß die Tragkraft bei Knickbelastung irgendwelcher Art unmittelbar von der Elastizität des Stahls abhängt.

C. Die Stähle für das Bauwesen.

Im deutschen Stahlbau wird zur Zeit in der Hauptsache gewöhnlicher Flußstahl verwendet, und zwar

- a) in Handelsgüte als St 00.12,
- b) als Handelsbaustahl,
- c) in Normalgüte als St 37.12,
- d) als Nietstahl St 34.13,
- e) als Schraubenstahl, St 38.13, sodann
- f) als hochwertiger Baustahl St 52 und
- g) als Nietstahl St 44;

dazu kommen

- h) Stahlbleche St 00.21 und 00.22,
- i) Stahlbleche St 37.21 und 37.22

Tabelle 9. Die Stähle für das Bauwesen. (Weitere Einzelheiten finden sich in den angegebenen Normen.)

Reihe	Werkstoff	Nach DIN	Benennung	Streckgrenze kg/mm ²	Zugfestigkeit kg/mm ²	Bruchdehnung %	Faltversuch nach DIN 1605	Bemerkungen
a)	St 00.12	1612	Handelsgüte		Nicht über 50	Der Stahl darf weder kalt- noch rotbruchig sein, das heißt die Proben müssen sich im warmen und kalten Zustände bis zum rechten Winkel ($\alpha = 90^\circ$) biegen lassen bei einem Dorndurchmesser $D = 4 a$		
b)	Handelsbaustahl	1050			34 bis 50	18% am normalen Langstab	$\alpha = 180^\circ$ $D = 2 a$	
c)	St 37.12	1612	Normalgüte		37 bis 45	a mm 30 bis 18 bis 7/7 bis 5 Kurzstab 25 22 18 Langstab 20 18 15	$\alpha = 180^\circ$ $D = 0,5 a$	
d)	St 34.13	1613	Nietisen, weiches Schraubeneisen		34 bis 42	a mm ≥ 8 8 bis 7/7 bis 5 Kurzstab 30 26 22 Langstab 25 22 18	Die Probe muß sich, ohne Anrisse auf der Zugseite zu zeigen, kalt zusammenschlagen lassen, bis die Schenkel flach aneinanderliegen	
e)	St 38.13	1613	Schraubeneisen		38 bis 45	a mm ≥ 8 8 bis 7/7 bis 5 Kurzstab 25 22 18 Langstab 20 18 15	$\alpha = 180^\circ$ $D = 0,5 a$	
f)	St 52	Lieferbedingungen der Deutschen Reichsbahn	bis 18 mm Nennmaß bis 30 mm Nennmaß bis 50 mm Nennmaß Bolzenstahl und Bolzen	≥ 36 ≥ 35 ≥ 34 ≥ 36	52 bis 62 ¹ 52 bis 64 ² 52 bis 64 ³ 52 bis 62 ⁴	lang 20 quer 18 lang 19 quer 17 lang 18 quer 16 20	Höchster Gehalt an: C: 0,2 % Si: 0,5 % Mn: 1,2 % Cu: 0,55 % S: 0,06 % P: 0,06 % (vgl. unter F)	
g)	St 44		Nietstahl		44 bis 52	23% am Langstab ⁵	$\alpha = 180^\circ$ $D = a$	
h)	St 00.21	1621	Gewöhnliche Bleche ⁶	Für gewöhnliche Bleche, sog. Handelsware, wie z. B. auch gewöhnliche Behälterbleche, werden keine Gütezahlen gewährleistet. Eine Abnahmeprüfung findet nicht statt				
i)	St 37.21	1621	Blaubleche I		37 bis 45 quer auch 36	Blechkicke a 5 bis 10 über 10 mm 18 20%	$\alpha = 180^\circ$ $D = 2 a$	
k)	Betonstahl	1045	Handelsisen		Mindestfestigkeit ⁷		$\alpha = 180^\circ$ $D = 2 a$	
l)	Hochwertiger Betonstahl	1045	$\varnothing \leq 18$ mm $\varnothing \geq 18$ bis 30 mm $\varnothing > 30$ mm	36 35 34	50 bis 62 50 bis 64 50 bis 64	Langstab Kurzstab 20 24 19 22,8 18 21,6	$\alpha = 180^\circ$ $D = 2 a$	

¹ Bei Rundisen und kleineren Profilen (im allgemeinen mit Dicken $a < 7$ mm) wird 50 kg/mm² nicht beanstandet. — ² Beim kurzen Normal- oder Proportionalstab müssen die Dehnungswerte durchweg 20% höher liegen als hier angegeben. — ³ Eine obere Grenze von 62 kg/mm² ist anzustreben. — ⁴ Die Sicherheitsgrenze des Bolzenstahles oder der Bolzen muß zwischen 36 und 48 kg/mm² liegen. — ⁵ Beim Nietstahl St 44 wird die Streckgrenze zur Unterrichtung festgestellt. — ⁶ Dicker als 4,75 mm.

Die Güte der unter a) und c) genannten Stähle ist in DIN 1612 festgelegt; für den Handelsbaustahl unter b) gilt DIN 1050; für die Niet- und Schraubstähle unter d) und e) DIN 1613; für die hochwertigen Baustähle St 52 sind die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn maßgebend. Die Forderungen an die Stahlbleche sind in DIN 1621 und 1622 niedergelegt.

Für den Eisenbetonbau werden geliefert

k) Betonstahl und

l) hochwertiger Betonstahl nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DIN 1045).

Eine Zusammenfassung der Forderungen nach den angegebenen Normen findet sich in Tabelle 9.

Der Stahl zu Rohren für Gas- und Wasserleitungen, zu Schienen für Eisenbahnen, zu Drähten für Tragseile usw. unterliegt besonderen Bedingungen. Hierzu sei u. a. auf DIN 1628 (geschweißte Flußstahlrohre und Formstücke), DIN 1629 (nahtlose Flußstahlrohre), DIN 1631 (Vignolschienen und Zungenschienen) und DIN 1632 (Stahlschwellen) verwiesen.

Für geschmiedeten Stahl zu Gelenken, Auflagerteilen u. a. m. wird zweckmäßig St C 35.61 nach DIN 1661 verwendet.

Für Schweißdrähte gilt DIN 1913.

Weiteres vgl. unter E, sowie H.

D. Stahl als Handelsware.

Die unter C genannten Stahlsorten werden in verschiedenen Formen und Abmessungen nach Maßnormen oder in Sonderfällen nach besonderen Vereinbarungen geliefert. Man unterscheidet nach DIN 1612 *Formstahl* (I- und C-Stahl mit 80 mm Höhe und mehr, Belagstahl), *Stabstahl* (I- und C-Stahl unter 80 mm Höhe, L-Stahl, Winkelstahl, J-Stahl, Rundstahl, Quadratstahl, Sechskantstahl, Halbrundstahl usw., ferner Flachstahl von 8 bis 150 mm Breite und 3 bis 100 mm Dicke), sodann *Breitflachstahl* von über 150 mm Breite und mindestens 3 mm Dicke. Bei der Lieferung und Abnahme der Ware sind außer der Güte die in den Normen festgelegten Abmessungen, auch die zulässigen Gewichts- und Maßabweichungen zu beachten.

Eine Zusammenfassung der in Betracht kommenden Maßnormen und der sonstigen Bestimmungen, auch der Aufstellungen über Sonderwaren, findet sich in dem vom Verein deutscher Eisenhüttenleute herausgegebenen Buch „Stahl im Hochbau“, 10. Aufl., Berlin 1938, ferner im Stahlbaukalender. Vgl. auch DIN 1600, sowie DIN-Taschenbuch 4, Werkstoffnormen für Stahl. Der hochwertige *Betonstahl* ist mit Marken gezeichnet, welche die Herkunft erkennen lassen. Die Kennzeichen sind vom Stahlwerksverband zusammengestellt und veröffentlicht worden.

E. Allgemeine Bemerkungen über die Auswahl und über die Eignungsprüfung der Stähle im Bauwesen. Probenahme.

Unter C und D ist gezeigt, daß im Stahlbau und im Eisenbetonbau Stähle verschiedener Benennung verwendet werden. Diese Stähle haben verschiedene Beschaffenheit und damit verschiedene Eigenschaften, wie aus Tabelle 9 hervorgeht. Demgemäß sind auch die zulässigen Anstrengungen verschieden.

Allgemein ist folgendes zu beachten.

Zuerst wünscht der Eisenverbraucher, daß die Stähle bestimmter Art mit möglichst gleichmäßigen Eigenschaften geliefert werden. Vereinzelt geringwertige Stäbe können für die Tragfähigkeit des Bauwerks maßgebend werden;

eshalb ist vor allem zu sorgen, daß für die erforderlichen Eigenschaften Mindestwerte vereinbart werden und daß diese Mindestwerte eingehalten werden. Mindestwerte sind nötig für die Formbarkeit des Stahls und für seine Fließgrenze, teilweise auch für die Dauerfestigkeit.

Die erforderliche Formbarkeit ist zuerst von der Art der Verarbeitung und der Behandlung des Werkstoffs bis zur Ingebrauchnahme abzuleiten. Daneben sind die Grenzmaße der Formbarkeit erfahrungsmäßige Kennwerte. Der Baustoff St 37 soll sich beim normengemäßen Zugversuch um mindestens 20% dehnen lassen, weil eine solche Verformbarkeit für das übliche Richten, Biegen und Nieten erwünscht ist und weil man weiß, daß ein ordentlich hergestellter St 37 eben die genannte Mindestdehnung besitzt.

Weiter ist bekannt, daß Stähle mit hoher Festigkeit eine mäßige Verformbarkeit aufweisen. Dementsprechend sind sie beim Richten, Biegen usw. vorsichtiger zu behandeln. Beispielsweise besitzen die Drähte für die Tragseile zu Hängebrücken sehr hohe Festigkeiten, jedoch nur geringes Formänderungsvermögen [Bautechn. 7 (1929) S. 781], sie werden deshalb beim Transport und Einbau sorgfältig vor erheblichen bleibenden Verformungen bewahrt.

Die Forderung nach bestimmten Mindestwerten der Fließgrenze ist nötig, weil die Tragwerke nur brauchbar bleiben, wenn die bleibenden Verformungen des eingebauten Stahls ein bescheidenes Maß behalten und weil die zugehörige zulässige Anstrengung stets unter der jeweils geltenden, von der Form und von der Art der Anstrengung des Bauelements abhängigen Fließgrenze liegen muß.

Allerdings wird die Höhe der Fließgrenze für die gewöhnlichen Baustähle nicht gewährleistet; sie kann nur erfahrungsgemäß in bestimmten Grenzen erwartet werden, vgl. unter H.

Die Dauerfestigkeit der Stähle ist im Stahlbau vor allem für die Stähle hoher Festigkeit zu bestimmen, wenn es sich um Bauwerke oder Bauteile handelt, die oftmals wiederholter Belastung unterworfen sind. Hierzu wird unter N das Nähere gesagt.

Bei der Auswahl der Stähle ist weiterhin von Fall zu Fall zu entscheiden, ob die Schweißbarkeit (vgl. R) wichtig ist, ob der Widerstand gegen Korrosion besonders zu beachten ist (vgl. unter U) u. a. m.

Vor der Eignungsprüfung und selbstverständlich auch vor der darauf abgestellten *Abnahmeprüfung* ist die Art der *Probenahme* und die *Art der Behandlung und Verarbeitung der Probe* festzulegen. Auch die Größe und Gestalt der Probe selbst ist von Bedeutung¹.

Beispielsweise ist bei Stücken mit großen Querschnittsabmessungen zu erwarten, daß der Werkstoff im Kern mehr oder minder andere Eigenschaften hat als in den Randzonen². Bei der Beurteilung des Widerstands gegen oftmalige Belastung kann die Beschaffenheit der Walzhaut wichtig sein (vgl. später unter N). Bei Formstahl und Blechen ist die Walzrichtung von Bedeutung².

Glühen der Probe kommt nur in Betracht, wenn der Werkstoff zum Bauteil ebenfalls gegläht wird. Das Abtrennen der Proben mit der Schere ist unzumutbar. Das Abschmelzen kann stattfinden, wenn die Schmelzzone später weggehobelt oder abgefräst wird.

F. Über die chemische Zusammensetzung der Stähle für das Bauwesen.

Das technische Eisen ist kein reines Eisen, sondern eine Legierung aus den Elementen Eisen und Kohlenstoff, meist mit Mangan, Silizium, Phosphor, Schwefel und Kupfer, seltener Chrom, Nickel, Molybdän usw. Die wichtigste Beimengung ist der Kohlenstoff. Die Streckgrenze und die Zugfestigkeit des Flußstahls wachsen mit Zunahme des Kohlenstoffgehaltes, bis etwa 0,9% Kohlenstoff erreicht sind; die Bruchdehnung und vor allem die Querschnittsverminderung nehmen mit wachsendem Kohlenstoffgehalt ab. Eisen mit hohem Kohlenstoffgehalt ist des-

¹ Vgl. u. a. BACH-BAUMANN: *Elastizität und Festigkeit*, 9. Aufl., S 125f.

² Vgl. DIN 1921, sowie DIN 1612.

halb beim Richten, Biegen, Hämmern usw. sorgfältiger zu behandeln als gewöhnliches Eisen mit wenig Kohlenstoff. Mit wachsendem Kohlenstoffgehalt ändert sich die Härbarkeit des Stahls, vgl. unter G.

Die Baustähle aus St 37.12 enthalten in der Regel 0,08 bis 0,15 % C, ferner bis etwa 0,5 % Mn und bis rd. 0,3 % Si. Der Gehalt an P und S muß niedriger sein; er beträgt bei P bis etwa 0,09 % Ni, bei S meist 0,03 bis 0,05 %. Das Kupfer liegt in der Regel über 0,2 %, in Deutschland selten über 0,3 %¹. Weiteres vgl. im Werkstoff Handbuch Stahl u. Eisen, Blatt C 51 und G 1, sowie in der vorliegenden Abhandlung unter S (Abnutzung), und U (Widerstand gegen Korrosion).

Für St 52 wird in den Lieferbedingungen der Deutschen Reichsbahn verlangt:

„Der C-Gehalt soll nicht größer als 0,20 % sein. Der Si-Gehalt soll 0,50 %, der Mn-Gehalt 1,2 % und der Cu-Gehalt 0,55 % nicht überschreiten. Hierzu werden zusätzlich zugelassen: Entweder 0,30 % Mn oder 0,40 % Cr oder 0,20 % Mo.

Der Schwefel- und Phosphorgehalt soll im allgemeinen höchstens je 0,06 %, zusammen 0,1 % betragen.“

Die chemische Zusammensetzung des St 52 ist wegen des Verhaltens der Stähle beim Schweißen begrenzt worden.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse chemischer Analysen ist wesentlich, ob es sich um Schmelzanalysen oder um Analysen aus dem Walzgut handelt; für letztere ist wichtig, ob die Angabe für Proben gilt, die aus dem gesamten Querschnitt eines oder mehrerer Stücke stammen oder die örtlich (im Kern, am Rand, an einem Ende) entnommen sind.

G. Das Gefüge des Stahls. Härten, Anlassen, Glühen².

Wie alle Metalle kristallisiert das Eisen, und zwar im regulären System. Die dabei auftretenden Kristalle zerfallen bei langsamer Abkühlung, wobei die Zersetzungstemperatur und die dabei auftretenden Phasen von der chemischen Zusammensetzung des Eisens abhängig sind, beim handelsüblichen schmiedbaren Eisen in erster Linie vom Kohlenstoffgehalt. Das Gefüge ist außerdem abhängig von der Wärmebehandlung, die das Eisen bis zu seiner endgültigen Gestaltung erfahren hat, sowie von der Art der Verarbeitung. Durch Beobachtung des Gefüges lassen sich Aufschlüsse über die vorausgegangene sachgemäße oder unsachgemäße Behandlung des Eisens gewinnen, was für die Klarstellung von Schadensfällen, für den Nachweis guter oder schlechter Behandlung des Stahls usw. wichtig ist.

Die Betrachtung des Gefüges geschieht an ebenen, sorgfältig bearbeiteten, geschliffenen und polierten und in der Regel geätzten Flächen.

Die Körner des Eisens können wir auf den vorbereiteten Proben in gewissen Fällen (z. B. im überhitzten Stahl) mit bloßem Auge wahrnehmen; bei gut behandeltem Eisen sind die Körner aber so klein, daß das unbewaffnete Auge die Korngrenzen nicht mehr erkennt. Es sind dann mehr oder minder starke Vergrößerungen nötig.

Abb. 32 zeigt das Gefüge von langsam abgekühltem Stahl mit etwa 0,1 % Kohlenstoff (Zugfestigkeit $\sigma_B =$ rd. 35 kg/mm²); Abb. 33 gehört zu langsam abgekühltem Eisen mit etwa 0,3 % Kohlenstoff ($\sigma_B =$ 52 kg/mm²). Die hellen Körner sind kohlenstofffrei und bestehen im wesentlichen aus reinem Eisen (deshalb Ferrit genannt); die dunklen Stellen zeigen unter starker Vergrößerung ein streifiges Aussehen (Perlit). Im Mikroskop läßt sich dann erkennen, daß die dunklen Flecken der Abb. 32 und 33 aus härteren und weicheren Schichten zusammengesetzt sind; die härteren Streifen erwiesen sich als Eisenkarbid (Fe₃C), Zementit genannt, in weicherem Ferrit eingebettet. Die dunklen Flecken der Abb. 32 und 33 enthalten somit in den harten Eisenkarbidplättchen den Kohlenstoff; der Anteil der Eisenkarbidplättchen an den dunklen Flächen ist stets der gleiche, weshalb die dunkeln Inseln stets den gleichen Kohlenstoffgehalt haben (etwa 0,9 %). Durch Feststellung des Anteils der dunkeln Flecken im Gefügebild

¹ Vgl. DAEVES u. SCHULZ: Bautechn. 15 (1937) S. 4.

² Vgl. dazu DIN 1606, ferner Band 7 der von HAAKE herausgegebenen Werkstattbücher.

wird demnach ein gewisser Aufschluß über den Kohlenstoffgehalt des betreffenden Eisens gewonnen.

Die Gefügebilder in Abb. 32 und 33 treten nur nach langsamer Abkühlung auf. Die Lösung, die der flüssige Stahl und der feste Stahl bei Temperaturen über etwa 900° C darstellt, ist im langsam abgekühlten Stahl nicht mehr vorhanden. Die Mischkristalle zerfallen bei allmählicher Abkühlung.

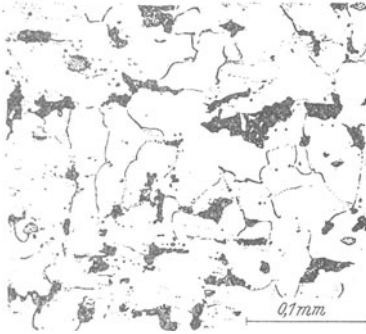


Abb. 32.

weist der Stahl weit höhere Streckgrenze und Zugfestigkeit, allerdings auch weit geringere Verformbarkeit auf als langsam gekühlter Stahl gleicher chemischer

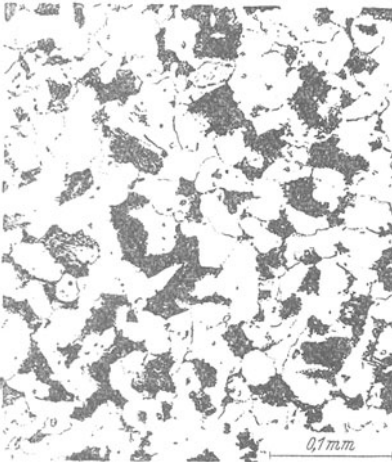


Abb. 33.

Zusammensetzung; man nennt solches Eisen „gehärtet“. Die Härtung kann mit allen im Baubetrieb verwendeten Stählen ausgeführt werden. Die Härtungsfähigkeit wächst im praktisch wichtigsten Bereich mit dem Kohlenstoffgehalt.

Die Wirkung des Abschreckens ist selbstverständlich an der Oberfläche am schärfsten und nimmt nach innen zu ab, was bei der Anwendung des Stahls von erheblicher Bedeutung ist (z. B. beim Härten von Laufflächen auf Maschinenteilen usw.).

Bei Temperaturen unterhalb 700°, schon bei 100° deutlich wahrnehmbar, werden die beim Härten entstehenden inneren Spannungen gemildert; die Festigkeit geht dabei zurück, die Dehnbarkeit wächst. Durch Wiedererwärmen des gehärteten Stahls auf Temperaturen, die im Umwandlungsgebiet liegen (über rd. 700°), kann ein teilweiser Zerfall der festen Lösung bewirkt werden; damit geht die Festigkeit bedeutend zurück, die Schmeidigkeit des Materials wächst dabei rasch. Durch Erwärmung auf Temperaturen über die obere Umwandlungstemperatur und langsames Abkühlen wird der Zustand nach Abb. 32 und 33 erreicht, also die untere Grenze der Zugfestigkeit und höchste Schmeidigkeit hergestellt. Solches Material wird „geglüht“ genannt.

Erfolgt das Glühen zu lange und auf zu hoher Temperatur (Überhitzen), so bildet sich grobes Korn; das grobe Korn ist nicht erwünscht, weil es die

etwa 900° C darstellt, ist im langsam abgekühlten Stahl nicht mehr vorhanden. Die Mischkristalle zerfallen bei allmählicher Abkühlung. Erfolgt die Abkühlung durch plötzliches Abschrecken des heißen Eisens, so wird der Verfall der Kristallite mehr oder minder verhindert. Erfolgt das Abschrecken bevor die Umwandlung der festen Lösung begonnen hat, so wird die feste Lösung, die nur bei hohen Temperaturen bestehen möchte, bei Zimmertemperatur festgehalten. Wir haben dann im plötzlich abgekühlten Flußeisen nicht Material mit fleckweise verteiltem Kohlenstoff, sondern mit gleichmäßig verteiltem Kohlenstoff. In diesem Zustand

gekühlter Stahl gleicher chemischer Zusammensetzung; man nennt solches Eisen „gehärtet“. Die Härtung kann mit allen im Baubetrieb verwendeten Stählen ausgeführt werden. Die Härtungsfähigkeit wächst im praktisch wichtigsten Bereich mit dem Kohlenstoffgehalt.

Die Wirkung des Abschreckens ist selbstverständlich an der Oberfläche am schärfsten und nimmt nach innen zu ab, was bei der Anwendung des Stahls von erheblicher Bedeutung ist (z. B. beim Härten von Laufflächen auf Maschinenteilen usw.).

Bei Temperaturen unterhalb 700°, schon bei 100° deutlich wahrnehmbar, werden die beim Härten entstehenden inneren Spannungen gemildert; die Festigkeit geht dabei zurück, die Dehnbarkeit wächst. Durch Wiedererwärmen des gehärteten Stahls auf Temperaturen, die im Umwandlungsgebiet liegen

Eigenschaften des Stahls herabsetzt. Durch sachgemäße Behandlung kann feineres Korn wieder hervorgerufen werden.

Im „verbrannten“ Eisen — auf zu hohe Temperatur erhitzt — haben sich an den Korngrenzen Oxydationsschichten gebildet, die durch Glühen nicht mehr entfernt werden können, weshalb verbranntes Eisen dauernd geschädigt ist.

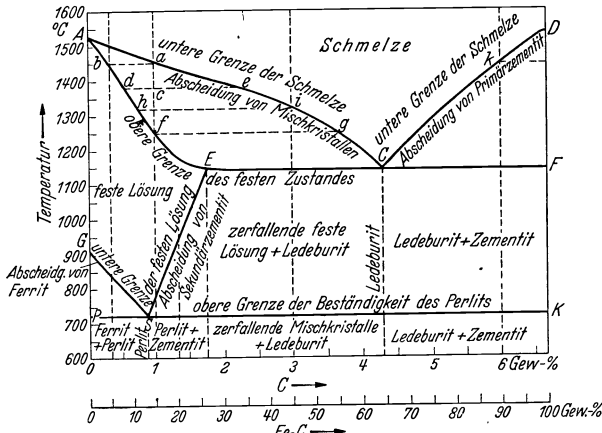


Abb. 34.

Ein umfassendes Bild der Vorgänge im Stahl beim Erwärmen und Abkühlen gibt das Zustandsschaubild Abb. 34; es gibt über alle Verhältnisse Auskunft, die bei der Vermengung von Eisen und Kohlenstoff möglich sind, wenn der Kohlenstoff im Zementit auftritt. Weiteres vgl. bei DAEVES im Werkstoffhandbuch „Stahl u. Eisen“, 2. Aufl., Blatt T₁.

H. Das Verhalten der Stähle beim gewöhnlichen Zugversuch.

1. Die gewöhnlichen Baustähle, welche im Walzzustand verbraucht werden (St 00.12; Handelsbaustähle; St 37; St 52; ferner Betonstahl).

Beim Zugversuch kann zunächst der Elastizitätsmodul E aus den gesamten und aus den federnden Verlängerungen ermittelt werden. In der Regel wird der Elastizitätsmodul E der federnden Verlängerungen verwendet; er beträgt für Handelsbaustahl und Betonstahl, für St 37 und für St 52 $E = \text{rd. } 2100000 \text{ kg/cm}^2$.

Die bleibenden Verlängerungen beginnen schon unter sehr kleinen Spannungen¹, vgl. Abb. 35; sie sind aber für die Verhältnisse des Bauwesens innerhalb der zur Zeit geltenden zulässigen Anstrengungen ohne wesentliche Bedeutung, in vielen Fällen (z. B. bei Stahl für Schweißverbindungen) sogar erwünscht, weil damit örtliche Überlastungen gemindert werden².

Unter Belastungen, die mit Handelsbaustählen St 37 meist über 2400 kg/cm^2 liegen, bei Stäben mit kleinen Querschnitten erheblich höher sein können, bei

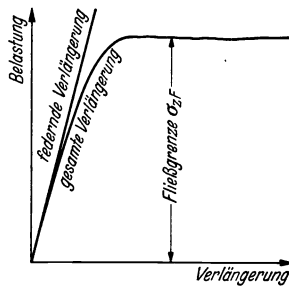


Abb. 35.

¹ GRAF: Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, S. 27. Berlin 1929.
² Die früher allgemein, zur Zeit nur selten angewandten Begriffe „Elastizitätsgrenze“ und „Proportionalitätsgrenze“ können aus dem gewöhnlichen Zugversuch nicht abgeleitet werden.

großen Querschnitten bis etwa 1800 kg/cm^2 heruntergehen können, beginnt der gewöhnliche Stahl zu fließen¹; es treten große bleibende Formänderungen und Fließlinien² auf. Abb. 36 zeigt im Verlauf der Dehnungslinie des Stahls das Überschreiten der Fließgrenze (bei Zugbelastung auch Streckgrenze genannt)³.

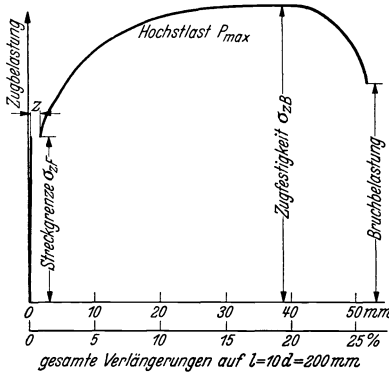


Abb. 36.

Wenn die Streckgrenze der Bewehrung der Zugzone von Eisenbetonbalken überschritten wird, erfährt das Eisen eine bedeutende Verlängerung; dabei öffnen sich die Risse in der Zugzone der Balken bedeutend. Über den klaffenden Rissen wird der Beton allmählich zerdrückt⁴. Damit ist die Widerstandsfähigkeit des Balkens erschöpft.

Wird in der Zugzone eines Stahlträgers die Streckgrenze überschritten, so entstehen so große Einsenkungen, daß der Träger als Deckenträger, als Fahrbahnträger u. dgl. nicht mehr brauchbar ist.

Bei Stählen mit hohem Kohlenstoffgehalt, bei gehärteten Stählen, tritt die durch Abb. 36 gekennzeichnete Fließgrenze nicht auf; die bleibenden Verlängerungen nehmen allmählich zu; die ausgeprägte Fließgrenze fehlt. In solchen Fällen wird die Fließgrenze in der Regel gleich der Belastung gesetzt, mit der eine bleibende Verlängerung von 0,2% entstanden ist (vgl. DIN 1602). Für besondere Aufgaben sind größere und kleinere Grenzwerte in Anwendung.

Bei Stählen mit hohem Kohlenstoffgehalt, bei gehärteten Stählen, tritt die durch Abb. 36 gekennzeichnete Fließgrenze nicht auf; die bleibenden Verlängerungen nehmen allmählich zu; die ausgeprägte Fließgrenze fehlt. In solchen Fällen wird die Fließgrenze in der Regel gleich der Belastung gesetzt, mit der eine bleibende Verlängerung von 0,2% entstanden ist (vgl. DIN 1602). Für besondere Aufgaben sind größere und kleinere Grenzwerte in Anwendung.

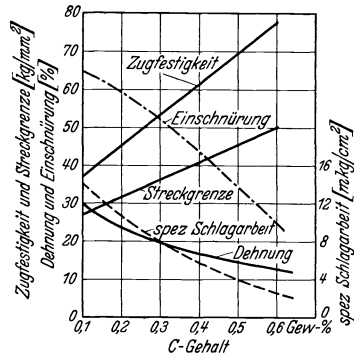


Abb. 37.

Bei Fortsetzung des Zugversuchs nach dem Überschreiten der Fließgrenze des Stahls wächst der Zugwiderstand in der Regel bedeutend unter großer Verlängerung des Probestabs; die dabei gemäß Abb. 36 auftretende Höchstlast wird auf die ursprüngliche Größe des Querschnitts des Probestabs bezogen und Zugfestigkeit genannt. Nach dem Überschreiten der Höchstlast beginnt eine starke örtliche Querschnittsverminderung. Der Widerstand, als Gesamtlast gemessen, sinkt dabei; die Beanspruchung des jeweils vorhandenen kleinsten Querschnitts steigt aber bis zum Schluß des Versuchs, der mit dem Bruch des Stabs sein Ende findet. Die Größe der Querschnittsverminderung an der Bruchstelle beträgt bei St 37.12 in der Regel über 60%; bei Stählen hoher Festigkeit ist

1 Die Fließgrenze ist eine besondere Eigenschaft des Stahls mit kleinem Kohlenstoffgehalt. Beim Stahl mit viel Kohlenstoff, beim Gußeisen und bei den Nichteisenmetallen tritt die Fließgrenze nicht auf.

2 Sind auf einem Stahlstab Fließlinien zu erkennen, so ist damit festzustellen, daß der Stahl an der betreffenden Stelle über die Fließgrenze hinaus beansprucht wurde. Die Fließlinien verlaufen dabei unter rd. 45° zur Zug- oder Druckrichtung.

3 Bei der Darstellung der gesamten Verlängerungen wird in üblicher Weise angenommen, daß die Belastung nach Überschreiten der Fließgrenze vorübergehend sinkt. Diese Erscheinung tritt auf, wenn sich das Fließen des Stahls rascher vollzieht als die Bewegung des Einspannkopfs der Prüfmaschine. Im Bauwerk fließt der Stahl unter der Wirkung der Last, welche das Fließen einleitet. Vgl. auch SIEBEL und SCHWAIGERER: Metallwirtschaft 16 (1937) S. 701.

4 Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. 1, S. 84. Berlin 1929.

sie kleiner¹. Die Bruchfläche liegt im Kern senkrecht zur Zugrichtung (Trennbruch), außen unter etwa 45° dazu (Gleitbruch). Bei zähem Stahl ist der Anteil des Trennbruchs klein, bei sprödem Stahl groß.

Wie schon unter E bemerkt ist, wird für die Fließgrenze von St 00, St 37 und Handelsbaustahl, auch von Betonstahl ein Mindestwert nicht gewährleistet. Im Bauwesen sind nur für die Fließgrenze von St 52 und von hochwertigem Betonstahl Grenzwerte festgelegt.

Die Deutsche Reichsbahn verlangt für St 52 die in Tabelle 9 angegebenen Mindestwerte der Streckgrenze, also bei Dicken bis 18 mm mindestens 36 kg/mm², bei Dicken bis 30 mm mindestens 35 kg/mm² und bei Dicken bis 50 mm mindestens 34 kg/mm².

In den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton wird für hochwertigen Betonstahl verlangt:

bei Eisen bis 18	mm Durchmesser	$\sigma_s = 36$ kg/mm ² ,
bei Eisen von 18 bis 30	mm	„ $\sigma_s = 35$ kg/mm ² ,
bei Eisen über 30	mm	„ $\sigma_s = 34$ kg/mm ² .

Über den Einfluß des Kohlenstoffgehalts des Stahls auf seine Festigkeitseigenschaften vgl. Abb. 37.

2. Kaltgereckte Stähle. In jedem Stahlstab, der gerichtet oder gebogen wird, entsteht örtlich kalt gereckter Stahl. Der Stahl wird dabei örtlich über die Fließgrenze beansprucht; im gereckten Teil ist die Fließgrenze erhöht; ein Teil der Verformbarkeit ist örtlich verbraucht.

Die Drähte für Drahtseile, auch für die Tragseile der Hängebrücken, werden meist aus Kohlenstoffstahl durch Ziehen gefertigt; dabei wird die Fließgrenze bedeutend überschritten; die Formbarkeit wird zu einem mehr oder minder großen Teil weggenommen. Die gezogenen Drähte erhalten aber durch die Kaltverformung

eine bedeutende Erhöhung der Festigkeit. Diese Änderung der Festigkeitseigenschaften des Stahls, auch anderer Metalle, durch Kaltverformung hervorgerufen, ist praktisch sehr wichtig; sie hat im letzten Jahrzehnt im Bauwesen erhöhte Beachtung gefunden, u. a. weil Betonstähle (u. a. Baustahlgewebe, Torstahl) zu Verwendung kommen, die in kalt verformtem Zustand geliefert werden.

Zur Erläuterung sei auf folgendes verwiesen.

Wenn ein Stab aus geglühtem Flußeisen der Zugbelastung unterworfen wird, bis die Streckgrenze überschritten ist, so zeigt sich bei erneuter Belastung des Stabs, daß die Fließgrenze höher liegt als beim ersten Versuch; sie findet sich mindestens bis zu der Belastung gehoben, die der Stahl beim ersten Versuch zuletzt getragen hat; in der Regel liegt die Streckgrenze beim zweiten Versuch noch höher, wobei das Mehr von der Zeit abhängt, die zwischen dem ersten und zweiten Versuch verstrichen ist.

Abb. 38 zeigt in dem ausgezogenen Linienzug den Verlauf eines Zugversuchs mit zwei Entlastungen von 14 bzw. 2 Stunden Dauer. Dabei sind die Belastungen durchweg auf den Anfangsquerschnitt der beiden Stäbe bezogen. Deutlich zeigt Abb. 38, daß die Streckgrenze nach Wiederaufnahme des Versuchs über der vorausgegangenen Höchstlast lag. Folgende Zahlen² lassen weiter erkennen, daß bei längerer Dauer der Ruhe nach der ersten Reckung der Einfluß noch größer war. 25 mm dicke Rundeisen wurden nach Überschreitung der Streckgrenze,

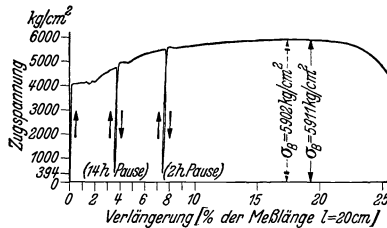


Abb. 38.

¹ Über die Bruchformen vgl. u. a. bei BACH-BAUMANN: Elastizität und Festigkeit, 9. Aufl., Tafel V und VI.

² Vgl. Heft 48 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton 1921, S. 16.

die bei rd. 10700 kg lag, während 2 Minuten mit $P = 13800$ kg belastet, dann entlastet; nach 70 Minuten bis 9 Monaten ist die Streckgrenze erneut festgestellt worden. Es fand sich

Streckgrenze bei der ersten Belastung P_{S1}	10540	10890	10690 kg
Streckgrenze beim zweiten Versuch (P_{S2})			
70 Minuten nach dem ersten Versuch	14080	—	—
5 Monate nach dem ersten Versuch	—	16450	—
9 Monate nach dem ersten Versuch	—	—	16790 kg
Verhältnis $P_{S2} : 13800$ kg	1,02	1,19	1,22

Da sich außerdem bei der Kaltreckung der Querschnitt entsprechend der Dehnung des Stabs verringert, so liefert Flußeisen, das vor dem Versuch starke Kaltreckung erfahren hat, bedeutend höhere Streckgrenze und Zugfestigkeit als das nichtgereckte Eisen, selbstverständlich auch geringere Dehnung und Querschnittsverminderung, außerdem geringeren Widerstand gegen Schlagbeanspruchung. Dieser Einfluß der Reckung erlangt u. a. beim sog. gezogenen Eisen, bei wiederholt kalt gebogenem Eisen (Abbrücheisen usw.) wesentliche Bedeutung, nicht zuletzt wenn Eisen verarbeitet wird, das Abscheren, Stanzen erfahren hat. Beispielsweise können Tragteile, welche gestanzte Löcher enthalten, sowohl bei einmaliger als auch bei oftmaliger Belastung geringerwertig sein als gleiche Teile mit Löchern, die mit scharfen Bohrern hergestellt sind.

Der Einfluß der Kaltverformung kann durch sachgemäßes Ausglühen wieder beseitigt werden. Anlassen von kaltbearbeitetem Eisen bewirkt unter bestimmten Verhältnissen bedeutende Kornvergrößerung und große Sprödigkeit¹.

Kaltverformung kann im Gefügebild nachgewiesen werden.

I. Verhalten der Stähle beim Druckversuch.

Was unter H über die Elastizität und über die Fließgrenze des Flußstahls bei Zugbeanspruchung gesagt wurde, gilt sinngemäß auch bei Druckbeanspruchung. Die Höhe der Fließgrenze des Baustahls (bei Druck Quetschgrenze genannt) erscheint beim Druckversuch und Zugversuch nicht wesentlich verschieden. Jedoch ist bei Druckbeanspruchung eine Erhöhung der Belastung über die Fließgrenze hinaus nur bei sehr kurzen Körpern möglich. Deshalb muß die Beanspruchung von Druckgliedern unbedingt unter der Fließgrenze bleiben. Wird in einer Stütze die Fließgrenze erreicht, so ist in der Regel auch die Höchstlast erreicht.

Bei schlanken Stäben gelten die Gesetze der Knickung. Dabei sind vor allem die zugehörigen Voraussetzungen zu beachten, sei es in bezug auf die Lagerung und Einspannung der Stäben oder sei es wegen der Abweichungen der Stabachse von der Sollage².

K. Verhalten der Stähle beim Biegeversuch.

Die unter H gemachten Angaben über die Elastizität des Stahls gelten auch für Stahlträger, die auf Biegung beansprucht sind.

In bezug auf die Fließgrenze des Stahls (äußerlich durch große Einsenkung des Trägers oder durch Fließlinien erkennbar) ist wichtig, daß die Fließgrenze beim Biegeversuch unter höheren Anstrengungen auftritt als beim Zugversuch³.

Bei Stuttgarter Versuchen fand sich

Träger	Streckgrenze von Stäben aus dem Zugflansch der Träger kg/mm ²	Rechnerische Anstrengung σ , wenn die bleibende Einsenkung 10% der gesamten Einsenkung der Träger kg/mm ²
I 10.10	24,5	28,8 bis 29,8
I 14.14	24,4	25,2
I NP 16	25,8	27,4

¹ Vgl. z. B. R. BAUMANN: Z. VDI 59 (1915) S. 628.

² Vgl. GRAF: Bauing. 7 (1926) S. 277; ferner REIN: Heft B 4 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau. Berlin 1930.

³ Vgl. auch RINA GL: Bauing. 17 (1936) S. 431.

Nach dem Überschreiten der Fließgrenze des Stahls in der Zugzone der Träger kann die Belastung der Träger bedeutend gesteigert werden, wenn die Träger gegen Kippen und Verdrehen hinreichend gesichert sind¹.

L. Die Prüfung der Festigkeit des Stahls im fertigen Bauwerk.

Kugeldruckversuch.

Wenn an einem fertigen Bauteil nachträglich festgestellt werden soll, ob es sich um Handelsbaustahl oder um St 52 handelt, und wenn die Entnahme von Probestäben für Zugversuche vermieden werden soll, so kommt der Kugeldruckversuch oder der Kugelfallversuch oder der Kugelschlagversuch, in Sonderfällen auch die Pendelhärteprüfung in Betracht². Der Kugeldruckversuch ist genormt, vgl. DIN 1605, II. Zwischen der Größe der Oberfläche des Kugeleindrucks, der unter bestimmten Verhältnissen hervorgerufen wird, und der Zugfestigkeit des Stahls, bestehen Beziehungen, die eine annähernde Ermittlung der Festigkeit des Stahls ermöglichen.

M. faltversuch mit Stahl.

In den Vorschriften wird für alle Baustähle der faltversuch als abnahmeversuch gefordert, vgl. Tabelle 9, S. 408.

U. a. soll sich Nietstahl St 34.13 kalt zusammenschlagen lassen, bis die Schenkel aufeinanderliegen, ohne daß Risse auf der Zugseite sichtbar werden.

Die Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton verlangen, daß der Betonstahl aus jeder Eisensorte um einen Dorn gebogen werden kann, dessen Durchmesser gleich der zweifachen Stabdicke ist, ohne daß Risse entstehen. Diese Probe muß bestanden werden, wenn beim Biegen der Eisen auf der Baustelle Mängel vermieden werden sollen.

Weiteres in Tabelle 9, S. 408.

Bei Eisen mit starken Rostnarben ist Vorsicht geboten, da scharf ausgeprägte Rostnarben den Widerstand gegen Biegung vermindern; erforderlichenfalls muß solches Eisen warm gebogen werden. Ferner dürfen beim Biegen Marken durch Meißelhiebe u. dgl. nicht angebracht werden, da solche Einkerbungen den Widerstand gegen Biegung verringern. In gleicher Weise wirken die Falten, die beim Biegen an der inneren Seite der Haken entstehen, wenn die Haken wieder zurückgebogen werden.

Hier sei aufmerksam gemacht, daß das Zurückbiegen des Betonstahls nicht immer möglich ist, namentlich wenn der Stahl nach der ersten Verformung längere Zeit gelagert hat (Altern des Stahls).

N. Über die Dauerfestigkeit des Stahls³.

Die beim gewöhnlichen Zugversuch oder beim Druckversuch oder beim Biegeversuch festgestellten Festigkeitseigenschaften geben nach den vorliegenden Erfahrungen Aufschluß über das Verhalten des Stahls bei ruhenden Lasten, wobei lediglich zu beachten ist, daß die Fließgrenze bei lang dauernder ruhender Last etwas kleiner ausfällt als beim gewöhnlichen Bruchversuch⁴. Treten zu den ruhenden Lasten oftmals wiederkehrende Lasten hinzu (z. B. in Brücken, Kranbahnen, Fahrzeugen) oder wirken überhaupt nur oftmals wiederkehrende Lasten (z. B. im Gestände von Pressen), so kann der Werkstoff nur nach dem Verhalten unter Bedingungen beurteilt werden, die den praktischen nahekommen. Deshalb werden die Stähle für Bauteile, die vorwiegend durch die Verkehrslasten beansprucht werden, unter oftmals wiederkehrender Last geprüft.

¹ Vgl. GRAF: Leichte Fahrbahnkonstruktionen, Stahlbau 10 (1937) S. 126, sowie Heft 9 der Berichte des dtsh. Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B.

² Vgl. HÜTTE: Stoffkunde, 2. Aufl. 1937 oder Werkstoffhandbuch, Stahl u. Eisen, Blatt C 1. Wegen weiterer Mittel zur Erkennung von Werkstoffverwechslungen vgl. im letztgenannten Buch Blatt V 51.

³ Vgl. u. a. GRAF: Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929.

⁴ Zugehörige Versuche werden bald veröffentlicht.

Die Dauerfestigkeit hat für die praktisch wichtigsten Belastungsfälle Sonderbezeichnungen erhalten. Dazu ist DIN Vornorm 54001 in Vorbereitung. Die „Ursprungsfestigkeit“ oder „Schwellfestigkeit“ entsteht bei oftmaligem Lastwechsel zwischen Null und einem oberen Grenzwert. Diese Schwellfestigkeit ist für Zug, Druck, Biegung und Verdrehung besonders zu ermitteln. Weiter wird die „Wechselfestigkeit“ hervorgehoben; dabei wechselt die Anstrengung zwischen gleich großen Zug- und Druckkräften; sie kann bei Zug-Druckversuchen, auch bei Biegeversuchen ermittelt werden, je nach den praktischen Erfordernissen.

Meist treten ruhende Lasten und bewegte Lasten gleichzeitig auf.

Die folgenden Beispiele sollen die Sachlage allgemein erläutern.

Die in Abb. 39 dargestellten Stäbe stammen vom gleichen Werkstoff, entnommen aus einer Stange. Der untere Stab ist durch allmähliche Belastung langsam verbogen worden; er ließ sich vollständig falten. Der obere Stab wurde oftmals wiederkehrender Last unterworfen, und zwar bei Anstrengungen, die weit unterhalb denen liegen, die zum ersten Stab gehörten. Nach einiger Zeit ist der obere Körper gebrochen, ohne daß in der Nähe der Rißflächen bleibende Verformungen zu erkennen waren, wie das Bild zeigt.

Hiernach ist das Verhalten der Werkstoffe beim Bruch wesentlich von der Art der Belastung abhängig. Das gewählte Beispiel, das bei Biegebeanspruchung gewonnen

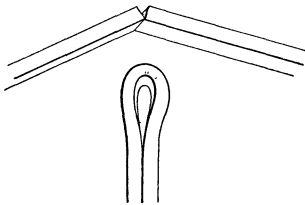


Abb. 39.

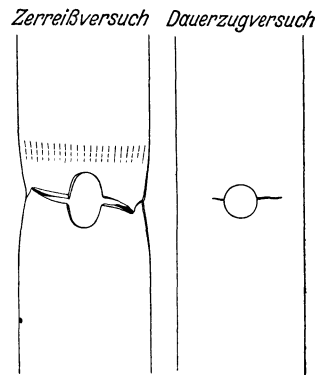


Abb. 40 und 41.

wurde, ist überdies allgemein kennzeichnend, weil das Verhalten bei Zugbelastung, bei Biegungs- und Torsions- sowie bei kombinierten Beanspruchungen ähnlich ist. Abb. 40 und 41 zeigen Beispiele von Zugversuchen; Abb. 40 gilt für den gewöhnlichen ZerreiBversuch, Abb. 41 für den Schwellversuch bei Zugbelastung.

Im Einklang mit diesen äußeren Feststellungen steht die weitere Beobachtung, daß die Festigkeiten, die bei ruhender Belastung maßgebend sind, und die Festigkeiten, welche bei oftmals wiederkehrender Last entscheidend werden, sehr verschieden groß sind, demnach jede für sich ermittelt werden muß. Dabei ist weiter wichtig, daß diese Festigkeiten bei Stahl kombiniert werden können derart, daß innerhalb weiter Grenzen zu den ruhenden Belastungen jeweils der Widerstand gegen oftmals wiederkehrende Lasten hinzutreten kann, ohne daß sich der Widerstand gegen oftmals wiederkehrende Lasten entscheidend ändert, wie das in Abb. 42, gültig für eine Stumpfschweißung, zu erkennen ist. Man hat also die zulässige Anstrengung sowohl für ruhende Last als auch für bewegte Lasten getrennt zu wählen, und man kann außerdem diese zulässigen Lasten zusammensetzen derart, daß nur die Summe einen gewissen Grenzwert nicht überschreitet. Dieser Grenzwert liegt naturgemäß nahe der Streckgrenze des Werkstoffs¹.

Für die Anwendung dieser Feststellungen ist sodann wichtig, daß abweichend vom Verhalten beim gewöhnlichen ZerreiBversuch das Bauglied mit Bohrungen und anderen Querschnittsänderungen besonders zu beurteilen ist. Die Widerstandsfähigkeit gegen oftmals wiederkehrende Lasten ist u. a. beim Stab mit Bohrungen weit kleiner als beim Stab ohne Bohrungen, weil am Lochrand Span-

¹ GRAF: Stahl u. Eisen 53 (1933) S. 1219.

nungsschwellen auftreten. Die Spannung am Lochrand bleibt, wenn sie durch oftmals wiederkehrende Lasten hervorgerufen wird, stets erheblich größer als die mittlere Anstrengung. Die Folge ist, daß unter oftmals wiederkehrenden Lasten Bauglieder mit Bohrungen weit kleinere Festigkeiten liefern als ohne Bohrungen¹.

Dieser Einfluß der Veränderlichkeit der Querschnitte und der damit entstehenden Spannungsschwellen ist um so bedeutender, je schärfer der Übergang ist; er wird geringer, je allmählicher der Übergang sich vollzieht. Er ist überdies bei Stählen höherer Festigkeit im allgemeinen mehr ausgeprägt. St 52 mit Walzhaut und Bohrungen liefert nur wenig höheren Widerstand gegen oftmalige Belastung als St 37 unter den gleichen Bedingungen.

Im einzelnen sei aus den zur Zeit vorliegenden Stuttgarter Versuchen noch folgendes mitgeteilt:

- a) Schwellfestigkeit (Zug) von Stäben aus St 37 mit Walzhaut, ohne Bohrung mit Bohrung
25 kg/mm² und mehr,
16 bis 22 kg/mm², im Mittel 19 kg/mm².
- b) Schwellfestigkeit von Stäben aus St 52, mit Walzhaut, ohne Bohrung mit Bohrung
26 kg/mm² und mehr,
15 bis 24 kg/mm², im Mittel 22 kg/mm².
- c) Schwellfestigkeit von Nickelstählen mit Walzhaut, mit Bohrung
19 bis 25 kg/mm².
- d) Schwellfestigkeit von Betonstahl (St 37) mit Walzhaut
22 kg/mm² und mehr².
- e) Schwellfestigkeit von kaltgerecktem Stahl (Ausgangswerkstoff St 37)
24 kg/mm² und mehr.

Alle Werte gelten für Stäbe ohne Kerben durch groben Rost, Meißelhieße u. dgl.

Stahl 00.12 sollte für Bauteile, die durch oftmals wiederkehrende Lasten maßgebend beansprucht werden, nur ausnahmsweise verwendet werden, gegebenenfalls nur mit verminderter Anstrengung. Vgl. u. a. DIN 120.

O. Über das Verhalten der Baustähle bei hoher Temperatur.

Aus zahlreichen Versuchen geht hervor, daß die Fließgrenze der Kohlenstoffstähle bei Erwärmung über 200° C kleiner wird als bei Zimmertemperatur; bei etwa 400° C kann sie auf die Hälfte des Werts sinken, der bei Zimmertemperatur auftritt. Die Zugfestigkeit erscheint mit Steigerung der Zimmertemperatur auf rd. 300° C wenig verändert; dann nimmt sie rasch ab. Die Tragkraft des gewöhnlichen Stahls liegt bei 500° C schon unter der bei Zimmertemperatur möglichen zulässigen Anstrengung. Aus dieser Feststellung erhellt die große Bedeutung des

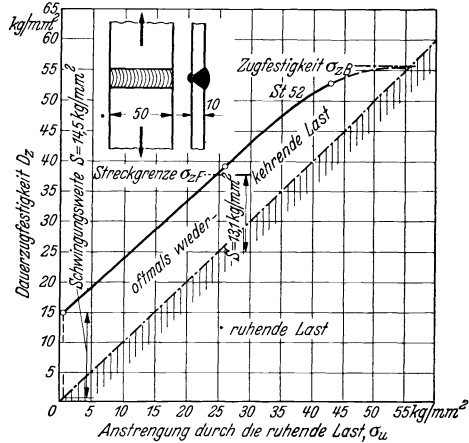


Abb. 42.

¹ Versuche im Stahlbau, Heft B 5, Berlin 1935.

² Näheres in Beton u. Eisen 38 (1939) S. 180.

Schutzes eiserner Bauteile gegen hohe Temperaturen, wie sie bei Brandfällen vorkommen. Die bisherigen Beobachtungen führen zu der Forderung, daß das Eisen im Eisenbeton 3 cm oder mehr Deckung aus geeignetem Beton haben muß, bei besonders guter Ausführung überdies einen porigen, mit Geflecht bewehrten Putz, wenn Brandschäden mit besonderer Aufmerksamkeit begegnet werden soll.

Wird der Stahl unter hohen Temperaturen lang dauernden ruhenden Belastungen unterworfen, so wachsen die Formänderungen auch unter Anstrengungen, die erfahrungsgemäß zulässig sind, sehr lange Zeit. Zur Beurteilung der Tragfähigkeit des Stahls unter hohen Temperaturen bestimmt man die Dehngeschwindigkeit unter bestimmten Belastungen¹.

Bei Temperaturen von 100 bis 300° C ist der gewöhnliche Stahl oft weniger formbar als bei Zimmertemperatur oder gar bei hohen Temperaturen. Das Schmieden und Warmpressen des gewöhnlichen Stahls beginnt deshalb in hellglühendem Zustand, also bei Temperaturen, die weit über 300°, in der Regel zwischen 900 und 1200° liegen.

Für Stähle, welche bei hoher Temperatur besonders widerstandsfähig sein müssen (Werkzeugstähle, Stähle für Hochdruckdampfkessel usw.) sind u. a. Legierungen mit Cr, Wo, Mo und Va entwickelt worden².

P. Über das Verhalten der Stähle bei niederer Temperatur.

Bei niederer Temperatur (unter 0° bis etwa — 50° C, also innerhalb der Temperaturen, denen Bauteile ausgesetzt sein können und wahrscheinlich auch bei noch tieferen Temperaturen) bleibt die Streckgrenze und Zugfestigkeit, auch die Dauerfestigkeit größer als bei Zimmertemperatur. Die zulässigen Anstrengungen können deshalb bei niederen Temperaturen beibehalten werden, sofern das folgende beachtet wird.

Ist zu erwarten, daß Gewaltbeanspruchungen auftreten (Stöße auf Schienen und Fahrzeuge u. a. m.), so ist zu berücksichtigen, daß die Kerbzähigkeit der Kohlenstoffstähle bei niederen Temperaturen bedeutend abfällt³.

Q. Auswahl und Behandlung des Stahls zu Nietverbindungen. Tragfähigkeit der Nietverbindungen.

1. Nietstahl. Die Nieten werden stets aus besonders bildsamem Stahl hergestellt. Mit Nieten aus Stahl hoher Festigkeit entstehen oftmals kleinere Klemmkraften als mit St 34⁴. Zu Bauwerken aus St 52 wird der Nietstahl als St 44 verlangt. Die Zugfestigkeit des Stahls der geschlagenen Nieten ist viel größer als im Lieferzustand⁴.

2. Zweckmäßige Behandlung der Niete beim Nieten. Die fertig geschlagene Niete soll hohe Klemmspannungen enthalten; beim Gebrauch der Nietverbindung sollen möglichst kleine Verschiebungen auftreten. Aus unseren Versuchen geht hervor, daß die Niete auf die ganze Länge auf möglichst hohe Temperatur kurzzeitig weißglühend zu erwärmen sind; das Abklopfen des Zunders und das Einziehen der Niete, auch das Schlagen soll tunlichst schnell geschehen⁵. Die höchstmögliche Klemmspannung (sie liegt an der Fließgrenze des Nietstahls) entsteht unter praktischen Verhältnissen nur mit langen Nieten, mit 80 mm und mehr Länge. Mit abnehmender Schaftlänge und mit zunehmender Zahl der zu klemmenden Bleche, nimmt die Klemmkraft unter sonst gleichen Verhältnissen ab.

Die Verschiebungen beim Gebrauch der Nietverbindungen können außer durch die Reibungskräfte, welche von den Klemmspannungen abhängen, durch Begrenzung des Spielraums der Niete im Nietloch zurückgehalten werden. In besonders wichtigen Fällen sind abgedrehte Nieten vorzusehen⁵.

¹ Näheres bei POMP im Werkstoffhandbuch Stahl u. Eisen, Blatt C 47.

² Vgl. Werkstoffhandbuch Stahl u. Eisen, u. a. Blatt P₁, Q₁ und C 44.

³ Vgl. u. a. GRUSCHKA: Forschungsheft 364; ferner SCHWINNING: Z. VDI 79 (1935) S. 35, sowie OBERHOPFER: Das technische Eisen, 3. Aufl., S. 267 f.; ferner HANEL: Z. VDI 81 (1937) S. 410.

⁴ Vgl. WELINGER: Eigenspannung, Gefüge und Festigkeit warmgeschlagener Nieten. Berlin 1932; ferner GRAF: Heft B 5 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau. Berlin 1935.

⁵ Vgl. GRAF: Heft 12 der Berichte des Ausschusses für Stahlbau, S. 14 u. f., insbesondere S. 41 u. f. Berlin 1941.

3. Die Tragfähigkeit und die Formänderung der Nietverbindungen sind abhängig

- von der Anstrengung des Stahls im Lochquerschnitt (Zuganstrengung),
- von der Größe des Lochwanddruckes (Verformung des Nietlochs; Lochwanddruck auch abhängig von der Reibung in der Nietverbindung),
- von dem Abstand des Nietlochs vom Stabende (Ausbiegen und Ausscheren des Werkstoffs zwischen Niet und Stabende),
- von der Scherfestigkeit der Niete,
- von dem Biege widerstand der Niete (in der Regel nur bei oftmals wiederholter Belastung).

Beim gewöhnlichen Zerreißversuch und beim Dauerversuch erwiesen sich die wichtigsten Voraussetzungen für die Wirkung des Werkstoffs in der Nietverbindung nach der zur Zeit üblichen Rechnung, nämlich $\sigma : \sigma_l : \tau = 1 : 2,5 : 0,8$ mit St 37 und $1 : 2 : 0,8$ mit St 52 als ausreichend zweckmäßig.

Die Höchstlast einer sachgemäß hergestellten Nietverbindung wird beim gewöhnlichen Zerreißversuch meist von der Zugfestigkeit des Werkstoffs bestimmt. Bei oftmals wiederholter Belastung ist überdies folgendes zu beachten.

a) Die Reibung in den Nietverbindungen ist naturgemäß außer von der Klemmkraft noch von der Beschaffenheit der Reibungsflächen abhängig. Mit Mennige gestrichene Bleche lieferten kleinere Reibung als ungestrichene entfettete Bleche. Deshalb war auch die Ursprungszugfestigkeit von Nietverbindungen, die nicht gestrichen waren, größer als von Nietverbindungen, die Anstriche erhalten hatten.

b) Bei Nietverbindungen aus St 37 war der Einfluß des Anstrichs auf die Ursprungszugfestigkeit nicht bedeutend und erheblich kleiner als bei Nietverbindungen aus St 52.

c) Der Widerstand der Nietverbindungen gegen oftmals wiederkehrende Zugbelastungen ging zurück, wenn ruhende Lasten hinzutrat.

Es betrug u. a.:

Art der Verbindung	Die Schwingungsweite	
	wenn die ruhende Last $\sigma_{ru} = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ war (Ursprungsbelastung)	wenn die Last zu $\frac{2}{3}$ ruhend war kg/mm^2
Bei einfachen Verbindungen, Bleche aus St 37 und Niete aus St 34, $\sigma : \sigma_l : \tau = 1 : 2,5 : 0,9$	21	8,1
Bei zweireihigen Verbindungen, Bleche aus St 52 und Niete aus St 44, $\sigma : \sigma_l : \tau = 1 : 1,9 : 0,8$	15,5	8,5

d) Die Schwingungsweite, welche beim oftmaligen Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung ertragen wurde, war weit größer als bei oftmals wiederholter Zugbelastung.

e) Durch Änderung der Zahl der minutlich auftretenden Lastwechsel von rd. 10 auf rd. 350, auch durch Einschaltung von großen Ruhepausen, ist bis jetzt ein nur unerheblicher Einfluß auf die Größe der Ursprungszugfestigkeit von Nietverbindungen gefunden worden.

f) Die Ursprungszugfestigkeit, welche bei 2 Millionen Lastwechseln auftrat, fand sich bei symmetrisch gebauten, zweireihigen oder dreireihigen Nietverbindungen, welche den zur Zeit geltenden Bedingungen entsprechen ($\sigma : \sigma_l : \tau = 1 : 2,5 : 0,8$ bei St 37 und Niete St 34 bzw. $1 : 2 : 0,8$ für St 52 und Niete St 44) und die ohne Zwischenanstrich geblieben sind, überdies nur aus Flachstählen bestanden, zu mindestens 15 kg/mm^2 .

Weiteres in Heft B 5 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, sowie Stahlbau 9 (1936) S. 185, ferner in Heft 12 des Deutschen Ausschusses für Stahlbau.

R. Schweißen. Zweckmäßige Gestalt der Schweißverbindungen¹. Festigkeit der Schweißverbindungen. Prüfen der Schweißstellen.

1. **Allgemeines.** Beim Schweißen soll eine vollkommene metallische Verbindung entstehen. Der Werkstoff an der Schweißstelle — also der Zusatzwerkstoff und der Grundwerkstoff, der erhitzt worden ist — soll im Gebrauch ebenso widerstandsfähig sein wie der unveränderte Grundwerkstoff. Dabei wird für das Bauwesen in der Regel vorausgesetzt, daß die Schweißstelle bei ihrer Herstellung die endgültige Gestalt erhält und nach der Herstellung eine Kaltverformung nicht erfährt, auch Glühen und Schmieden der Schweißstelle nicht stattfindet.

2. **Arten des Schweißens.** In der Regel unterscheidet man

α) **Preßschweißung** (Hammerschweißung, elektrische Widerstandsschweißung als Stumpf-, Punkt- und Nahtschweißung, Thermit-Preßschweißung);

β) **Schmelzschweißung** (Gasschmelzschweißung, Lichtbogenschweißung, Thermit-Gießschweißung).

3. Beim **Preßschweißen** werden zwei vorgearbeitete Flächen derart vereinigt, daß die zu den Verbindungsflächen gehörigen Stab- oder Blechenden im Schmiedefeuer oder in der Wassergasflamme oder durch niedergespannten elektrischen Strom bis zum Teigigwerden erhitzt, dann durch Handarbeit mit Druck und Schlag oder durch Maschinen mit Druck allein vereinigt werden.

Gelangen in die Verbindungsstelle Oxyde, Schlacken und andere nichtmetallische Stoffe, so wird die Verbindung durch solche Einschlüsse mehr oder minder unterbrochen. Gute Handschweißungen sind nur von erfahrenen, geübten, gewissenhaften Handwerkern zu erwarten. Im Baubetrieb ist zur Zeit für Handschweißungen vorauszusetzen, daß die Schweißstelle nur selten fehlerfrei wird.

Gute Ergebnisse werden mit der *Stumpfabschmelzschweißung* (Widerstands-Abtrennschweißung) unter Erhitzen durch niedergespannten elektrischen Strom erzielt². Die Anwendung beschränkt sich im Bauwesen auf Stücke mit gedungenen Querschnitten (Rundeisen, Quadrateisen, Schienen usw. mit Querschnitten bis etwa 250 cm²). Beim Erhitzen wird der Abstand der Stabenden oftmals gewechselt; an den Stirnflächen der Stäbe wird der Stahl auf eine geringe Tiefe flüssig. Beim Zusammenstoßen der Stabenden tritt flüssiger Stahl als sog. Schweißbart aus. Dieser muß am ganzen Umfang der Schweißstelle auftreten. Fehlt der Schweißbart irgendwo, so ist ein örtlicher Fehler möglich.

Die *Punktschweißung* wird zum Verbinden von Blechen und Flacheisen für Baubeschläge, Apparate usw. benutzt. Dicke der Bleche insgesamt bis rd. 30 mm. Der Stromdurchgang geschieht senkrecht zur Blechebene mit Elektroden, die auch zum Pressen des örtlich erhitzten Stahls benutzt werden.

Die Nahtschweißung ist eine fortlaufende Punktschweißung.

Die *Thermitpreßschweißung* ist ein Sonderverfahren für Schienenschweißung. Die Erhitzung der Schweißstelle geschieht mit heftig oxydierendem Aluminium.

4. Beim **Schmelzschweißen** wird die Lücke zwischen zwei vorgearbeiteten Flächen (Stumpfnah) oder die Kehle von aneinanderliegenden Stücken (Flankenkehlnähte, Stirnkehlnähte) durch Anschmelzen von Zusatzwerkstoff geschlossen. Wichtig ist, im besonderen bei Stumpfnähten, daß die Schmelzflächen von Oxyden, Öl usw. tunlichst frei gehalten werden, damit die metallische Verbindung ohne Hindernis zustande kommt.

Über die zweckmäßige Zurichtung der Schweißlücke vgl. u. a. DIN 4100 (Schweißen im Hochbau), DIN 4101 (geschweißte Straßenbrücken), sowie die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für geschweißte Eisenbahnbrücken.

Das Schmelzen geschieht entweder mit einer Gasflamme (vorzugsweise unter Verwendung von Acetylen und Sauerstoff)³,⁴ oder mit dem elektrischen Lichtbogen⁴ (Spannung im Lichtbogen 20 bis 30 Volt, Stromstärke 30 bis 300 Ampere,

¹ Vgl. GRAF: Bauingenieur 19 (1938) S. 519f.

² RIETSCH: Maschinenbau 16 (1937) S. 25.

³ KAUFNY-HOLLER: Leitfaden für Azetylschweißer.

⁴ BARDFKE: Darstellung der gesamten Schweißtechnik; SCHIMPKRE-HORN: Praktisches Handbuch der gesamten Schweißtechnik, sowie MELLER: Elektrische Lichtbogenschweißung; KLÖPFEL und STIELER: Schweißtechnik im Stahlbau.

abhängig von der Stärke der zu verschweißenden Teile, von der Beschaffenheit des Zusatzwerkstoffs usw.).

Wegen der Beschaffenheit der Stähle, welche geschweißt werden sollen, ist zu beachten, daß der Kohlenstoffgehalt und auch die anderen Bestandteile Einfluß nehmen, vgl. unter X, F¹. Stähle mit Aluminiumzusatz erwiesen sich solchen ohne Aluminium überlegen. Durch Glühen wurden die Stähle oft verbessert. Wertvoll ist das Glühen der fertigen Schweißverbindungen bei rd. 650° („Spannungsfreiglühen“).

Die Auslese der Stähle geschieht zweckmäßig mit dem Nutschweißbiegeversuch nach Abb. 43. Die Probe wird im Anlieferungszustand mit einer Halbkreisnut von 8 mm Breite versehen. In diese Nut wird eine Schweißbraupe gelegt. Dann folgt die Biegeprüfung nach Abb. 43. Dabei soll die Probe nicht brechen; die Risse in der Schweißbraupe sollen sich nur wenig in den Grundwerkstoff fortsetzen (vgl. Abb. 44). Brüche nach Abb. 45 erfolgen bei ungeeignetem Werkstoff. Am einfachsten ist die Forderung eines Biegewinkels, der mindestens entstehen muß, z. B. 40° bei 50 mm dicken Breitflächstählen.

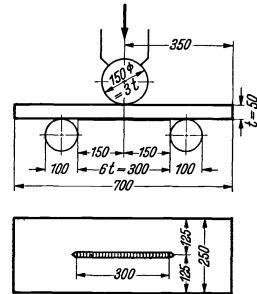


Abb. 43.

5. Die Beschaffenheit und die Eigenschaften der Schweißstäbe sind durch DIN 1913, ferner durch die Vorschriften für die geschweißten Brücken der Deutschen Reichsbahn eingegrenzt.

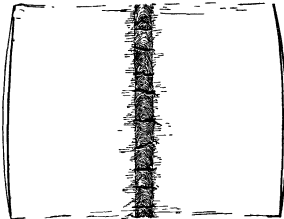


Abb. 44.

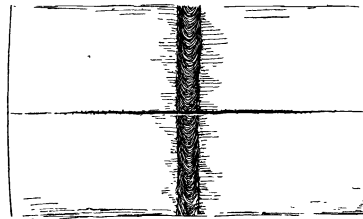


Abb. 45.

Allgemein ist wichtig, daß das Schweißgut, wenn es nach der Behandlungsvorschrift des Lieferwerks verarbeitet ist, porenarm und praktisch ohne Schlackeneinschlüsse erscheint. Außerdem soll das Schweißgut bildsam sein. Die Güte des eingeschmolzenen Werkstoffs kann durch die Zugprobe oder durch die Schlagprobe gemessen werden; doch sind Vereinbarungen nötig, welche bei der Wahl der Mindestwerte für die Festigkeit und Dehnung die Art der Verwendung beachten². Die Güte des Schweißguts ist außer von der Zusammensetzung des Schweißstabs und des Grundwerkstoffs wesentlich abhängig von den Maßnahmen, welche den Zugang des Stickstoffs zum Werkstoff hindern; vor allem kann durch dicke, Schutzgas entwickelnde Umhüllungen geholfen werden.

6. Bei Schweißverbindungen, die oftmals wiederkehrenden Lasten ausgesetzt sind, hat die Gestalt und die innere Beschaffenheit der Verbindung große Bedeutung. Es ist vor allem zu sorgen, daß die Spannungsschwellen, welche durch Querschnittsänderungen oder durch Fehler in der Verschmelzung entstehen, klein werden oder überhaupt vermieden werden³.

¹ Ausführliche Mitteilungen über die Prüfung der Stähle auf ihre Eignung zu geschweißten Brücken finden sich in Heft 11 des deutschen Ausschusses für Stahlbau, 1941.

² ZEYEN: Techn. Mitt. Krupp, Juni 1935, sowie HACKERT n. ZEYEN: Tech. Mitt. Krupp, Februar 1937, ferner KLÖPFEL: Stahlbaukalender 1938, S. 418 f.

³ Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen, S. 18. Berlin 1935.

Stumpfnähte nach Abb. 46 waren dementsprechend gegen oftmals wiederkehrende Zuglasten weit weniger widerstandsfähig als solche nach Abb. 47. Für die Stumpfnah nach Abb. 46 betrug die Ursprungsfestigkeit nur 10 kg/mm^2 , während gut hergestellte Stumpfnähte nach Abb. 47 18 bis 20 kg/mm^2 lieferten.

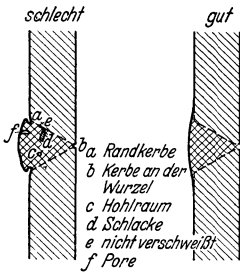


Abb. 46 und 47.

Verbindungen mit Flankenkehlnähten brachen unter oftmals wiederkehrenden Zuglasten stets am Anfang der Schweißnaht, weil dort eine hohe Spannungsschwelle maßgebend ist. Man kann zwar durch Nacharbeiten des Übergangs die Spannungsschwelle niedriger machen. Doch bleibt die Spannungsschwelle in solchen Verbindungen immer höher als bei Stumpfnähten; Verbindungen mit Flankenkehlnähten liefern deshalb kleinere Dauerzugfestigkeiten als Stumpfnähte.

Die Laschenverbindung nach Abb. 48 brach an einem Stirnende der Lasche, weil hier eine plötzliche Querschnittsänderung und damit eine hohe Spannungsschwelle maßgebend ist.

Laschenverbindungen, die guten Stumpfnähten nahe kommen sollen, müssen rechteckige Laschen erhalten. Die Laschen sind an den Stirnenden mit starken, an den Längskanten mit schwächeren Kehlnähten anzuschließen; der Übergang von der Blechfläche zur Stirnnaht ist durch Schleifen sorgfältig auszurunden [Stahlbau 10 (1937) S. 9]. Dasselbe gilt beim Anschluß von Gurtverstärkungen.

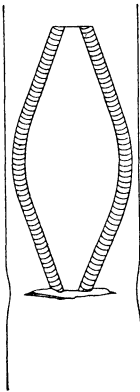


Abb. 48.

Der Kreuzstoß nach Form a in Abb. 49 war weit weniger tragfähig gegenüber oftmals wiederkehrenden Zuglasten als die Form c, weil bei der Form c die innere Lücke viel kleiner hergestellt war als bei der Form a.

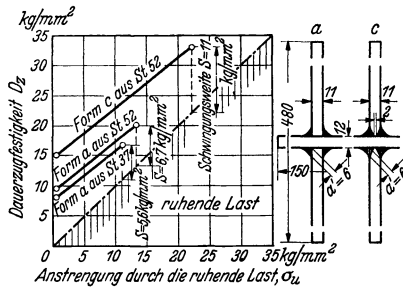


Abb. 49.

Bei Trägern, die vorwiegend bewegte Lasten aufnehmen sollen und die in der Zugzone möglichst weitgehend genutzt werden sollen, dürfen die Versteifungsbleche des Stegs am Zuggurt nicht angeschweißt werden, da sonst an der Anschweißstelle eine grobe Unstetigkeit im Kraftfluß der Zugzone eintritt und deshalb der Bruch des Zugflanschs vorzeitig beginnt.

7. Festigkeit der Schweißverbindungen. In guten Stumpfnähten, auch in normengemäß bemessenen Verbindungen mit Kehlnähten ist beim Zerreißversuch die Festigkeit des Grundwerkstoffs maßgebend.

Unter oftmals wiederkehrender Zugbelastung (Ursprungsbelastung) tragen gute Stumpfnähte $\sigma_0 = 18 \text{ kg/mm}^2$ mindestens 2 Millionen Mal; mit schräger Stumpfnah ist bei Flacheisen noch erheblich mehr erreicht worden; auch mit abgeschliffenen Nähten sind höhere Werte entstanden.

Wegen anderer Verbindungen vgl. unter 6. Im übrigen sei auf die Darlegungen in Autog. Metallbearb. 27 (1934) S. 1 sowie auf den Bericht „Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen“ verwiesen. Über die Güteforderungen an die Schweißungen des Stahlbaus vgl. DIN 4100 (Hochbau), DIN 4101 (Straßenbrücken) und die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für geschweißte Eisenbahnbrücken.

8. Prüfen der Schweißverbindungen. Dies kann geschehen

α) ohne Zerstörung nach dem Aussehen der Naht, auch durch Anschleifen derselben und durch Prüfung des Gefüges an der angeschliffenen Stelle, durch magnetische Prüfung mit dem Feilspäneverfahren oder mit der Schwingspule, mit Röntgenstrahlen, mit Gammastrahlen und durch Probelastungen,

β) mit teilweiser oder völliger Zerstörung durch die Bohrprobe, durch Herstellung von Querschnitten und Längsschnitten, durch die Faltprobe, durch den Zerreiβversuch, durch den Dauerversuch usw.

Weiteres vgl. in DIN 4100 und 4101, sowie in den Vorschriften für geschweißte Eisenbahnbrücken, herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn.

9. Anstrengungen und Formänderungen, welche beim Schweißen entstehen. Man weiß u. a., daß durch die Vorgänge beim Schweißen in Stumpfnähten und in Kehlnähten örtlich hohe Anstrengungen auftreten, die bis zur Fließgrenze reichen¹. Diese Anstrengungen verteilen sich in Stumpfnähten, die in einem Zug geschweiβt sind derart, daß am Rand quer zur Naht Druckanstrengungen, im mittleren Teil Zugspannungen auftreten². Die höchsten Anstrengungen herrschen örtlich eng begrenzt; deshalb sind nur kleine bleibende Änderungen nötig, um die örtlich hervortretenden Anstrengungen bedeutend zu mindern³. Man kann auch aus vielen Dauerzugversuchen abschätzen, daß die durch das Schweißen entstehenden Anstrengungen (Eigenspannungen) jedenfalls insoweit ohne bedeutenden Einfluß auf die Widerstandsfähigkeit der gut hergestellten Verbindungen bleiben, als es sich um Stücke handelt, die als Zugstäbe gestaltet sind und beim Schweißen an ihren Enden frei waren. Auch unter ungünstigeren Verhältnissen sind hohe Dauerfestigkeiten entstanden, wenn es sich um gute Schweißungen handelte. Man kann überdies die Eigenspannungen durch das Schweißverfahren beeinflussen, auch durch den Werkstoff⁴. Nachträglich können die Spannungen durch Glühen verringert werden. In der Regel genügt das „Spannungsfrei-glühen“ bei rd. 650°.

Wichtiger als die Eigenspannungen dürfte folgende Erscheinung sein. Wird ein Zugstab mit einer Stumpfnah hergestellt, so treten in der Naht parallel der Stabkraft Verkürzungen auf, u. a. weil das in die Schweißlücke geschmolzene Material beim Erstarren und Abkühlen schrumpft; die Schrumpfmaße wachsen mit der Breite der Schweißlücke, damit auch mit der Größe des Öffnungswinkels⁵. Sind die Zugstäbe an den Enden eingespannt, so wird das Schrumpfen der Schweißnaht mehr oder minder gehindert; außerdem machen sich dabei die Raumänderungen bemerkbar, welche durch Erwärmen und Abkühlen des neben der Schweißnaht liegenden Werkstoffs auftreten. Damit treten zu den schon erwähnten Eigenspannungen der Naht noch äußere Belastungen. Diese äußeren Belastungen (Schrumpflasten) werden am größten, wenn die Stablängen sehr kurz sind und wenn die Einspannung unnachgiebig ist. Das Schrumpfmaß muß dann mit einer kurzen Stablänge aufgehalten werden. Ist der Stab lang und die Einspannung mehr oder minder nachgiebig, so wird die Schrumpflast infolge der größeren Dehnung des langen Stabs und wegen der Formänderung der Bauteile, welche die Einspannung bewirken sollen, gemindert.

Überdies ist zu beachten, daß die während der Herstellung der Schweißung auftretenden Schrumpflasten in der Schweißnaht sehr hohe Anstrengungen hervorrufen können, solange nur ein Teil der Schweißnaht eingelegt ist und dieser

¹ GRAF: Stahlbau 5 (1932) S. 181, sodann 6 (1933) S. 93, sowie Z. VDI 78 (1934) S. 1426.

² BIERETT: Z. VDI 78 (1934) S. 709; außerdem KLÖPFEL: Stahlbaukalender 1937, S. 411 f.

³ BOLLENRATH: Stahl u. Eisen 54 (1934) S. 877.

⁴ Dazu tritt noch die Schweißempfindlichkeit, vgl. BOLLENRATH u. CORNELIUS: Stahl u. Eisen 56 (1936) S. 565.

⁵ Vgl. u. a. LOTTMANN: Z. VDI 74 (1930) S. 1340. MALISIUS: Elektroschweißung 7 (1936) S. 1.

Teil abkühlen kann. Die Schrumpflast ist in solchen Fällen noch nicht groß, die Federung des Bauteils aber sehr klein, so daß die Schrumpfung fast ganz von der teilweise eingelegten Naht aufgenommen werden muß. Deshalb ist die Naht tunlichst in einem Zuge unter möglicher Hintanstellung der Abkühlung auszuführen; auch muß der erste Teil der Naht besonders dehnbar sein¹.

S. Über den Abnutzwiderstand des Stahls.

Es handelt sich hier in erster Linie um den Widerstand gegen mechanischen Verschleiß, wie er an den Schienen der Eisenbahnen, an den Auflagern von Holzschwellen auf Stahlträgern, an undichten Stellen von Rohrleitungen, an eisernen Treppen, eisernen Fahrbahnbelägen u. dgl. vorkommt. Allerdings ist dabei praktisch selten der mechanische Verschleiß allein maßgebend; mehr oder minder tritt daneben der Verlust durch Korrosion auf. Immer ist die Größe der Belastung wesentlich, welche den mechanischen Verschleiß hervorruft; ebenso ist die Beschaffenheit der Werkstoffe wichtig, welche sich beim Verschleiß berühren.

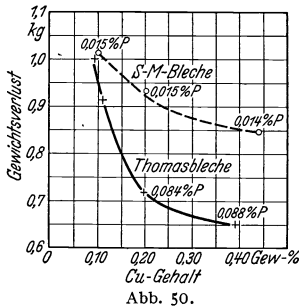
Die Abnutzung hängt ferner ab von der Art der relativen Bewegung der Gleitkörper und von ihrer Oberflächenbeschaffenheit. Fremdkörper können als Schleifmittel wirken (z. B. Sand im Wasser).

Der Widerstand des Stahls gegen Verschleiß steigt unter sonst gleichen Verhältnissen mit seiner Festigkeit; doch darf die Festigkeit meist nicht allein nach dem Verschleißwiderstand gewählt werden; daneben ist die Formbarkeit und der Widerstand gegen Bruch wesentlich (oder noch wichtiger (z. B. bei Schienen). Der Verschleiß kann ferner durch hohe Gleichmäßigkeit des Werkstoffs begrenzt werden; in diesem Sinn ist Stahl mit gleichmäßigem perlitischem Gefüge empfohlen worden.

T. Wärmeausdehnung. Wärmeleitung.

Die Wärmeausdehnungszahl β des Kohlenstoffstahls beträgt bei 0 bis 100° C rd. $11 \cdot 10^{-6}$. Bei hoher Temperatur ist β größer. Näheres im Werkstoffhandbuch Stahl u. Eisen unter B, 15.

Die Wärmeleitfähigkeit ist von der Zusammensetzung des Stahls abhängig. Die Wärmeleitfähigkeit von St 37 beträgt bei Zimmertemperatur etwa $\lambda = 0,13 \text{ cal} \cdot \text{cm}^{-1} \text{ sec}^{-1} \cdot \text{° C}^{-1}$. Diese Zahl (nach physikalischem Maßsystem) ist mit 360 zu multiplizieren, wenn das wärmetechnische Maß in $\text{kcal} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{° C}^{-1}$ gebraucht wird. Weiteres im Werkstoffhandbuch Stahl u. Eisen, unter B, 17.



U. Über die Korrosion des Stahls².

Es handelt sich hier um das Verhalten des Stahls bei Zutritt von Wasser und wässrigen Lösungen, wie sie an Bauwerken auftreten (Regenwasser vermengt mit den durch die Luft herangebrachten Bestandteilen von Verbrennungsrückständen der Feuerungen, mit Abfällen, die auf der Straße zu finden sind, mit Ladegütern usw.). Bei Rohrleitungen im Erdreich bringt das umgebende Wasser mannigfache Bestandteile des Bodens; außerdem kann der Angriff der Wasser durch vagabundierende Ströme unterstützt werden.

Die Korrosion erfolgt entweder durch einen ziemlich gleichmäßigen Rostangriff auf großen Flächen oder durch örtliche Anfrassungen (Lochfraß). Der örtliche Angriff wird unter aufliegenden Fremdkörpern, ansetzenden Gasblasen oder bei Anwesenheit von vagabundierenden Strömen festgestellt.

¹ Vgl. auch KLÖPPEL: Im Stahlbaukalender 1938 und 1939, sowie GRAF: Heft 11 des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, 1940.

² Vgl. u. a. EVANS: Die Korrosion der Metalle. Berlin 1926; ferner POLLIT: Die Ursachen und die Bekämpfung der Korrosion, auch die Berichte über die Korrosionstagungen, veranstaltet vom VDI, Ver. dtsch. Eisenhüttenleute, Ver. dtsch. Chemiker und Dtsch. Ges. für Metallkunde. Außerdem WIEDERHOLT: Z. VDI 85 (1941) S. 451.

Der Schutz gegen die Korrosion geschieht

a) durch Legieren des Stahls mit Kupfer, Nickel, Chrom usw.; für das Bauwesen kommt nur die Beigabe von Kupfer in Betracht; Versuchsergebnisse zeigt Abb. 50 nach Mitteilungen von BAUER¹;

b) durch metallische Überzüge mit Kupfer, Blei, Zink, Kadmium, auch Aluminium, Chrom und Zinn; im Bauwesen kommt zur Zeit Aluminium, Kadmium und Zink in Betracht;

c) durch Erzeugung einer künstlichen Oxyd- oder Phosphatschicht (z. B. Atramentverfahren) [vgl. u. a. Z. VDI 81 (1937) S. 488] oder andere Veränderungen der Oberfläche;

d) durch Anstriche und andere nichtmetallische Überzüge, wie Anstriche mit Leinölfarben, mit Bitumen, auch Belegen mit bituminösen Pasten, mit Glasuren, mit Gummi, auch mit Zement usw.; im Bauwesen sind vor allem die Leinölfarben und die bituminösen Überzüge wertvoll;

e) durch Vorkehrungen, die eine geregelte Führung der im Erdboden fließenden elektrischen Ströme bewirken, wenn Anlagen vorhanden sind, welche die Erde als Leiter verwenden.

Wenn irgend möglich, ist zu sorgen, daß der Walzzunder vor dem Aufbringen der Anstriche entfernt wird; ferner ist wichtig, daß die angreifenden Wässer von den Bauteilen tunlichst rasch abfließen und daß die naß gewordenen Flächen bald trocknen können. Die Schutzschichten sollen möglichst lange Zeit wasserdicht sein.

XI. Stahlguß.

Werkstücke aus Stahl, die ihre endgültige Form durch Gießen erhalten haben bezeichnet man als Stahlguß oder Stahlformguß, vgl. DIN 1681².

Der Stahlguß wird im Bauwesen u. a. zu Widerlagern, zu Formstücken für Hochdruckleitungen, zu Zahnrädern und anderen Teilen der Baumaschinen verwendet.

Die Gütevorschriften für Stahlguß finden sich in DIN 1681. Die Eigenschaften von praktisch fehlerfreiem und geglühtem Stahlguß liegen nahe denen des gewalzten Stahls.

Beispielsweise wird für den gewöhnlichen Stg 38.81 verlangt: Mindestfestigkeit 38 kg/mm², Bruchdehnung am Kurzstab (vgl. auch Tabelle 9) mindestens 20 %.

Für die Probenahme sind besondere Vereinbarungen nötig, vgl. DIN 1681.

Im übrigen ist sinngemäß das unter X für den Stahl Gesagte zu beachten.

XII. Gußeisen³.

A. Allgemeines zur Beurteilung der Eigenschaften des Gußeisens. Gußeisensorten für das Bauwesen.

Das Gußeisen ist nicht schmiedbar. Man kann es deshalb nach dem Gießen nicht mehr verformen.

Im Bauwesen wird in der Regel Bauguß, auch Handelsguß genannt, gebraucht. und zwar zu Säulen, Fenstern, Unterlagsplatten, Heizkörpern, Abflußrohren-Abflußformstücken, Sinkkästen u. dgl. Für den Werkstoff zu solchen Bauteilen, bestehen keine Gütevorschriften, welche die Eigenschaften zahlenmäßig festlegen. Es sind lediglich allgemeine Anweisungen für die Prüfung der äußeren Beschaffenheit, der Form, der Abmessungen und der Gewichte aufgestellt, vgl. DIN 1691.

Soll für den Werkstoff eine zahlenmäßig begrenzte Güte gewährleistet werden, so ist Maschinenguß zu bestellen.

Die Herstellung des Gußeisens ist in den letzten Jahrzehnten auf wissenschaftlicher Grundlage entwickelt worden; Gießereien, welche die Erkenntnisse beachten,

¹ Vgl. DAEVES: Die Weiterentwicklung witterungsbestandiger Stähle. Mitt. der Eisen- u. Kohleforschung, G.m.b.H. 1 (1935) S. 1 f.

² Vgl. auch unter X, A. Der Stahlguß wird wie der Flußstahl gewonnen; er ist deshalb ohne weitere Behandlung schmiedbar.

³ Vgl. OBERHOFFER-EILENDER-ESSER: Das technische Eisen, 3. Aufl. Berlin 1936.

sind in der Lage, Gußeisen bestimmter Güte mit großer Regelmäßigkeit zuverlässig zu liefern.

Weiteres siehe in DIN 1691.

B. Über die chemische Zusammensetzung des Gußeisens.

Das Gußeisen enthält in der Regel etwa 2 bis 4 % C, 0,5 bis 3,0 % Si, 0,4 bis 1,2 % Mn, bis 1 % P¹ und bis 0,12 % S, in Sonderfällen auch N₂, Cr, Cu usw.².

Der Kohlenstoff tritt in gebundener Form (als Karbid) und in freier Form (als Graphit) auf.

C. Das Gefüge des Gußeisens.

Hierzu sei zunächst auf das unter X, G Gesagte verwiesen.

Im Gefügebild vom Bauguß sind in der Regel Ferrit, etwas Perlit und mehr oder minder starke Graphitblätter zu sehen; außerdem treten die Verunreinigungen (Phosphor u. a.) in Erscheinung. Bei gutem Maschinenguß ist der Anteil des Perlits größer, bei besonders gutem Maschinenguß verschwindet der Ferrit, man sieht Perlit und feine, kurze, gleichmäßig verteilte Graphitblätter, vgl. Abb. 51.

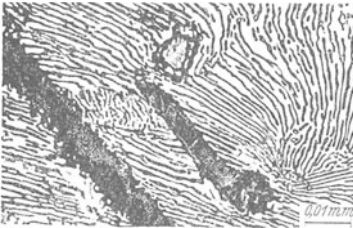


Abb. 51.

Wie beim Stahl wird das Gefüge in hohem Maße von der Behandlung des Werkstoffs beim Gießen und Abkühlen beeinflusst. Bei rascher Abkühlung unterbleibt die Ausscheidung des Graphits; es entsteht das weiße Gußeisen, in dem der gesamte Kohlenstoff gebunden ist;

die Festigkeit wird dabei sehr hoch; allerdings ist solches Gußeisen außerordentlich spröde. Das hochbeanspruchte Gußeisen (Grauguß) soll den gebundenen Kohlenstoff nur als Perlit, am besten als streifigen Perlit enthalten; damit ist der gebundene Kohlenstoff auf rd. 0,86 % begrenzt; der übrige Kohlenstoff soll frei sein (Graphit).

D. Über das Verhalten des gewöhnlichen Gußeisens beim Zugversuch.

Das gewöhnliche Gußeisen ist weit nachgiebiger als der Stahl. Diese größere Nachgiebigkeit entsteht durch die eingelagerten Graphitblätter. Der Elastizitätsmodul der Federung liegt bei langsam abgekühltem Bauguß etwa zwischen $E = 500\,000$ und $1\,000\,000$; er reicht für Maschinenguß bis etwa $1\,400\,000$. Der Elastizitätsmodul wird mit steigender Belastung kleiner. Die bleibenden Verlängerungen sind innerhalb der zulässigen Anstrengungen verhältnismäßig größer als bei Stahl³.

Die Zugfestigkeit beträgt bei gewöhnlichem Bauguß über 10 kg/mm^2 . Bei Maschinenguß werden 14 bis 26 kg/mm^2 in 4 Stufen als Mindestwerte gewährleistet, vgl. DIN 1691.

Die Bruchdehnung ist in der Regel unerheblich, dementsprechend auch die Querschnittsverminderung an der Bruchstelle. Die Bruchfläche liegt senkrecht zur Zugrichtung.

E. Verhalten des Gußeisens beim Druckversuch.

Der Elastizitätsmodul des Gußeisens wird bei Druckbeanspruchung unter sonst gleichen Verhältnissen größer als bei Zugbelastung, weil die Graphitblätter den Druckwiderstand weniger beeinflussen.

Die Druckfestigkeit des Gußeisens ist bedeutend größer als die Quetschgrenze des Stahls. Mit bearbeiteten Zylindern, deren Höhe etwa das 2fache des Durch-

¹ THUM u. PETRI: Arch. Eisenhüttenw. 13 (1939/40) S. 149.

² Vgl. Werkstoffhandbuch Stahl u. Eisen unter L 14.

³ BACH-BAUMANN: Elastizität und Festigkeit, 9. Aufl., S. 19f.

messers beträgt, sind die Druckfestigkeiten zu 6000 kg/cm² und mehr ermittelt worden. Dieser Umstand gab wiederholt Anlaß, zu Eisenbetondruckgliedern (Säulen, Brückenbogen) Gußeisen zu verwenden; demgegenüber ist bemerkt worden, daß der Elastizitätsmodul des Gußeisens viel kleiner ist als beim Stahl und daß deshalb die Anteilnahme des Gußeisens unter zulässigen Lasten zu klein sei; ferner sei der Preis zu hoch; andererseits ist zu beachten, daß die Tragfähigkeit von bewehrten Druckgliedern aus der Summe der Tragfähigkeit des Betons und der Eiseneinlage gebildet wird.

F. Über die Biegefestigkeit des Gußeisens.

Die Biegefestigkeit des Gußeisens ist größer als seine Zugfestigkeit. Das Mehr der Biegefestigkeit ist abhängig von der Querschnittsform¹, auch von der Zusammensetzung des Gußeisens usw.

Über die Mindestwerte für Maschinenguß vgl. DIN 1691.

G. Über die Dauerfestigkeit des Gußeisens.

Der Widerstand des Gußeisens gegen oftmals wiederholte Belastung, ermittelt an fein bearbeiteten Proben, ist viel kleiner als bei Stahl. Jedoch ist der Einfluß von Spannungsschwellen bei Gußeisen viel geringer, weil das Gußeisen selbst durch die Graphitblätter immer viele Stellen mit Spannungsschwellen aufweist².

Im übrigen vgl. X, N.

H. Über das Verhalten des Gußeisens bei hoher Temperatur.

Versuche im Laboratorium und Beobachtungen bei Brandfällen zeigten, daß die in gewöhnlicher Weise ermittelte Festigkeit des Gußeisens bei Temperaturen bis 500° C wenig beeinflusst wird.

Vgl. dazu X, O.

I. Über die Wärmeausdehnung des Gußeisens.

Vgl. im Werkstoffhandbuch Stahl u. Eisen unter B, 15 und L, 11.

K. Über den Widerstand des Gußeisens gegen Korrosion.

Gußeisen ist im Freien wesentlich beständiger als Stahl.

Durch hohe Siliziumzusätze kann das Gußeisen säurebeständig gemacht werden.

XIII. Schwere Nichteisenmetalle.

Zu den schweren Nichteisenmetallen, die im Bauwesen als solche Verwendung finden, gehören Blei, Kadmium, Nickel, Kupfer, Zink und Zinn.

A. Blei.

Das Blei wird als Rohr zu Wasserleitungen und zu Leitungen für besondere Flüssigkeiten, als Gießblei und Bleiwolle zum Dichten der Muffenverbindungen von Rohrleitungen, als dünnes Blech zwischen Bitumen zum Abdichten von Bauwerken, als Platte zur Aufnahme und Verteilung großer Lasten in den Gelenken von Brücken usw., sodann als Bleimennige für den Rostschutz des Stahls verwendet.

In neuerer Zeit ist das Blei für die Aufgaben des Bauingenieurs mehr und mehr zurückgetreten. Bleirohre zu Wasserleitungen können durch eiserne Rohre ersetzt werden³; an die Stelle der Bleiwolle sind Aluminiumwolle und andere Stoffe getreten. Statt den Bleigelenken in Brücken werden die besseren Stahlgelenke verwendet. Die Bleimennige ist an vielen Stellen mit Eisenoxyd teilweise getauscht worden.

¹ BACH-BAUMANN: Elastizität und Festigkeit, 9. Aufl., S. 291 f.

² Vgl. GRAF: Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, S. 90. Berlin 1929; ferner THUM: Die Gießerei, 1934, S. 41.

³ Bleirohre dürfen überdies nicht mit Kalk- oder Zementmörtel in Berührung kommen. Vgl. auch DIECKMANN: Kleine Baustoffkunde, S. 36 f. Braunschweig 1936.

B. Kadmium.

Dieses Metall wird zum Oberflächenschutz des Stahls benutzt.

C. Nickel.

Das Nickel wird zunächst als Zusatz des Stahls verwendet. Für die Stähle, die im Bauwesen verlangt werden, ist der Nickelzusatz nicht nötig. Unsere Versuche zeigten dazu u. a., daß Nickelstähle, die bis etwa 2,5 % Ni enthalten, auch in bezug auf die Dauerfestigkeit dem St 52 nicht überlegen sind.

Überzüge aus Nickel dienen als Oberflächenschutz für Stahl und andere Metalle. Im Bauwesen sind Nickelüberzüge wohl nur in seltenen Sonderfällen nötig.

D. Kupfer.

Das Kupfer als Zusatz des Stahls erhöht den Widerstand des Stahls gegen Rosten (vgl. unter XI, U).

Oft angewandt ist das Kupfer als 0,1 bis 0,5 mm dickes Blech, gerade besäumt und gestreckt zum Abdecken von Dächern, zum Dichten von Brücken, Tunneln usw., zum Verschließen von Bauwerken gegen Grundwasser usw. Das Verlegen der dünnen Kupferbleche geschieht in der Regel auf Bitumen; bei verschlossenen Dichtungen wird die fertig verlegte Metalldichtung überdies mit Bitumen gedeckt.

Bei Fugendichtungen von Brücken, Tunneln, Staumauern ist das Kupferblech besonders wertvoll. Unsere Untersuchungen über die zweckmäßige Form der Fugenbleche zeigten, daß glatte, über die Länge der Fuge ohne Stoß durchgehende Bleche erwünscht sind, weil Lötstellen und Bördel viel weniger nachgiebig und weniger widerstandsfähig sind als das Blech. Das Fugenblech ist so zu formen, daß der kleinste Halbmesser über 10 mm, besser erheblich mehr mißt. Die üblichen Schlepplbleche über den Fugen sind so zu verlegen, daß sie ohne erheblichen Widerstand gleiten können; andernfalls reißen sie ab.

Die Legierungen des Kupfers (Messing, Bronze) sind im Bauwesen mehr und mehr zurückgetreten. Das Messing wird zu Abschlußteilen der Wasserleitungen verwendet.

Über die Benennung der Legierungen des Kupfers und ihre Eigenschaften vgl. DIN 1705 und 1709. Über den Rohstoff Kupfer s. DIN 1708.

E. Zink.

Das Zink wird oft zum Schutz des Stahls gegen Rosten als Überzug desselben verwendet, besonders für eiserne Wasserleitungsrohre, Behälter u. a. m., in Sonderfällen auch für Stahlbauteile.

Viel Zinkblech wird zu Dächern, Dachrinnen, Abfallrohren, Gesimsabdeckungen u. a. m. verwendet.

An der Luft und im Wasser ist das Zink sehr widerstandsfähig, weil es sich mit einer festhaftenden dichten Schicht aus Zinkkarbonat überzieht. Alle stärkeren Säuren greifen aber an; es ist deshalb in Großstädten die Verlegung von Dachrinnen, Dachblechen usw. besonders sorgsam auszuführen, derart, daß die Wasser stets restlos abfließen können.

Die Wärmeausdehnung des Zinks ist besonders groß und u. a. viel größer als beim Mauerwerk; deshalb reißt der Putz über den Enden der Zinkbleche der Fensterbänke oft ab.

XIV. Leichtmetalle, im besonderen das Aluminium und seine Legierungen.

A. Allgemeines über die Leichtmetalle¹.

Zu den Leichtmetallen gehören Lithium, Kalium, Natrium, Rubidium, Kalzium, Magnesium², Beryllium, Caesium, Strontium und Aluminium, ferner ihre tech-

¹ Vgl. u. a. ZEERLEDER: Technologie des Aluminiums, 2. Aufl. Leipzig 1935, ferner Werkstoffhandbuch Nichtisenmetalle, Abschnitte G bis K.

² Vgl. auch BECK: Magnesium und seine Legierungen. Berlin 1939.

nischen Legierungen, die ein Raumgewicht von etwa 3,8 g/cm³ oder weniger besitzen. Das Grenzgewicht ist in Deutschland noch nicht genormt.

Für das Bauwesen sind von den genannten Leichtmetallen zur Zeit für Tragwerke nur das Aluminium und seine Legierungen von Bedeutung. Das Raumgewicht des Aluminiums und seiner Abkömmlinge beträgt rd. 2,7 g/cm³ (gegenüber 7,8 g/cm³ beim Stahl). Die Verarbeitbarkeit, die Beständigkeit und die Festigkeit der Aluminiumlegierungen ist soweit entwickelt, daß damit bedeutende Tragwerke, (Luftschiffe, Flugzeuge, Brücken usw.) zuverlässig und dauerhaft gebaut werden; zu Dächern, Fensterblechen, Abfallrohren, zu Geländern, Beschlägen usw., auch zu Dichtungen werden Aluminiumlegierungen verschiedener Art benutzt.

Bei der Verarbeitung der vergüteten und verfestigten Leichtmetalle muß mehr Vorsicht walten als beim gewöhnlichen Stahl. Beim Biegen sind große Ausrundungshalbmesser zu wählen. Das Anreißen soll nicht mit der Reißnadel, sondern mit dem Bleistift geschehen. Zum Richten sind Hämmer aus Holz, Hartgummi oder Leichtmetall zweckmäßig. Beim Nieten ist besonders zu achten, daß die Bleche ohne Kerben bleiben¹.

Beim Erwärmen von Aluminium und Aluminiumlegierungen ist u. a. zu beachten, daß diese Metalle bis zum Schmelzpunkt keine Glühfarben zeigen. Die ungefähre Bestimmung der Temperatur kann mit einfachen Mitteln geschehen, z. B. durch Auflegen von Zucker, Seife und Beobachten der Verfärbung dieser Stoffe, ferner durch Reiben mit Tannen- oder Fichtenholz. Naheres im Aluminium-Taschenbuch.

B. Leichtmetalle für das Bauwesen.

Das Reinaluminium kommt für die Aufgaben des Bauwesens nur beschränkt in Betracht; beispielsweise ist es für Blitzableiter und Verkleidungen geeignet, die besonders beständig sein müssen; es ist wetterfest; seine Festigkeit ist aber für tragende Bauteile in der Regel zu klein. Über die Eigenschaften des Reinaluminiums vgl. DIN 1712 und das Werkstoffhandbuch Nichteisenmetalle, Blätter G 3.

Für hochbeanspruchte Teile kommen nur Aluminiumlegierungen in Betracht. Über ihre Zusammensetzung gibt DIN 1713 Auskunft. Hieraus sei folgendes entnommen:

a) Aluminium-Knetlegierungen mit etwa 4,5 bis 6 % Kupfer, 0,4 bis 0,6 % Mangan und 0,2 bis 0,5 % Silizium, ausgehärtet oder ausgehärtet und kalt verfestigt. Zu dieser Gattung (bezeichnet „Al-Cu“) gehört u. a. das Lautal.

b) Aluminium-Knetlegierungen mit etwa 3,5 bis 5,5 % Kupfer und 0,2 bis 2 % Magnesium, ferner 0,2 bis 1,5 % Silizium und 0,1 bis 1,5 % Mangan ausgehärtet oder ausgehärtet und kalt verfestigt. Zu dieser Gattung (bezeichnet „Al-Cu-Mg“) gehören Duralumin, Aludur, Bondur, Heddur u. a.

Weiter sind u. a. in Anwendung für das Bauwesen:

c) Aluminium-Knetlegierungen mit geringem Magnesium- und Siliziumgehalt, ohne Kupfer, mit etwa 0,5 bis 2 % Magnesium, 0,3 bis 1,5 % Silizium, ferner 0 bis 1,5 % Mangan, wieder ausgehärtet oder ausgehärtet und kalt verfestigt. Zu dieser Gattung (bezeichnet Al-Mg-Si) gehören u. a. das Duralumin K, das Aldrey und das Pantal. Die Metalle dieser Gruppe werden u. a. für Freileitungen benutzt, auch für Beschläge, Geländer, Aufbauten von Fahrzeugen usw.

Für Dächer, Abfallrohre, Verkleidungen am Äußern von Bauwerken u. dgl. werden Leichtmetalle gewählt, die in erster Linie korrosionsfest sind; jedoch soll die Festigkeit größer als beim Reinaluminium sein. Zum Beispiel wird Heddal (Gattung Al-Mn) zur Dachdeckung benutzt.

C. Die Leichtmetalle als Handelsware.

Die Aluminiumlegierungen werden in großer Mannigfaltigkeit mit vielerlei Fabriknamen angeboten. Einen Überblick gibt das Aluminium-Taschenbuch und das Werkstoffhandbuch Nichteisenmetalle.

¹ Vgl. auch HERRMANN u. ZURBRÜGG: Die Bearbeitung des Aluminiums, Leipzig 1935.

Für Reinaluminium nach DIN 1712 bestehen Maßnormen, und zwar für Flachstäbe und Winkelstäbe nach DIN 1769 bis 1771, ebenso für Bleche nach DIN 1753, für Bänder und Streifen nach DIN 1793. Die Maße der Rundstangen aus vergütbaren Aluminiumlegierungen sind in DIN Vornorm L 41 festgelegt. Über die Maße und Formen der Niete geben DIN 124, 660 bis 662 und 674 Auskunft.

D. Gefüge der Aluminiumlegierungen¹.

a) Wie bei anderen Metallen hat das reine Metall, also hier das reine Aluminium, kleinere Festigkeiten als die Legierung. Dazu kommt, daß das reine Aluminium u. a. mit schneidenden Werkzeugen schlecht verarbeitbar ist.

Durch Zusätze, vor allem Kupfer, Magnesium, Silizium, Zink, Mangan, Eisen, Nickel u. a., können die Eigenschaften des Aluminiums technisch verbessert werden, sei es, daß das Gefüge beim Erstarren feiner wird, daß die Verarbeitbarkeit günstiger wird, daß die Festigkeit steigt oder daß das Verhalten in Flüssigkeiten verbessert wird.

b) Die Vorgänge, welche mit den wichtigsten Zusätzen im Werkstoff auftreten, werden für die Legierung mit Kupfer ungefähr wie folgt erklärt.

Schmelzen aus Aluminium und Kupfer, technisch üblich bis rd. 6% Kupfer, beginnen bei rd. 670 bis 620° C zu erstarren. Die Erstarrung wird durch Cu verzögert; sie ist beispielsweise mit 4% Kupfer bei rd. 580° vollzogen. Nach der Erstarrung findet sich das Kupfer bei Beträgen bis 5,65% in homogenen Mischkristallen. Bei weiterem Sinken der Temperatur kann das Kupfer aus der festen Lösung soweit ausscheiden, daß schließlich bei Zimmertemperatur noch 0,3% Kupfer gelöst sind. Bei sehr langsamer Abkühlung entstehen verhältnismäßig große Ansammlungen von CuAl₂. Man nimmt an, daß in guten Legierungen die Ausscheidungen sehr fein oder gar nur mit ihren Anfängen auftreten sollen. Dazu wird der auf 500 bis 520° C erhitzte Werkstoff mit kaltem Wasser abgeschreckt. Damit wird die Ausscheidung des CuAl₂ vorläufig überhaupt unterbunden. Durch erneutes Erwärmen auf 100 bis 200° C wird eine sehr feine Ausscheidung des CuAl₂ langsam in Bewegung gesetzt². Die Dauer dieser Erwärmung, welche zu der erwünschten inneren Änderung erforderlich ist, wurde durch Versuch und Erfahrung festgelegt; sie wird durch erneutes Abkühlen begrenzt.

Man nimmt u. a. an, daß die in feinsten Verteilung festgehaltenen CuAl₂-Moleküle große Kräfte gegen die Al-Atome ausüben und damit den Werkstoff unter große innere Spannung setzen. Damit erhalte der Werkstoff gegenüber Reinaluminium die für die Legierungen bekannten höheren Festigkeiten und kleineren Dehnungen.

c) Die Entwicklung der Festigkeit durch Führung der Ausscheidungen wird *Aushärtung* genannt.

Dabei wird der gründlich durchgeknetete Werkstoff zunächst auf mindestens 480° erwärmt und dann schroff abgekühlt. Bei den weiteren Maßnahmen sind zwei Gruppen zu unterscheiden, nämlich Legierungen, die durch Lagern bei Raumtemperatur härten (natürliche Alterung der Gattung Al-Cu-Mg) und Legierungen, die zur Härtung auf 80 bis 160° angelassen werden (künstliche Alterung der Gattungen Al-Cu usw.).

E. Über die Festigkeit des Aluminiums und seiner Legierungen, insbesondere beim Zugversuch.

1. Allgemeines. Der Elastizitätsmodul der federnden Formänderungen der vergüteten Aluminiumlegierungen beträgt $E = \text{rd. } 700000 \text{ kg/cm}^2$. Die Formänderungen der besonders festen Leichtmetalle sind also dreimal so groß als diejenigen des Stahls.

¹ ZEERLEDER: Technologie des Aluminiums, 2. Aufl., S. 9. Leipzig 1935.

² Der Nachweis für diese Ausscheidung ist nicht erbracht. Vgl. MÄSING und STENDEL im Werkstoffhandbuch Nichteisenmetalle, unter H 1. Vermutlich darf die Ausscheidung nur in den ersten Anfängen in Gang gesetzt werden.

Die größere Nachgiebigkeit des Leichtmetalls ist beispielsweise bei Fenstern, Tragteile zu Triebwerken usw. zu beachten.

Die Leichtmetalle zeigen die ausgeprägte Fließgrenze, wie sie am gewöhnlichen Stahl bekannt ist, nicht. Vielmehr wachsen die bleibenden Formänderungen allmählich mit steigender Last, im Vergleich mit den gesamten Formänderungen verhältnismäßig größer werdend. Als Fließgrenze (Streckgrenze) wird diejenige Last bezeichnet, bei der die bleibende Verlängerung 0,2% beträgt, (vgl. DIN 1602).

Allgemein wichtig ist ferner, daß die Widerstandstähigkeit von Stäben aus Aluminium und Aluminiumlegierungen mehr als beim Stahl von der Größe des Querschnitts abhängt¹.

2. Festigkeitseigenschaften von Reinaluminium. Man unterscheidet Reinaluminium mit mindestens 99,5 und mit mindestens 99% Al. Mit zunehmendem Anteil der Verunreinigungen durch Eisen und Silizium, die in erster Linie auftreten, steigt die Festigkeit und fällt die Bruchdehnung.

Je nach der Vorbehandlung (geglüht, mehr oder minder gewalzt) beträgt die Zugfestigkeit von Aluminiumblech rd. 8 bis 14 kg/mm², die Bruchdehnung rd. 20 bis 3%.

Weiteres vgl. Werkstoffhandbuch Nichteisenmetalle, Blatt G 3.

3. Festigkeitseigenschaften der Aluminiumlegierungen für hochbeanspruchte Tragwerke. Eine umfassende Übersicht gibt DIN 1713.

Hiernach soll die Zugfestigkeit der weichen Al-Cu- und der weichen Al-Cu-Mg-Legierungen 16 bis 22 kg/mm² betragen. Im ausgehärteten und kaltverfestigten Zustand sollen die Al-Cu-Legierungen eine Zugfestigkeit bis 50 kg/mm², die Al-Cu-Mg-Legierungen bis 58 kg/mm² liefern. Im ausgehärteten, aber nach der Aushärtung nicht kalt verfestigten Zustand sollen die beiden Legierungen 34 bis 42 bzw. 34 bis 52 kg/mm² tragen.

Die Bruchdehnungen der Legierungen mit höchster Festigkeit sind bei den Al-Cu-Metallen zu mindestens 2% verlangt. Solche Metalle sind bei der Verarbeitung sehr vorsichtig zu behandeln.

4. Dauerfestigkeit von Aluminiumlegierungen bei oftmals wiederkehrender Zugbelastung. Wie beim Stahl sind auch bei den Aluminiumlegierungen Feststellungen an Probestäben und Bauteilen erforderlich, welche nach Größe und sonstiger Beschaffenheit den praktischen Verhältnissen nahe kommen und unter praktischen Bedingungen geprüft werden.

Eigene Untersuchungen mit Flachstäben aus gewalztem und ausgehärtetem Werkstoff lieferten folgendes²:

- α) Beim Zerreiβversuch war $\sigma_{0,2} = 30,5$ kg/mm², $\sigma_B = 42,6$ kg/mm².
- β) Die Ursprungszugfestigkeit von Vollstäben 80 · 10 mm fand sich für 2 Millionen Lastspiele zu 11,5 kg/mm².
- γ) Die Ursprungszugfestigkeit von Flachstäben 112 · 10 mm, mit einer Bohrung von 16,4 mm Durchmesser, betrug für 2 Millionen Lastspiele 6,5 kg/mm².

Das Verhältnis der Ursprungszugfestigkeit zur Streckgrenze $\sigma_{0,2}$ war also beim Vollstab $11,5 : 30,5 = 0,38$, somit erheblich kleiner als beim Stahl (vgl. unter XI, N). Der Einfluß der Bohrung auf die Ursprungszugfestigkeit war bedeutend und überdies noch größer als bei St 52 mit Walzhaut.

Durch weitere Versuche ist zunächst zu klären, wie bei den Aluminiumlegierungen die bewegten Lasten neben den ruhenden Lasten aufgenommen werden³.

F. Nietverbindungen mit Aluminiumlegierungen.

Die Nieten werden stets kalt geschlagen, weil warm geschlagene Nieten zu geringe Festigkeit haben und weil die warme Niete den Werkstoff am Nietloch ausglüht. Die Nieten werden in der Regel aus den Legierungen Al-Cu oder Al-Cu-Mg

¹ Vgl. ZEERLEDER: Technologie des Aluminiums, 2. Aufl., S. 41. Leipzig 1935.

² Vgl. Stahlbau 8 (1935) S. 132.

³ In Pittsburgh ist im Jahr 1933 das Fahrbantragwerk einer großen Straßenbrücke aus einer Aluminiumlegierung gebaut worden. Dabei ist die zulässige Anstrengung zu 10,5 kg/mm² gewählt worden.

gefertigt. Dabei ist zu beachten, ob der Werkstoff im frisch abgeschreckten oder im angelassenen Zustand zu verwenden ist.

Die Scherfestigkeit der Niete beträgt rd. $\frac{9}{10}$ bis $\frac{8}{10}$ der Zugfestigkeit; sie ist verhältnismäßig kleiner als bei Stahlnieten.

Über die Dimensionierung von Nietverbindungen vgl. Aluminium-Taschenbuch, 7. Aufl., S. 167.

Über Dauerversuche mit Nietverbindungen vgl. Stahlbau 8 (1935) S. 132.

G. Über das Schweißen von Aluminiumverbindungen.

Das Schweißen der Aluminiumlegierungen geschieht bei dünnen Blechen vorzugsweise mit der Gasflamme aus Sauerstoff und Acetylen (Gasschmelzschweißung), bei dicken Blechen auch mit dem elektrischen Lichtbogen (Lichtbogen-schweißung).

Zur Auflösung der Oxydschicht des Werkstoffs und zur Verhinderung ihrer Neubildung beim Schweißen sind Flußmittel nötig.

Weiteres im Werkstoffhandbuch Nichteisenmetalle unter G 9¹.

H. Wärmeausdehnung. Wärmeleitung.

Das Aluminium und die Aluminiumlegierungen haben eine hohe Wärmeausdehnungszahl; sie beträgt bei Reinaluminium rd. $24 \cdot 10^{-6}$; bei den Legierungen, die für das Bauwesen Bedeutung haben, wird sie zu rd. $23 \cdot 10^{-6}$ angegeben.

Die Wärmeleitfähigkeit beträgt bei Reinaluminium rd. $0,5 \text{ cal/cm} \cdot \text{sec} \cdot ^\circ \text{C}$. Bei den Legierungen ist sie kleiner. Für Duralumin wird im Aluminium-Taschenbuch $0,33$ bis $0,35 \text{ cal/cm} \cdot \text{sec} \cdot ^\circ \text{C}$ angegeben.

J. Wetterbeständigkeit der Aluminiumlegierungen.

Verwendung zu Dichtungen u. dgl.

Das Aluminium und manche Legierungen sind bei guter Beschaffenheit wetterbeständig, wenn eine dichte und festhaftende, ungestörte Oxydhaut vorhanden ist. Die Oxydhaut kann künstlich verstärkt werden; auch kann damit ein guter Haftgrund für Anstriche entstehen, welche das Metall bei mangelhafter Oxydhaut oder gegen zusätzliche Angriffe schützen können. Das letztere ist u. a. bei der Verwendung der Aluminiumlegierungen zu Abdichtungen wichtig, bei denen das Leichtmetall durch Bitumen gegen angreifende Stoffe geschützt werden muß.

Alle Leichtmetalle müssen von Bauteilen aus Stahl, Bronze, Beton, Holz, Mauerwerk usw. durch geeignete Zwischenanstriche (z. B. Bitumen) getrennt gehalten werden. Dies gilt selbstverständlich auch für Schrauben.

Bei Schaufensterverkleidungen ist zu sorgen, daß sie gegen Straßenschmutz und andere angreifende Stoffe, die auf der Straße benutzt werden, geschützt werden; dies geschieht am besten, wenn sie auf einem mindestens 30 cm hohen Sockel stehen.

XV. Bauglas².

A. Allgemeines.

Die Gläser lassen sich aus Sauerstoffverbindungen der meisten Elemente aufbauen. Die Zusammensetzung muß dabei derart sein, daß beim Abkühlen aus dem Schmelzfluß keinerlei Ausscheidung, also vor allem keine Kristallisation stattfindet, damit das fertige Glas gleichmäßige Lichtdurchlässigkeit aufweist oder, wie man kurz sagt, glasig bleibt.

B. Zusammensetzung der Gläser für das Bauwesen.

In der Regel handelt es sich um Gläser mit rd. 70 bis 76 % SiO_2 , 10 bis 20 % Na_2O , 5 bis 16 % CaO , wenig Tonerde, Eisen usw.

¹ Vgl. u. a. HOLLER: Der Leichtmetallschweißer; ferner BOLLENRATH u. BUNGARDT: Über den Stand der elektrischen Punktschweißung. Aluminium 1936 S. 125; ferner GROEBLER: Über die elektrische Schweißung am Aluminium. Elektroschweißung 8 (1937) S. 49.

² Vgl. auch KÖNIG, REIS u. SIMON: Flachglas. Leipzig 1934.

C. Handelsgläser für das Bauwesen.

Es werden geliefert:

a) Fensterglas nach DIN 1249 als Fensterglas 1. bis 4. Sorte, gezogen oder geblasen. Die Glassorten werden nach der Häufigkeit der Fehler, die als Blasen, Wellen, Streifen, Schlieren, Kratzer usw. auftreten, unterschieden. Die handelsüblichen Dicken sind 2,3, 3 und 3,8 mm.

b) *Gußglas* in Tafeln als Rohglas (etwa 4 bis 40 mm dick), Drahtglas (in der Regel 6 bis 10 mm dick) und Ornamentglas, ferner Gußglas als Glasbausteine für Wände und Dächer, auch für Eisenbetondecken.

c) *Spiegelglas*, d. i. geschliffenes und poliertes Tafelglas (in Dicken bis etwa 25 mm).

d) Sondergläser, als Sicherheitsgläser bezeichnet, im Bauwesen selten, für Kraftfahrzeuge oft angewandt, entweder durch besondere Behandlung mit Druckvorspannungen in der Außenschicht (Hartglas) oder aus 2 Spiegelgläsern mit einer gut haftenden durchsichtigen und nachgiebigen Zwischenschicht (Mehrschichtenglas).

e) Sondergläser, welche die ultravioletten Strahlen mehr durchlassen als die gewöhnlichen Gläser, für Krankenhäuser usw. an sonnigen hochgelegenen Orten¹.

D. Elastizität der Gläser.

Der Elastizitätsmodul der unter A bis C genannten Gläser beträgt rd. 700 000. Die Gläser sind nur elastisch verformbar; bleibende Dehnungen treten nicht auf.

E. Biegefestigkeit der Gläser².

Die Biegefestigkeit ist in hohem Maße von der Größe der Proben (Dicke, Spannweite, Breite), sowie von der Beschaffenheit der Kanten abhängig. Beispielsweise lieferten 40 cm breite Proben bei 75 cm Auflagerentfernung nur etwa die Hälfte der Biegefestigkeit, die mit 10 cm breiten Proben bei 15 cm Auflagerentfernung entstand.

Mit 20 cm breiten Proben wurden bei 30 cm Auflagerentfernung folgende Biegefestigkeiten als Mittel aus vielen Versuchen festgestellt:

bei Fensterglas rd. 450 kg/cm²,
 bei Rohglas rd. 400 kg/cm²,
 bei Spiegelglas rd. 400 kg/cm²,
 bei Drahtglas rd. 350 kg/cm²,

je mit üblicher Dicke.

Unter lang dauernder Last fiel die Biegefestigkeit nur etwa halb so groß aus als beim üblichen rasch ausgeführten Bruchversuch.

F. Druckfestigkeit der Gläser.

Der Druckwiderstand der Gläser ist sehr groß. Die Würfelfestigkeit beträgt 4500 kg/cm² und mehr. Es ist deshalb nicht schwierig, Eisenbetontragwerke zu bauen, die in der Druckzone dicke Gläser aufnehmen³.

G. Wärmedurchlässigkeit.

Die Wärmedurchlässigkeit beträgt rd. 0,7 kcal/m²°C; sie ist also verhältnismäßig hoch; außerdem wird der Baustoff in Fenstern oft in dünnen Schichten benutzt. Hier ist durch Einschaltung von Luftschichten zu helfen⁴.

¹ Vgl. u. a. DRALLE-KEPFELER: Glasfabrikation, 2. Aufl., Bd. 1, S. 145, sowie JAECKEL: Glastechn. Ber. 6 (1928) S. 281 f.

² Ausführlicher in Glastechn. Ber. 13 (1935) S. 233 f.

³ Vgl. GRAF: Glastechn. Ber. 4 (1926) S. 332 f.

⁴ Vgl. RAISCH: Gesundh.-Ing. (1922) S. 99 f.; ferner REIHER in Heft 6 „Vom wirtschaftlichen Bauen“, S. 132 f.

H. Wärmeausdehnung.

Die lineare Wärmeausdehnung der Fenstergläser ist wesentlich kleiner als bei Eisen und Holz. Deshalb müssen die Gläser in die Fensterrahmen mit Spielraum eingesetzt werden, um die Änderungen der Abmessungen der Fenster, die mit Temperaturänderungen auftreten, nicht zu hindern.

J. Lichtdurchlässigkeit.

Der Verlust an Absorption und Streuung ist beim Klarglas klein, soweit es sich um sichtbare Strahlen handelt. Da es aber schwierig ist, völlig farbloses Glas herzustellen, so ist die Lichtdurchlässigkeit in der Regel etwas beschränkt, überdies nicht für alle Strahlen gleich. Gewöhnliche Gläser, im Querschnitt mehr oder minder grün erscheinend, lassen die grünen Strahlen besser durch als andere; rote und blaue Strahlen werden oft erheblich absorbiert.

Absichtliche Färbung ermöglicht die Ausschaltung bestimmter Strahlen (Schutzgläser für Kraftwagenführer beim Fahren gegen die Sonne, Schutzbrillen für Bergsteiger u. a. m.).

XVI. Oberflächenschutz, insbesondere gegen die Einflüsse der Witterung (Anstriche, chemische Oberflächenbehandlung usw.).

Hier handelt es sich um den Schutz von Baustoffen gegen die Wirkung von Regenwasser, Grundwasser, Schwitzwasser usw.¹, z. B. von Holz durch Anstriche gegen das Eindringen von Wasser, damit das Holz genügend trocken bleibt, auch damit die Feuchtigkeit des Holzes und sein Rauminhalt möglichst wenig veränderlich sind oder von Stahl durch Anstriche, damit das Wasser vom Stahl ferngehalten wird, weil er sonst rostet usw.

Ganz allgemein ist zu beachten, daß die Werkstoffe vor dem Aufbringen der Schutzmittel zweckmäßig vorbereitet werden müssen, daß sie vor allem trocken und sauber gemacht sind, im übrigen nach den Bedingungen behandelt werden, welche der Lieferer der Schutzmittel verlangt. Verarbeitbarkeit, Haftung und Verformbarkeit der Anstriche sind ebenso wichtig. Das wichtigste ist die Erlangung lückenloser Überzüge und ihre Erhaltung während langer Zeit.

Weiter ist vor der Wahl des Anstrichs festzustellen, ob der Schutz im Freien (u. a. unter häufiger Sonnenbestrahlung) oder unter anderen einfacheren oder schwierigeren Verhältnissen (u. a. im Wasserbau) erfolgen soll. Schließlich ist wesentlich, ob der Bauteil sachgemäß gestaltet ist; das auftretende Wasser muß, wenn irgend möglich, rasch und möglichst vollkommen abfließen.

A. Feuchtigkeitsabweisender Oberflächenschutz von Holz.

1. **Allgemeines.** Der einfachste und meist durchgeführte Schutz des Holzes gegen das Eindringen von Wasser ist der Anstrich. Allerdings sind die Anstriche unter der Einwirkung von Sonne, Wasser und Eis zeitlich verhältnismäßig eng begrenzt wirksam. Überdies ist zu beachten, daß mangelhaft gewordene Anstriche das Wasser am Holz oft mehr zurückhalten als wenn das Holz ungeschützt ist. Da sachgemäß eingebautes, nicht gestrichenes Holz sehr lange brauchbar bleibt, so ist von vornherein zu entscheiden, ob eine gute Unterhaltung des Anstrichs vorausgesetzt werden darf. Unter den klimatischen Verhältnissen Süddeutschlands und der Alpenländer ist der Holzanstrich in der Regel entbehrlich, wie die Erfahrung an alten Bauernhäusern lehrt.

Weiter ist technisch wichtig, daß die Anstriche hinreichend haften, auch fest werden, genügend dehnbar sind (damit sie den Raumänderungen des Holzes folgen, ohne zu reißen), sich möglichst wasserundurchlässig erweisen und wenn nötig, lange den Witterungseinflüssen standhalten.

¹ Auf die Behandlung der sog. Innenanstriche, die in erster Linie nach dem Aussehen gewählt werden, wurde verzichtet. Weiteres vgl. Handbuch der Werkstoffprüfung, Bd. III.

2. Arten der Anstriche für Holz. Zur Zeit sind zwei Gruppen von Anstrichmitteln hervorzuheben, nämlich

a) solche, die durch Verdunstung des Lösungsmittels einen Anstrichfilm bilden (z. B. Zellulosederivate, Asphaltlacke, Vinylharze),

b) solche, die sich durch Aufnahme von Sauerstoff aus der Luft verfestigen und damit trocknen (vor allem die trocknenden Öle, Lösungen von Harzen in trocknenden Ölen, trocknende Phthalsäureharze u. a. m.).

Die Technik der Anstrichstoffe für Holz ist zur Zeit in besonders lebhafter Entwicklung¹. U. a. wird dabei die Verwendung von Leinöl zurückgedrängt. Deshalb unterbleibt hier die Wiedergabe von Wertzahlen. Über den derzeitigen Stand geben u. a. die Bücher der Anstrichtechnik, herausgegeben vom VDI-Verlag und vom Verlag Chemie Auskunft.

B. Oberflächenschutz für Natursteine.

Der wichtigste Oberflächenschutz der Steine wird wohl durch sorgfältige Bearbeitung und Gestaltung der Oberfläche der Bausteine und Bauwerke erreicht; an glatten, senkrechten Flächen sind Ablagerungen von Staub usw. praktisch verhindert; Wasser dringt an solchen Flächen weit weniger ein als in rauen und geneigten oder waagerechten Flächen.

Wenn man weiß, daß Steine im Laufe der Zeit schadhafte werden und ein Schutz zweckmäßig ist, so ist dieser möglichst bald, also am noch gesunden Stein, anzuwenden.

Leinöl kann das Eindringen von Wasser in Sandsteine hindern, wenn es auf den trockenen Stein gebracht wird und wenn der Anstrich rechtzeitig erneuert wird. Ölemulsionen sollen ähnlich helfen. Kaliwasserglas wird für kalkhaltige Steine empfohlen. Silikatfluoride sind bei Kalksteinen bedingt anwendbar. Für Marmor werden Wachs-Xylol-Lösungen angewandt. In allen Fällen ist vor der Anwendung der Rat von Sachkundigen einzuholen, auch zu prüfen, inwieweit das Schutzmittel die Farbe des Steins ändert und ob diese Änderung zulässig erscheint².

Weiteres vgl. unter II, G.

C. Oberflächenschutz für Mauerwerk.

Wenn Mauerwerk wegen mangelhafter Mauerung oder wegen anderen Einwirkungen (undichte Fugen, erfrorener Mörtel, grobe Brandrisse der Steine) wasserdurchlässig ist³, so kann durch einen guten Außenputz geholfen werden.

Treten Ausblühungen auf, so sind diese in der Regel unbedenklich und im Laufe der Zeit aufgehört, wenn es sich um Salze aus den Ziegeln handelt. Anders ist es, wenn organische Stoffe (Urin, Jauche, Gartenerde) mit dem Mauerwerk in Berührung kommen; dann ist mit fortschreitender Zerstörung des Fugenmörtels und des Putzes zu rechnen. Der Zerstörung wird Einhalt getan, wenn den schädlichen Stoffen der Eintritt verwehrt wird; zunächst sind die beschädigten Teile zu entfernen; dann wird mit Wasser reichlich gespült; nach gründlichem Austrocknen wird eine Dichtung mit Bitumen aufgebracht.

D. Oberflächenschutz von Beton.

Vgl. dazu unter VII, N und P.

E. Oberflächenschutz von Stahl.

Der unmittelbare Oberflächenschutz⁴ des Stahls erfolgt im Bauwesen

- a) durch metallische Überzüge,
- b) durch chemische Oberflächenbehandlung,
- c) durch Anstriche,
- d) durch Emaillieren.

¹ BRODERSEN, Bautechnik 1939, S. 589.

² EISSNER u. DREXLER u. GRAF u. GÖBEL: Schutz der Bauwerke, S. 20 u. 21. Berlin 1930, ferner RATHGEN u. KOCH: Merkblatt für Steinschutz. Berlin 1939.

³ THEIN: Regendurchlässigkeit bei Ziegelrohbauten, Ursachen und Maßnahmen zur Verhütung. Berlin 1932.

⁴ Über den mittelbaren Schutz vgl. auch unter X, U, S. 426.

Die *metallischen Überzüge* entstehen durch Tauchen des Stahlstücks in ein Bad des Überzugmetalls (Blei, Zink¹, Zinn), durch Erhitzen des Stahlstücks in einem Pulver des Überzugmetalls, wobei Diffusion eintritt (mit Aluminium und Zink), durch Galvanisieren, mit Aufbringen eines Metalls auf dem Stahl, z. B. von Chrom, Nickel, Kadmium, Zink, Zinn usw. aus einer Metallsalzlösung mit niedergespanntem elektrischem Strom, schließlich durch Aufwalzen von schützenden Metallblechen auf Stahlbleche, Stahlbänder usw. (plattierte Bleche). Auch das Auftragen der Metalle durch Spritzen nach SCHOOP ist hier zu nennen (z. B. Bleiüberzüge für die chemische Industrie).

Bei der *chemischen Oberflächenbehandlung* soll an der Oberfläche des Stahls eine rostverhindernde Schicht entstehen; die Behandlung geschieht durch Tauchen in Beizen (Brünieren), durch Tauchen in Salzschmelzen, durch Phosphatieren (Erzeugung einer festhaftenden Metallphosphatschicht), durch Aufstreichen eines Stoffes, der mit dem Rost und mit dem Stahl eine chemische Verbindung eingeht (Inox u. a.), durch Einwirkung von Gasen (z. B. Ammoniak beim Nitrieren). Wenn ein besonders guter Schutz durch Deckanstriche beabsichtigt ist, so bilden die chemisch behandelten Oberflächen einen guten Haftgrund.

Die *Anstriche* sind im Bauwesen besonders wichtig. In erster Linie werden trocknende Öle (Bleimennige, Eisenmennige usw.) als Grundanstriche verwendet. Auf diese Rostverhinderer werden zum Schutz gegen die Witterung und für die Erlangung des gewünschten Aussehens ein, besser zwei Deckanstriche aufgebracht². Hierzu sind die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn zu beachten. Weiter sind zu nennen: Anstriche mit Kunstharzen, Chlorkautschuk (gegen Säuren und Alkalien), mit Lacken sehr verschiedener Art, mit Metallfarben, mit Bitumen, nicht zuletzt mit Gemischen aus Bitumen und Teer.

Die Technik der Anstrichstoffe ist in starker Wandlung. Vgl. dazu das am Schluß von A, 2 Gesagte.

Beim *Emaillieren* wird eine glasartige Masse auf das Eisen gebrannt (Schutz gegen Säuren).

F. Oberflächenschutz von Aluminium und Aluminiumlegierungen.

Auch hier erfolgt der Oberflächenschutz

- a) durch metallische Überzüge,
- b) durch chemische Oberflächenbehandlung,
- c) durch Anstriche.

Besonders wichtig und praktisch wertvoll ist die chemische Behandlung durch elektrische Oxydation des Aluminiums (Eloxieren) oder durch Eintauchen in heiße Chromatlösungen (modifiziertes BAUER-VOGEL-Verfahren) oder in anderer Weise. Näheres u. a. im Aluminium-Taschenbuch.

Ist die Aluminiumlegierung häufig feucht und treten dabei Säuren und Alkalien auf, so ist ein Schutzanstrich zweckmäßig, z. B. Bitumen auf Dichtungsblechen in Betonbauwerken.

G. Vorschriften für Anstriche und für ihre Prüfung.

Für den Hochbau sind in erster Linie die „Technischen Vorschriften für Bauleistungen“, Teil XIII, Maler- und Anstreicherarbeiten, aufgestellt vom Reichsverdingungsausschuß zu beachten. Für den Stahlbau sind die „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken“, herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn, wichtig. Ferner sei auf die ebenfalls von der Deutschen

¹Im Zinkbad wird der Stahl erwärmt. Dabei kann im kaltbearbeiteten (kaltgebogenen, kaltgehammerten) Stahl eine ausgeprägte Alterung auftreten; damit wird die Formbarkeit des Stahls bei gewöhnlicher Temperatur bedeutend vermindert.

²Vgl. auch LINDERMAYER: Z. VDI 77 (1933) S. 386 (Versuche der Reichsbahn); ferner ACKERMANN: Bautechn. 15 (1937) S. 110 (Anstriche für Wehrkonstruktionen).

Reichsbahn erlassene „Vorläufige Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken“ verwiesen. Der Reichsausschuß für Lieferbedingungen (RAL) hat für Bleimennige, Lithopone und andere Anstrichstoffe Lieferbedingungen herausgegeben. Außerdem sei hier auf das Taschenbuch für die Farben- und Lackindustrie, herausgegeben von WOLF, SCHLICK und WAGNER, weiterhin auf Bd. III des Handbuchs der Werkstoffprüfung verwiesen.

XVII. Bitumen, Teer und verwandte Stoffe¹.

A. Allgemeines.

Als Bitumen werden die natürlich vorkommenden, sowie die durch einfache Destillation aus Naturstoffen hergestellten flüssigen oder festen, schmelzbaren und löslichen Kohlenwasserstoffgemische bezeichnet. Man kann unterscheiden²:

1. Bitumen, größtenteils löslich in CS₂ und größtenteils verseifbar (Montanwachs, fossile Harze usw.),
2. Bitumen, größtenteils löslich in CS₂ und größtenteils unverseifbar (Erdöle und Erdöledestillationsrückstände, natürliche Asphalte, Asphaltgesteine u. a. m.),
3. Bitumen, größtenteils unlöslich in CS₂ und größtenteils unverseifbar (Bitumen in Kohle, Ölschiefer usw.).

Verwandte Stoffe sind die Teere und Peche. Die Teere (Holzteer, Braunkohlenteer, Steinkohlenteer, Wassergasteer usw.) werden durch destruktive Destillation organischer Naturstoffe gewonnen und durch Destillation in Teeröle und Pech (letzteres als Destillationsrückstand) zerlegt.

Die Zusammensetzung der Bitumen, Teere und Peche ist naturgemäß außerordentlich mannigfaltig, ußerdem durch die Art der Aufbereitung wesentlich beeinflußt.

Bitumen und Teer werden verwendet: im Straßenbau (als Bindemittel und Dichtungsmittel), als Vergußmasse (unter anderem im Straßenbau), zu Dachpappen, als Anstrich und Deckschicht zum Abdichten gegen Wasser, zum Isolieren gegen Strom u. a. m.

Die Beurteilung der Bitumen und der Teere erfolgt nach DIN 1995 und 1996, wenn die Stoffe im Straßenbau benützt werden sollen³. Wenn es sich um Dichtungsmassen handelt, ist die Vorschrift der Deutschen Reichsbahngesellschaft für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB) zu beachten. Für Dachpappen u. dgl. vgl. außerdem DIN DVM 2117 bis 2119, 2121 bis 2130, 2136 bis 2139. Für Fugenvergußmassen zu Betonstraßen sind die Richtlinien der Direktion der Reichsautobahnen zu beachten. Wegen Pflasterkitten vgl. die Arbeiten der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen.

B. Für das Bauwesen wichtige Eigenschaften der mit Bitumen und Teer hergestellten Baustoffe⁴.

Die Verwendung der Stoffe geschieht selten unmittelbar, oft vermengt mit Steinmehlen oder anderen Stoffen (um den Formwiderstand zu erhöhen oder das Fließen bei hoher Temperatur zu hindern), oder mit flüssigen Erdölrückständen gemischt, oder als Emulsion (u. a. um die Verarbeitung zu erleichtern).

Bitumen und Teer dienen als Binde- und Dichtungsmittel im Straßenbau; im Bauwesen werden diese Stoffe zu Dichtungen als Pasten und Anstriche, zu Dachpappen, zu Platten usw. verwendet.

¹ MARCUSSON: Die natürlichen und künstlichen Asphalte, 2. Aufl. Leipzig 1931; NEUMANN, E.: Neuzeitlicher Straßenbau, 2. Aufl. Berlin 1932; Straßenbau und Bitumen, herausgegeben von der Arbeitsgemeinschaft der Bitumenindustrie. Berlin 1934. Außerdem Bd. III des Handbuchs der Werkstoffprüfung. Berlin 1941.

² Asphalt u. Teer 33 (1933) S. 353; ferner ABRAHAM u. BRUHL: Asphalt und verwandte Stoffe, Halle 1939, S. 31.

³ Vgl. auch OBERBACH: Teer- u. Asphaltstraßenbau 1939, S. 236f.

⁴ Vgl. auch KROHNKE u. MASING: Der Korrosionsschutz metallischer Werkstoffe und ihrer Legierungen, Leipzig 1940, S. 178 u. f.

Man erwartet im allgemeinen folgende Eigenschaften:

- a) hohe Beständigkeit gegen Wasser und nötigenfalls gegen andere Flüssigkeiten,
- b) in vielen Fällen hohe Wetterbeständigkeit,
- c) gute Verarbeitbarkeit,
- d) gutes Deckvermögen beim Auftragen,
- e) Wasserundurchlässigkeit (auf geeigneten Unterlagen),
- f) hohe Formbarkeit, oft bei niederen Temperaturen, auch hinreichenden Formwiderstand bei den jeweils höchsten Temperaturen,
- g) große Haftfähigkeit an anderen Stoffen und gutes Anbinden an gleiche oder verwandte Stoffe.

Im einzelnen sei noch folgendes hervorgehoben.

Bitumen und Teere werden wegen der Vielfältigkeit der natürlichen Ausgangsstoffe in mannigfaltiger Beschaffenheit geboten; außerdem können sie durch die Weiterverarbeitung den jeweiligen Bedürfnissen weitgehend angepaßt werden. Es ist deshalb zweckmäßig, beim Bezug solcher Stoffe den liefernden Werken anzugeben, zu was die Stoffe verwendet werden sollen und auch die Zusammensetzung der Wässer usw. zu nennen, welche damit in Berührung kommen. Umgekehrt ist von dem Lieferer zu verlangen, daß er beim Angebot genau angibt, wie die Verarbeitung stattfinden soll, damit sich der ausführende Ingenieur ausreichend unterrichten kann, wie er die Arbeit gegebenenfalls zu erledigen hat.

Beim Auftragen der Massen ist ganz besonders zu beachten, daß der Untergrund sauber und möglichst trocken sein muß. Nötigenfalls sind besondere Vorkehrungen für das Trockenhalten des Untergrundes zu treffen. Auf feuchten Flächen sind Voranstriche mit Emulsionen möglich. Beim Aufbringen von Kaltanstrichen ist zu beachten, daß auch bei geeigneter Unterlage mit 1 oder 2 Anstrichen in der Regel noch keine undurchlässige Schicht entsteht; praktisch sind mindestens 3 Anstriche zu empfehlen. Werden dicke Dichtungsschichten in waagrechtlicher Lage unter oder in Bauwerken eingebracht, so ist zu beachten, daß sich diese Schichten durch die Auflast zusammendrücken und daß die Zusammendrückungen mit steigender Temperatur wachsen. Bei den Schichten, die nicht in waagrechtlicher Lage liegen oder bei Bauwerken, die über Sperrschichten waagrechtlichen Kräften ausgesetzt sind, ist zu beachten, daß die Reibung — sie ist abhängig von der Temperatur — verhältnismäßig klein werden kann. Schließlich müssen die Sperrschichten fortdauernd so belastet sein, daß sie an den Tragkörper gepreßt werden; die Anordnung ist so zu wählen, daß die Sperrschichten nicht verschoben oder abgerissen werden können.

XVIII. Leime und zugehörige Holzverbindungen.

Man unterscheidet:

- a) Glutinleim (Hautleim, Knochenleim, Fischleim usw.).
- b) Kaseinleim,
- c) Blotalbuminleim.
- d) Kunstharzleim (Kauritleim, Tegofilm).

Einzelheiten über die Eigenschaften der Leime und ihre Behandlung finden sich in Band III der Schriftenfolge Holzbearbeitung, herausgegeben vom Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung, ferner zu Bd. III des Handbuchs der Werkstoffprüfung.

Für tragende Holzverbindungen werden zur Zeit Kaseinleim und Kunstharzleim verwendet.

Kaseinleim wird zu Bauteilen benutzt, die gegen die Einflüsse der Feuchtigkeit geschützt sind. Zu bevorzugen sind wasserfeste Kunstharzleime. Dabei ist auf die sachgemäße Vorbereitung der Leimflächen, vor allem auf größte Sauberkeit der Abbundflächen zu achten.

Wenn Kauritleim für die Aufgaben des Hochbaues benützt wird, ist es bei sägerauen Abbundflächen nötig, daß ein Leimfestigungspulver beigemischt ist.

Die zugehörigen Gebrauchsvorschriften müssen peinlichst eingehalten werden. Außerdem ist es angezeigt, zur Überwachung der Eigenschaften der verwendeten Leime fortlaufend Probeleimungen auszuführen; insbesondere sollten Probeleimungen vor Verarbeitung jeder neuen Sendung Leim, Härter usw. vorgenommen werden.

Bei Anwendung von reinem Kauritleim ist tadellose Paßfähigkeit, wie sie im allgemeinen nur durch Hobeln erzielt werden kann, erforderlich. Örtliche Unebenheiten, die zur Bildung von sog. Leimnestern führen, sind bei Kauritleim nur mit Leimfestigungspulver zulässig.

Für flächenfeste Verbindungen mit Leimfugen dürfen nur Hölzer mit weniger als 20 % Feuchtigkeit verwendet werden. Der Feuchtigkeitsgehalt ist in jedem Fall durch zuverlässige Meßinstrumente, am einfachsten durch elektrische Feuchtigkeitsmesser, zu ermitteln.

Der Preßdruck soll gleichmäßig wirken und so groß sein, daß überall sattes Anliegen der Leimflächen stattfindet. Der Preßdruck wird zweckmäßig durch Spindelpressen, hydraulische Pressen oder ähnliches erzeugt; Schraubzwingen genügen in der Regel nicht. Die Dauer des Pressens ist den jeweiligen Gebrauchsvorschriften zu entnehmen. Die Lufttemperatur beim Pressen sollte nicht unter 15° betragen, da sonst erheblich längere Preßzeiten erforderlich sind und die Gefahr von Fehlleimungen besteht.

Die zulässige Scherbeanspruchung der Leimungen ist diejenige des Holzes. Die Leimverbindungen müssen so gestaltet werden, daß eine Beanspruchung der Leimung durch vorwiegend senkrecht zur Leimfläche wirkende Kräfte nicht eintritt.

Wenn die zu verleimenden Hölzer gegen Fäulnis und Insekten geschützt werden müssen, ist vorher festzustellen, ob die Leimung vor oder nach dem Tränken erfolgen muß. Abb. 52 enthält zugehörige Feststellungen.

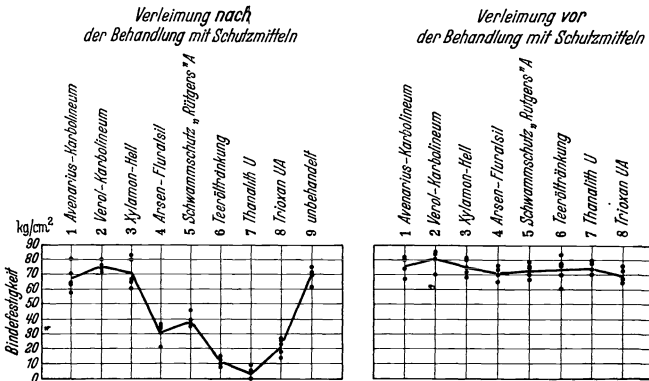


Abb. 52. Einfluß von Holzschutzmitteln auf die Bindefestigkeit von Kauritleim (Scherproben aus Kiefernholz). Bindemittel: Kauritleim mit Leimfestigungspulver.

Baustöße sind im allgemeinen dort anzuordnen, wo die Beanspruchungen gering sind. Bei der Anordnung von Stößen ist möglichst von der Schäftung Gebrauch zu machen.

Wenn zu verleimten Tragwerken Sperrhölzer verwendet werden, müssen letztere mit Kunstharzen verleimt sein. Blockverleimte Sperrplatten dürfen nur geringen Beanspruchungen unterworfen werden; im allgemeinen sind an ihrer Stelle kunstharzverleimte Furnierplatten anzuwenden.

Leimfugen, die der Sonne und dem Regen unmittelbar ausgesetzt werden sollen, müssen vor dem Aufbau mit wasserdichten Anstrichen geschützt werden.

Vermessungskunde.

Von

Dr.-Ing. P. WERKMEISTER†,
weil. o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

EInleitung.

Die Vermessungskunde oder Geodäsie hat die *Aufgabe*, von einzelnen Teilen der Erdoberfläche die Größe und die Gestalt zu bestimmen; sie beschäftigt sich deshalb mit denjenigen Hilfsmitteln und Verfahren, die zur Vermessung und Darstellung von Teilen der Erdoberfläche erforderlich sind. Je nach der Ausdehnung des in Frage kommenden Teiles der Erdoberfläche kann man die Vermessungskunde einteilen in Feldmessung, Landmessung und Erdmessung.

Auf der Erdoberfläche auszuführende Messungen erfordern eine *Vermessungsfläche*; als solche benützt man die Horizontalebene — ausreichend für ein Gebiet bis etwa 50 km^2 —, eine Kugel — ausreichend für ein Gebiet bis etwa $50\,000 \text{ km}^2$ — und ein Umdrehungselipsoid. Die tatsächliche Form der Erdoberfläche ist das Geoid; ihre Bestimmung ist die Aufgabe der Erdmessung.

Das Endziel einer Vermessung besteht in der Darstellung von Punkten und Linien auf der Erdoberfläche in einem Plan oder einer Karte. Da man Gebilde auf der Erdoberfläche in horizontalem und in vertikaalem Sinn darstellen kann, so unterscheidet man zwischen *Horizontal-* oder *Lagemessungen* und *Vertikal-* oder *Höhenmessungen*. Diejenigen Verfahren, bei denen die horizontale und die vertikale Bestimmung von Punkten gleichzeitig ausgeführt wird, bezeichnet man als *tachymetrische Messungen*.

In der Vermessungskunde ist ein *Punkt* horizontal bestimmt durch eine sichtbare vertikale Gerade; im einfachsten Fall durch die Achse eines vertikal stehenden Fluchtstabes. Einer durch zwei Punkte bestimmten *Geraden* gehören auf der Erdoberfläche alle Punkte an, die mit den zwei Punkten in derselben Vertikalebene liegen. Die *Entfernung* zweier Punkte ist die Strecke zwischen ihren Horizontalprojektionen. Der *Flächeninhalt* einer Figur ist der Inhalt ihrer Horizontalprojektion.

In der Vermessungskunde werden Strecken, Flächen und Winkel gemessen. Die *Maßeinheit für die Streckenmessung* ist der Meter; als Vielfache bzw. Teile davon sind im Gebrauch: $1 \text{ km} = 1000 \text{ m}$, $1 \text{ dm} = 0,1 \text{ m}$, $1 \text{ cm} = 0,01 \text{ m}$ und $1 \text{ mm} = 0,001 \text{ m}$. Die Einheit für die *Flächenmessung* ist der Quadratmeter. Vielfache davon sind: $1 \text{ a} = 100 \text{ m}^2$, $1 \text{ ha} = 100 \text{ a} = 10\,000 \text{ m}^2$ und $1 \text{ km}^2 = 100 \text{ ha} = 1\,000\,000 \text{ m}^2$. Die Größe eines Winkels kann man in Gradmaß oder Bogenmaß angeben. Die Maßeinheit für die *Winkelmessung in Gradmaß* ist der rechte Winkel, der auf verschiedene Arten untergeteilt wird: Bei der „Sexagesimalteilung“ oder „alten Teilung“ in 90 Grade zu je 60 Minuten zu je 60 Sekunden ($1^\circ = 60'$, $1' = 60''$); bei der „Zentesimalteilung“ oder „neuen Teilung“ in 100 Grade zu je 100 Minuten zu je 100 Sekunden ($1^g = 100^c$, $1^c = 100^{cc}$). Die Größe eines Winkels φ in *Bogenmaß* angeben heißt $\text{arc } \varphi$ angeben; dabei ist $\text{arc } \varphi = \frac{\varphi}{\rho}$, wobei $\rho = \frac{180^\circ}{\pi} \approx 57,3^\circ \approx 3438' \approx 206\,265''$.

In der Vermessungskunde unterscheidet man drei Arten von Winkeln: Horizontalwinkel mit horizontaler Winkalebene, Vertikalwinkel mit vertikaler Winkalebene und Positionswinkel, bei denen die Winkalebene beliebig liegt.

I. Instrumente zur Ausführung von Lagemessungen.

An jedes zum Messen bestimmte Instrument werden gewisse Anforderungen gestellt. Jedes Instrument muß man deshalb von Zeit zu Zeit einer Untersuchung unterwerfen, bei der nachzusehen ist, ob die in Frage kommenden Anforderungen noch erfüllt sind; ist dies nicht der Fall, so muß man die erforderlichen Berichtigungen vornehmen.

A. Instrumente zur unmittelbaren Streckenmessung und ihre Verwendung.

Die wichtigsten Hilfsmittel zur unmittelbaren Streckenmessung sind die Meßstangen oder Meßblatten und das Meßband.

Die *Meßblatten* sind 3 oder 5 m lange, wenige Zentimeter dicke Maßstäbe aus Holz mit Dezimetermarken, zwischen denen die einzelnen Zentimeter geschätzt werden. Die Meßblatten werden paarweise verwendet; zur Vermeidung von groben Fehlern sind die Latten eines Paares verschiedenfarbig gestrichen. Die gewöhnlichen Meßblatten sind an den Enden eben abgeschnitten; für feinere Messungen verwendet man Latten mit keilförmigen Enden oder Schneidelatten.

Das *Meßband* ist ein 10, 20 oder 25 m langer, wenige Zentimeter breiter und etwa 0,5 mm dicker Stahlstreifen mit aufgenieteten Marken im Abstand von einem Dezimeter. An den Enden ist das Meßband mit Metallringen versehen zum Einstecken der Meßbandstöcke, durch deren Achsen Anfangs- und Endpunkt des Bandes bestimmt sind. Zur Messung von kurzen Strecken verwendet man 10 und 20 m lange Taschenmeßbänder aus Stahl oder Leinen mit Zentimeterteilung.

Bei feineren Messungen muß man die tatsächliche Länge der benützten Meßwerkzeuge kennen; die Bestimmung dieser Längen erfordert besondere Einrichtungen.

Zu Längenmessungen in nicht horizontalem Gelände braucht man noch einige Hilfswerkzeuge; es sind dies das Schnurlot, das Stablot und der Gradbogen.

Das *Schnurlot* ist ein kegelförmiges Metallstück, das so an einer Schnur aufgehängt wird, daß die Kegelspitze in der Verlängerung der Schnur liegt.

Das *Stablot* besteht im einfachsten Fall aus einem Fluchtstab mit angeklebter Dosenlibelle.

Der *Gradbogen* dient zur Messung des Neigungswinkels einer nicht horizontal liegenden Meßlatte. In seiner einfachsten Form (Abb. 1) besteht der Gradbogen aus dem um S schwingenden Pendel P mit der Marke M zum Ablesen an der Teilung T . An den Gradbogen stellt man die Anforderung, daß das Lot von S auf die Aufsetzgerade $A_1 A_2$, durch den Nullpunkt von T gehen muß. Die *Untersuchung* erfolgt durch Bestimmung des Neigungswinkels einer festen Geraden in den zwei möglichen Lagen des Gradbogens. Eine Berichtigung muß durch den Mechaniker ausgeführt werden.

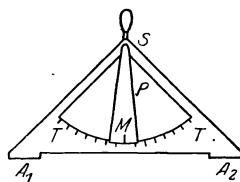


Abb. 1.

Soll die Entfernung von zwei, durch Fluchtstäbe bezeichneten Punkten A und B gemessen werden, so muß man die Gerade zuerst ausfluchten; man weist dabei zwischen A und B weitere, durch Fluchtstäbe bezeichnete Punkte ein.

Bei der *Streckenmessung mit Meßblatten* hat man zu unterscheiden zwischen Messung in ebenem und horizontalem Gelände und Messung in unebenem Gelände. In ebenem und horizontalem Gelände besteht die Messung darin, daß man beide Latten in der Geraden ohne Zwischenraum aneinanderlegt. Die Messung in unebenem Gelände kann nach dem Ablote- oder Staffelverfahren oder nach dem Gradbogenverfahren oder nach dem Zugebeverfahren ausgeführt werden.

Das *Abloteverfahren* besteht darin, daß jede in einem Punkt auf dem Boden aufliegende Latte horizontal so gehalten wird, daß ihr Ende vertikal über oder

unter dem Ende der vorhergehenden Latte liegt. Das Herauf- bzw. Herunterloten der Lattenenden geschieht mit einem Schnurlot oder einem Stablot.

Zum *Gradbogenverfahren* verwendet man am besten Schneidelatten; es wird dabei jede Latte auf den Boden und lückenlos an die vorhergehende Latte gelegt. Da die so gemessene Länge zu groß ist, so muß man für jede Lattenlage eine mit dem Gradbogen zu bestimmende Verbesserung $c = 2L \sin^2 \frac{\alpha}{2}$ anbringen, wobei L die Lattenlänge und α der Neigungswinkel ist. Meist ist die Teilung T des Gradbogens (Abb. 1) so gestaltet, daß man an ihr nicht α , sondern unmittelbar c abliest.

Beim *Zugebeverfahren* legt man jede Latte ganz auf den Boden, wobei man zwischen je zwei Latten eine kleine Strecke c „zugibt“, die man bei 5 m-Latten für nicht zu große Höhenunterschiede h zwischen den Enden der vorhergehenden und folgenden, horizontal gehaltenen Latte erhält aus $c \approx (h \text{ dm})^2$.

In wenig geneigtem Gelände verwendet man am besten das Gradbogenverfahren oder auch das Zugebeverfahren; in mittlerem Gelände sind das Gradbogen- und das Abloteverfahren ungefähr gleichwertig; in steilem Gelände benützt man das Abloteverfahren.

Das *Meßband* eignet sich besonders zur Messung in horizontalem und in gleichmäßig geneigtem Gelände. In unebenem Gelände verwendet man entweder das Abloteverfahren oder das Gradbogenverfahren. Beim Abloteverfahren werden die mit einer Dosenlibelle versehenen Meßbandstücke als starre Lote benützt. Beim Gradbogenverfahren bestimmt man den Neigungswinkel α mit einem Neigungsmesser und berechnet die Verbesserung c aus $c = 2L \sin^2 \frac{\alpha}{2}$, wobei L die Länge des Bandes.

In bezug auf die *Genauigkeit* ist die Messung mit Latten derjenigen mit dem Band überlegen; diese geht aber rascher vorwärts und ist weniger ermüdend.

B. Instrumente zum Abstecken von rechten und flachen Winkeln und ihre Verwendung.

Man kann diese Instrumente einteilen in Diopter-, Spiegel- und Prismeninstrumente.

1. Die **Diopterinstrumente** haben Zielvorrichtungen, bestehend aus zwei schmalen, einander gegenüberliegenden Schlitzten oder aus einem Schlitz mit gegenüberliegendem Faden. Das gebräuchlichste Diopterinstrument ist die *Kreuzscheibe* (Abb. 2), bei der auf einem Kegelmantel zwei Paar Zielslitze so angebracht sind, daß die beiden Zielebenen senkrecht zueinander stehen. Die Kreuzscheibe ist auf einem in eine Spitze auslaufenden Metallstab befestigt, der mit einer Dosenlibelle vertikal gestellt werden kann.

Die Kreuzscheibe dient zum Errichten von Loten, zum Aufsuchen von Lotfußpunkten und auch zum Angeben bzw. Aufsuchen von Punkten einer Geraden. An die Kreuzscheibe werden die folgenden *Anforderungen* gestellt: Die Stabachse muß bei ein spielender Dosenlibelle vertikal stehen; die Untersuchung erfolgt mit einem Schnurlot. Je zwei gegenüberliegende Schlitzte müssen bei vertikal stehendem Stab in einer Vertikalebene liegen; die Untersuchung geschieht mit einer vertikalen Geraden (Lotschnur, Hauskante). Die Stabachse muß in jeder der zwei Zielebenen liegen, also mit deren Schnittlinie zusammenfallen; die Untersuchung beruht darauf, daß durch zwei Punkte nur eine Gerade bestimmt ist. Die beiden Zielebenen müssen senkrecht zueinander stehen; die Untersuchung geht davon aus, daß in einem Punkt einer Geraden nur ein Lot möglich ist. Bei der Untersuchung einer Kreuzscheibe sich zeigende Fehler können nicht beseitigt werden.

Bei der *Verwendung der Kreuzscheibe* zum Bestimmen von weiteren Punkten einer durch zwei Punkte gegebenen Geraden kann die Kreuzscheibe in einem

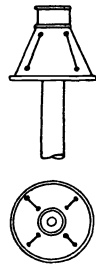


Abb. 2.

gegebenen Punkt oder sie muß in einem gesuchten Punkt aufgestellt werden; im letzteren Fall findet man den Punkt durch Versuche. Beim Errichten des Lotes in einem gegebenen Punkt einer Geraden stellt man die eine Zielebene in die Gerade und kann dann mit der anderen Punkte des Lotes angeben. Den Fußpunkt des Lotes von einem Punkt auf eine Gerade erhält man durch Versuche.

2. Die **Spiegelinstrumente** beruhen auf dem Satz: Stehen die Ebenen zweier Spiegel senkrecht zu einer dritten Ebene, so ist der Winkel zwischen einem parallel zur dritten Ebene einfallenden Strahl und dem nach zweimaliger Spiegelung austretenden Strahl gleich dem doppelten Winkel zwischen den zwei Spiegelebenen. In Frage kommen zwei Spiegelinstrumente, der **Winkelspiegel** und das **Spiegelkreuz**. Beim **Winkelspiegel** bilden die zwei Spiegelebenen einen Winkel von 45° ; man kann ihn deshalb zum Fällen und Errichten von Lotes benützen. Beim **Spiegelkreuz** ist der Winkel zwischen den zwei Spiegelebenen 90° ; es dient deshalb zum Aufsuchen von Punkten einer Geraden. Bei beiden Instrumenten ist der eine Spiegel fest und der andere drehbar in einem Metallgehäuse untergebracht, so daß der Winkel zwischen den zwei Spiegelebenen — z. B. mit Zug- und Druckschrauben — bei der Berichtigung um kleine Beträge geändert werden kann. Die Spiegelinstrumente werden am besten auf einem Stab verwendet, der aber nicht wie bei der Kreuzscheibe beim Gebrauch in den Boden gesteckt werden muß.

Bei der **Verwendung des Winkelspiegels** zum Errichten des Lotes in einem gegebenen Punkt einer Geraden sieht man in der Lotrichtung. Ist der Fußpunkt des Lotes von einem Punkt auf eine Gerade zu bestimmen, so schaut man in der zuvor ausgeflichteten Geraden und bewegt in dieser das Instrument in der erforderlichen Richtung.

Die **Untersuchung des Winkelspiegels** beruht darauf, daß in einem Punkt S einer Geraden AB nur ein Lot möglich ist, und geschieht dadurch, daß man zuerst das Lot auf SA und dann das auf SB errichtet. Erhält man dabei zwei verschiedene Lotpunkte P_1 und P_2 , so entspricht P_1P_2 dem doppelten Fehler. Die Berichtigung des Winkelspiegels erfolgt mit Hilfe des Mittelpunktes P von P_1P_2 durch Verändern des Winkels zwischen den beiden Spiegeln.

Bei der **Verwendung des Spiegelkreuzes** zum Bestimmen eines Punktes einer durch zwei Punkte A und B gegebenen Geraden geht man quer zu AB so lange hin und her, bis die in den zwei Spiegeln gesehenen Bilder von A und B genau übereinanderliegen.

Die **Untersuchung des Spiegelkreuzes** beruht darauf, daß durch zwei Punkte nur eine Gerade möglich ist. Ein sich zeigender Fehler wird durch Veränderung des Winkels zwischen den beiden Spiegeln beseitigt.

3. Die **Prismeninstrumente** beruhen auf dem Spiegelgesetz und den Gesetzen über Strahlenbrechung. Gebräuchliche Prismeninstrumente sind das Dreiseit- oder Winkelprisma und das Fünfseit- oder Penta- oder Winkelspiegelprisma für rechte Winkel sowie das Prismenkreuz für flache Winkel. Die Prismeninstrumente werden am besten auf einem Stab verwendet, der beim Gebrauch nicht festgesteckt werden muß.

a) Das **Dreiseitprisma** hat als Querschnitt ein gleichschenkelig rechtwinkliges Dreieck, bei dem die Hypotenusenfläche ein Spiegel ist. Ein die Kathetenfläche AB (Abb. 3) treffender, in einem Querschnitt liegender Lichtstrahl kann je nach der Größe des Winkels α auf zwei verschiedenen Wegen durch das Prisma gehen. Der Winkel φ zwischen dem ein- und dem austretenden Strahl ist bei dem einen

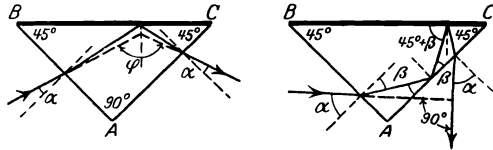


Abb. 3.

Weg $90^\circ + 2\alpha$ und bei dem andern 90° ; im ersten Fall erhält man „bewegliche“ und im zweiten „feste“ Bilder. Die festen Bilder werden beim Abstecken von rechten Winkeln benützt.

Bei der Verwendung des Dreiseitprismas zum Errichten des Lotes in einem gegebenen Punkt P einer Geraden BC (Abb. 4) hält man die Hypotenusenfläche des Prismas ungefähr parallel zu BC und weist den Punkt D in der Verlängerung des Bildes von z. B. B ein. Ist der Fußpunkt F (Abb. 5) des Lotes von P auf die ausgefluchtete Gerade AB zu bestimmen, so hält man die Hypotenusenfläche des Prismas ungefähr senkrecht zu AB und bewegt das Prisma in der erforderlichen Richtung.

Die Untersuchung des Dreiseitprismas geschieht in derselben Weise wie die des Winkelspiegels. Ein sich zeigender Fehler muß durch den Optiker beseitigt werden.

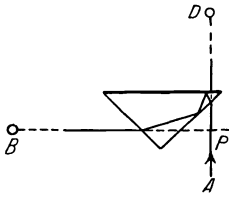


Abb. 4.

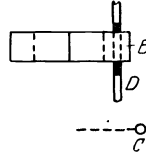


Abb. 5.

b) Das Fünfseitprisma hat als Querschnitt (Abb. 6) ein zu einer Diagonale symmetrisches Viereck, bei dem die durch diese Diagonale geteilten Winkel 45° bzw. 90° groß sind; die den 45° großen Winkel einschließenden Seitenflächen des Prismas sind Spiegel. Die Prismenkante mit dem Scheitel des 45° -Winkels ist abgeschnitten, so daß die äußere Form des Prismas eine fünfseitige ist. Der Winkel zwischen einem durch eine nicht belegte Seitenfläche in einem Querschnitt eintretenden Strahl und dem entsprechenden austretenden Strahl ist 90° . Im Vergleich zum Dreiseitprisma hat das Fünfseitprisma die Vorzüge, daß man nicht zwischen festen und beweglichen Bildern zu unterscheiden hat, daß die Bilder heller sind, daß es ein größeres Gesichtsfeld hat, und daß der Scheitel des rechten Winkels innerhalb des Prismas liegt.

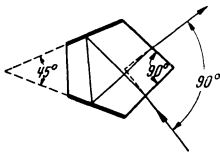


Abb. 6.

Die Verwendung des Fünfseitprismas zum Errichten und Fällen von Loten ist dieselbe wie beim Winkelspiegel; auch die Untersuchung erfolgt in derselben Weise.

c) Das Prismenkreuz besteht aus zwei übereinander angeordneten Dreiseit- oder Fünfseitprismen. In bezug auf die Verwendung und die Untersuchung stimmt es mit dem Spiegelkreuz überein.

4. Bemerkungen zu den Diopter-, Spiegel- und Prismeninstrumenten.

Die Kreuzscheibe hat den Nachteil, daß sie fest in den Boden gesteckt werden muß und deshalb auf hartem Boden nicht verwendet werden kann. Die gewöhnlichen Spiegel- und Prismeninstrumente versagen in steilem Gelände. Die Kreuzscheibe und die Rechtwinkelprismen haben den Vorzug der Unveränderlichkeit. Die Kreuzscheibe eignet sich besonders für das Errichten oder Abstecken von Loten. Zu empfehlen ist eine Kreuzscheibe mit aufgesetztem Fünfseitprisma.

C. Einzelne Teile der feineren Meßinstrumente.

Wichtige Einzelteile des Theodolits und des Nivellierinstrumentes sind die Libelle, das Ziel- oder Ablesefernrohr und die Vorrichtungen zum genauen Ablesen an feinen Teilungen.

1. Die Libelle dient zum Horizontallegen und Vertikalstellen von Geraden und Ebenen. Es gibt zwei Libellenarten, die Röhrenlibelle und die Dosenlibelle.

a) Die Röhrenlibelle ist eine in Metall gefaßte zylindrische Glasröhre, die innen nach einem flachen Kreisbogen tonnenförmig ausgeschliffen ist. Die Röhre, deren Enden zugeschmolzen sind, ist bis auf die Libellenblase mit einer leicht beweglichen

Flüssigkeit gefüllt. Die Außenseite der Röhre ist mit einer Teilung versehen, deren Mittelpunkt der *Spielpunkt* der Libelle ist. Die Tangente im Spielpunkt an den Ausschleifungsbogen ist die *Libellenachse*; sie liegt bei einspielender Libelle horizontal. Der Winkel, um den man eine Libelle neigen muß, damit die Blase sich um einen Teil der Teilung — 2,26 mm oder 2,0 mm oder 2,5 mm — weiterbewegt, heißt *Angabe* oder *Empfindlichkeit* der Libelle. Die für den Bauingenieur in Frage kommenden Theodolite und Nivellierinstrumente haben Libellen mit 10 bis 30 Sekunden Empfindlichkeit.

Die *Doppel-* oder *Wendelibelle* ist an zwei einander gegenüberliegenden Stellen ausgeschliffen; die Mittelpunkte ihrer beiden Teilungen liegen so, daß die beiden Libellenachsen parallel sind.

An Stelle der gewöhnlichen Libelle werden auch Libellen mit parallaxenfreier Beobachtung des Blasenstandes gebaut.

An jede Libelle stellt man die Anforderung, daß die Libellenachse parallel bzw. senkrecht ist zu der Geraden, die mit ihr horizontal gelegt bzw. vertikal gestellt werden soll. Jede Libelle ist deshalb mit einer *Berichtigungsvo­r­rich­tung* versehen. Die Untersuchung einer Libelle geschieht dadurch, daß man die Libelle mit den Stell- oder Fußschrauben des Instruments zum Einspielen bringt und dann die Libellenenden durch Drehen des Instruments oder durch Umsetzen der Libelle vertauscht; ein jetzt sich zeigender Ausschlag der Libellenblase entspricht dem doppelten Fehler der Libelle und wird je hälftig mit der Berichtigungsvo­r­rich­tung der Libelle und den Stellschrauben beseitigt.

Das *Horizontalle­gen einer Ebene* geschieht dadurch, daß man zwei Gerade der Ebene mit der Libelle horizontal legt. Die *Vertikalstellung einer Geraden* — z. B. der Umdrehungsachse eines Instruments — mit einer mit ihr fest verbundenen Röhrenlibelle erreicht man dadurch, daß man die Libelle in zwei Stellungen einspielen läßt.

b) Die *Dosenlibelle* ist ein in Metall gefaßtes zylindrisches Glasgefäß, dessen Glasdeckel im Innern kugelförmig ausgeschliffen ist, und das bis auf die kreisförmige Libellenblase mit einer leicht beweglichen Flüssigkeit gefüllt ist. Auf der Außenseite des Deckels befindet sich ein Kreis, dessen Mittelpunkt der *Spielpunkt* der Libelle ist. Die Berührungsebene im Spielpunkt an die Ausschleifungskugel ist die *Libellen-, Achse*, sie liegt bei einspielender Libelle horizontal. Das in bezug auf die zu stellende Anforderung und die Untersuchung bei der Röhrenlibelle Gesagte gilt auch für die Dosenlibelle.

Die Dosenlibelle hat im Vergleich zur Röhrenlibelle den Vorzug, daß die *Horizontalle­gung einer Ebene* oder die *Vertikalstellung einer Geraden* in einer Lage der Libelle möglich ist. Da die Dosenlibelle eine geringere Empfindlichkeit als die Röhrenlibelle hat, so wird sie zunächst für weniger feine Einstellungen benützt.

2. Das *Ziel-* oder *Ablesefernrohr* besteht aus dem Objektiv, dem Okular und dem Fadenkreuz; seine *Zielachse* ist bestimmt durch den Mittelpunkt des Objektivs und das Fadenkreuz. Bei der auf RAMSDEN zurückgehenden Form besteht das Fernrohr aus der Objektivlinse L_1 (Abb. 7) und dem aus zwei Linsen L_2' und L_2'' zusammengesetzten Okular; das Fadenkreuz F befindet sich zwischen den beiden Okularlinsen und dem Objektiv. Die Scharfeinstellung des Fadenkreuzes F geschieht durch verändern des Abstandes zwischen dem Okular $L_2' L_2''$ und F . Die Scharfeinstellung eines Gegenstandes wird durch verändern des Abstandes zwischen F und L_1 erreicht.

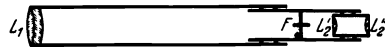


Abb. 7.

Bei einer anderen Form des Fernrohrs ist der Abstand zwischen Fadenkreuz und Objektiv unveränderlich. Dieses Fernrohr besteht aus der Objektivlinse L_1 (Abb. 8), dem aus zwei Linsen L_2' und L_2'' zusammengesetzten Okular, dem Fadenkreuz F und der Linse L_3 . Die Scharfeinstellung des Fadenkreuzes F geschieht durch verändern

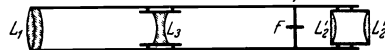


Abb. 8.

des Abstandes zwischen dem Okular $L'_2 L''_2$ und F . Die Scharfeinstellung eines Gegenstandes erreicht man durch Verschieben der inneren Einstelllinse L_3 .

Die das Fadenkreuz tragende Platte wird so von Druckschrauben gehalten, daß sie um kleine Beträge horizontal bzw. vertikal verschoben werden kann. Damit den beiden Fäden des Fadenkreuzes eine bestimmte Stellung gegeben werden kann, ist die Fadenkreuzplatte oder der sie tragende Ring drehbar angeordnet.

Vor Benützung eines Fernrohrs zum Zielen oder Ablesen ist dafür zu sorgen, daß das vom Beobachter durch das Okular gesehene Bild des Fadenkreuzes scharf ist. Man erreicht dies dadurch, daß man das Fernrohr gegen einen hellen Hintergrund richtet und den Abstand zwischen Okular und Fadenkreuz entsprechend verändert. Hat man dann nach Scharfeinstellung eines Punktes diesen mit einem Faden angezielt, so dürfen sich beim Hin- und Herbewegen des Auges vor dem Okular die Bilder von Fadenkreuz und Gegenstand gegenseitig nicht verändern; ist das letztere nicht der Fall, so besteht für den Beobachter „Parallaxe“.

Die *Vergrößerung eines Fernrohrs* kann man dadurch bestimmen, daß man das Fernrohr gegen einen mit einer gleichmäßigen Teilung versehenen Gegenstand (Maßstab, Ziegelsteinmauer) richtet und das mit dem einen Auge durch das Fernrohr gesehene Bild eines Teils der Teilung vergleicht mit der mit dem anderen Auge unmittelbar gesehenen Teilung.

Die *Genauigkeit des Zielens* mit einem Fernrohr gibt man durch den mittleren Zielfehler μ an; dieser ist insbesondere abhängig von der Vergrößerung v des Fernrohrs. Versuche haben ergeben, daß für einen geübten Beobachter $\mu = \pm \frac{3''}{\sqrt{v}}$ bis $\pm \frac{10''}{\sqrt{v}}$ ist.

3. Vorrichtungen zum genauen Ablesen an feinen Teilungen braucht man insbesondere beim Theodolit. Die wichtigsten Ablesevorrichtungen sind der Nonius und das Ablesemikroskop; das letztere kommt in verschiedenen Formen vor, es sind dies insbesondere das Strichmikroskop, das Skalamikroskop, das Noniusmikroskop und das Schraubenmikroskop. Jede Ablesevorrichtung ist mit einer Nullmarke versehen, durch deren Lage zur Teilung die jeweilige Ablesung bestimmt ist. Mit der Ablesevorrichtung bestimmt man den Abstand zwischen der Nullmarke und dem vorhergehenden Teilungsstrich.

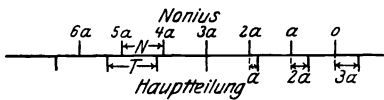


Abb. 9.

a) *Der Nonius* ist eine mit der Nullmarke beginnende, in der Richtung der Teilung gehende und aus n gleichen Teilen bestehende Hilfstheilung, deren Länge gleich $(n-1)$ Teilen der Hauptteilung ist. Ist T der Wert zwischen zwei Strichen

der Hauptteilung (Abb. 9) und N der zwischen zwei Noniusstrichen, so ergibt sich die *Angabe a* des Nonius aus $a = T - N = \frac{T}{n}$. Fallen zwei Striche vom Nonius und der Teilung zusammen, so ist der Abstand zwischen den beiden nächsten Strichen a , zwischen den beiden übernächsten $2a$ usw. Die Noniusstriche werden deshalb von der Nullmarke aus nach Vielfachen von a beziffert. Fällt ein Noniusstrich mit einem Strich der Teilung zusammen, so gibt die an ihm stehende Zahl den Wert des Abstands der Nullmarke von dem dieser vorhergehenden Teilungsstrich an.

b) *Beim Strichmikroskop* ist die Ablesung am einfachsten auszuführen. Das Strichmikroskop hat im Gesichtsfeld einen Strich als Null- oder Ablesemarke; der Abstand zwischen dieser und dem ihr vorhergehenden Teilungsstrich wird geschätzt. Kreisteilungen für Strichmikroskopablesung haben Striche von 10 zu 10 Minuten (Abb. 10), so daß durch Schätzung auf ganze Minuten genau abgelesen werden kann.

An das Strichmikroskop stellt man die Anforderungen, daß der Ablesestrich und die Teilung gut sichtbar sind, und daß der Ablesestrich und die Teilstriche

parallel sind. Das Strichmikroskop muß deshalb „eingestellt“ sein. Die Einstellung des Striches geschieht durch Verschieben des Okulars, die der Teilung durch Verschieben des ganzen Mikroskops. Die Parallelstellung der Striche erreicht man durch Drehen des Mikroskops in seinem Halter.

c) Das *Skalamikroskop* hat im Gesichtsfeld eine auf einem Glasplättchen angegebene Skala, deren Bezifferung entgegengesetzt geht zu der Bezifferung der Teilung. Bei Kreisteilungen ist die Skala entweder derart, daß — im Mikroskop gesehen — 10 Teile der Skala übereinstimmen mit einem 20' großen Teil der Teilung (Abb. 11), oder derart, daß 60 Teile der Skala übereinstimmen mit einem 1° oder 60' großen Teil der Teilung; im ersten Fall liest man unmittelbar $\frac{1}{10}$ und durch Schätzung $\frac{1}{100}$ eines Teils der Hauptteilung oder 2' bzw. 0,2' oder 12'' ab, im zweiten Fall liest man unmittelbar $\frac{1}{60}$ oder 1' und durch Schätzung $\frac{1}{600}$ oder 0,1' oder 6'' ab.

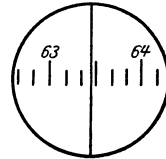


Abb. 10.

Das Skalamikroskop muß wie das Strichmikroskop „eingestellt“ und außerdem „abgestimmt“ werden; es ist abgestimmt, wenn — im Mikroskop gesehen — die Länge der Skala gleich dem Abstand zwischen zwei Strichen der Teilung ist. Das *Abstimmen* geschieht durch Versuche, wozu auch das Objektiv zum Verschieben eingerichtet sein muß.

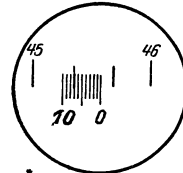


Abb. 11.

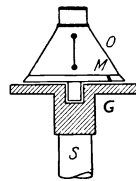
d) Das *Noniusmikroskop* unterscheidet sich vom Skalamikroskop dadurch, daß im Gesichtsfeld an Stelle der Skala ein der Teilung angepaßter Nonius vorhanden ist. Das Noniusmikroskop muß auch eingestellt und abgestimmt werden.

e) Beim *Schraubenmikroskop*, das zunächst bei Instrumenten für feinste Messungen Verwendung findet, wird der Abstand zwischen seiner Nullmarke und dem vorhergehenden Teilungsstrich mit einer Schraube gemessen, durch die ein im Gesichtsfeld des Mikroskops sichtbarer Doppelfaden bewegt wird; die Ablesungen werden an der mit einer Teilung versehenen Schraubentrommel gemacht. Das Schraubenmikroskop muß ebenfalls eingestellt und abgestimmt werden.

D. Instrumente zum Messen von Horizontalwinkeln.

Die Instrumente zum Messen von Horizontalwinkeln sind die Gradscheibe, die Prismentrommel, der Theodolit und die Busssole.

1. Die *Gradscheibe* besteht aus der mit dem Stab S (Abb. 12) fest verbundenen Grundplatte G, in der der kreisförmig ausgebildete Oberteil O drehbar ist. Die Grundplatte ist mit einer Gradteilung T versehen, an der mit einer Marke M des Oberbaus abgelesen werden kann. Die Gradscheibe kommt nur für Messungen von geringer Genauigkeit in Frage.



2. Die *Prismantrommel* besteht aus zwei übereinander angeordneten Dreieck- oder Fünfeckprismen, von denen das eine Prisma fest und das andere drehbar angeordnet ist. Das drehbare Prisma ist mit einer Marke verbunden, mit der an einer am Gehäuse angebrachten Gradteilung abgelesen werden kann. Die Prismantrommel wird auf einem Stab verwendet und wird bei Messungen von geringer Genauigkeit benutzt.

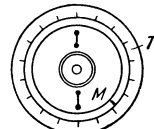


Abb. 12.

3. Der *Theodolit* wird auf einem Stativ verwendet. Die Befestigung auf dem Stativ geschieht entweder mit einer Schraube in Verbindung mit einer Spiralfeder oder mit einer Schraube, die auf eine Platte wirkt, mit der die

Fußschrauben des Instruments verbunden sind; vor dem Anziehen der Schraube kann der Theodolit um mehrere Zentimeter auf dem Stativ verschoben werden.

Beim Theodolit kann man zwei Hauptteile unterscheiden, den Unterbau und den Oberbau. Der *Unterbau* besteht aus den drei Fußschrauben *A* (Abb. 13) und dem Limbus *B* mit dem Teilkreis. Beim *einfachen Theodolit* ist der Limbus mit dem Teilkreis fest mit dem Unterbau verbunden (Abb. 13a und 13b), beim *Repetitionstheodolit* ist der Limbus mit dem Teilkreis im Unterbau drehbar (Abb. 13c). Der im Unterbau drehbare *Oberbau* besteht aus der Alhidade *C* mit den Vorrichtungen zum Ablesen am Teilkreis, den Fernrohrträgern *D*, der Kippachse *E* und dem Fernrohr *F*. Die Aufstellung des Theodolits erfordert eine Röhrenlibelle in Gestalt einer fest mit einem Alhidadenteil verbundenen *Alhidadenlibelle G*

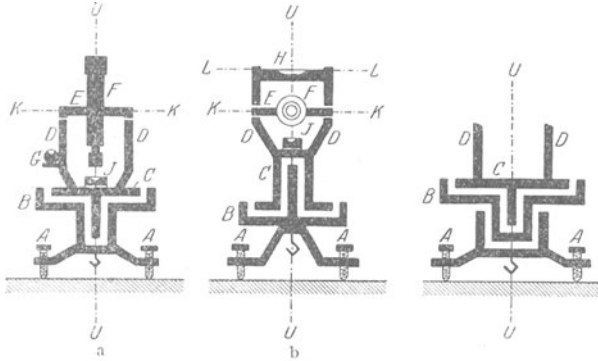


Abb. 13 a—c.

(Abb. 13a) oder einer lose auf die Kippachse gesetzten *Reillibelle H* (Abb. 13b). Erwünscht ist eine *Dosenlibelle J* (Abb. 13a und 13b) für die vorläufige Aufstellung.

Damit die drehbaren Teile des Theodolits in bestimmten Stellungen festgehalten werden können, sind *Klemmschrauben* erforderlich. Zu jeder Klemmschraube gehört eine *Feinbewegungsschraube*, mit deren Hilfe der festgeklemmte Teil noch um kleine Beträge gedreht werden kann. Neben dem einfachen Theodolit und dem Repetitionstheodolit gibt es auch Instrumente mit einem nur durch Reibung festgehaltenen und von Hand drehbaren Teilkreis.

Die Einheit des Teilkreises ist von dessen Durchmesser und von der Art der Ablesevorrichtung abhängig. Übliche Teilungseinheiten sind 1° , $\frac{1}{2}^\circ$, $\frac{1}{3}^\circ$, $\frac{1}{4}^\circ$ und $\frac{1}{15}^\circ$ bzw. 1^g , $\frac{1}{2}^g$, $\frac{1}{4}^g$ und $\frac{1}{5}^g$. Die Bezifferung der Teilung geht im Uhrzeigersinn. Zur Unschädlichmachung eines Exzentrizitätsfehlers der Alhidade — der Schnittpunkt der Alhidadendrehachse mit der Teilkreisebene fällt nicht mit dem Mittelpunkt der Teilung zusammen — sind meist zwei, einander gegenüberliegende Ablesevorrichtungen vorhanden; bei manchen Instrumenten können beide Ablesevorrichtungen von einer Stelle aus abgelesen werden, und zwar derart, daß man sofort das Mittel aus beiden Ablesungen erhält.

Vielfach ist der eine der beiden Fernrohrträger horizontal oder vertikal aufgeschnitten, so daß mit einer Zug- und einer Druckschraube das eine Kippachsenende um kleine Beträge gehoben oder gesenkt werden kann.

Das Fernrohr ist entweder zwischen den beiden Fernrohrträgern — „zentrisch“ — oder an dem einen Kippachsenende — „exzentrisch“ — angebracht. Zur Unschädlichmachung von gewissen Fehlern muß man die Lage von Objektiv und Okular vertauschen oder das Fernrohr „durchschlagen“ können. Bei einem aus optischen Gründen langen Fernrohr muß beim Durchschlagen des Fernrohrs dieses aus seinen Lagern genommen werden. Damit das Fernrohr in einer bestimmten Stellung festgehalten werden kann, ist es mit einer Klemmschraube

versehen; zu dieser gehört eine Feinbewegungs- oder Kippschraube, mit der das festgeklemmte Fernrohr noch um kleine Beträge geneigt oder gekippt werden kann.

Bei der Verwendung des Theodolits zur Messung von Horizontalwinkeln braucht man vom Fadenkreuz des Fernrohrs nur den Vertikalfaden. An Stelle des einen Fadens (Abb. 14) werden vielfach zwei Vertikalfäden verwendet; zweckmäßig ist die Einrichtung, bei der auf der einen Seite des Horizontalfadens nur ein Vertikalfaden und auf der andern Seite zwei Vertikalfäden vorhanden sind. Zum Aufsuchen der Zielpunkte sollte das Fernrohr auf beiden Seiten je mit einer einfachen Zielvorrichtung versehen sein.

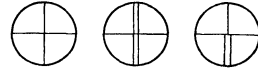


Abb. 14.

Bei der *Behandlung des Theodolits* ist insbesondere zu beachten, daß man das Instrument beim Aus- und Einpacken und bei der Beförderung in verpacktem und unverpacktem Zustand vor raschen und starken Stößen jeder Art bewahren muß. Ferner ist darauf zu sehen, daß das Instrument vor Staub, Feuchtigkeit, Sonne und Spannungen geschützt wird.

Die Messung von Horizontalwinkeln kann man in einfacher Weise derart anordnen, daß das Messungsergebnis frei ist von den Einflüssen der Mehrzahl der dem Theodolit anhaftenden Fehlern. Trotzdem sorgt man dafür, daß die Instrumentalfehler möglichst klein sind; man muß deshalb den Theodolit von Zeit zu Zeit untersuchen und nötigenfalls berichtigen.

Ein Theodolit hat vier Achsen (Abb. 13 und 15): Die Vertikal- oder Steh- oder Umdrehungsachse U , die Horizontal- oder Kippachse K , die Zielachse Z und die Libellenachse L . An einen Theodolit stellt man die Anforderung, daß bei vertikal stehender Umdrehungsachse die Zielachse beim Kippen des Fernrohrs eine Vertikalebene beschreibt; dies ist der Fall, wenn 1. die Umdrehungsachse U senkrecht zu der Libellenachse L , 2. die Zielachse Z senkrecht zur Kippachse K und 3. die Kippachse K senkrecht zur Umdrehungsachse U ist. Die Untersuchung des Instruments richtet sich nach der Art der Libelle.

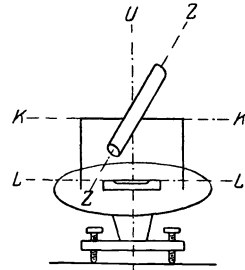


Abb. 15.

a) Es ist eine Alhidadenlibelle vorhanden.

α) *Umdrehungsachse U senkrecht zur Libellenachse L .* Man stellt zunächst U dadurch vertikal, daß man die Libelle über zwei Fußschrauben und dann über die dritte Fußschraube stellt und jedesmal zum Einspielen bringt. Hierauf stellt man die Libelle parallel zu zwei Fußschrauben, läßt sie mit diesen scharf einspielen und dreht den Oberbau mit der Libelle um 180° ; zeigt die Libelle jetzt einen Ausschlag, so entspricht dieser ihrem doppelten Fehler und wird deshalb zur Hälfte mit der Berichtigungsvorrichtung der Libelle und zur Hälfte mit den Fußschrauben beseitigt. Nachdem man die Libelle über die dritte Fußschraube gestellt und zum Einspielen gebracht hat, wird das Verfahren wiederholt.

β) *Zielachse Z senkrecht zur Kippachse K .* Ob diese Anforderung erfüllt ist, kann man auf verschiedene Arten untersuchen; die einfachste Art geschieht mit Hilfe des Teilkreises. Man zielt bei vertikal gestellter Umdrehungsachse und festgeklemmtem Limbus einen gut bezeichneten, mit dem Instrument ungefähr in derselben Höhe liegenden, einige 100 m entfernten Punkt scharf an und macht mit der einen Ablesevorrichtung die Ablesung a_1 ; hierauf schlägt man das Fernrohr durch, dreht die Alhidade um 180° , zielt den Punkt wieder an und macht mit derselben Ablesevorrichtung die Ablesung a_2 . Wenn $a_1 \pm 180^\circ = a'_1$ und a_2 verschieden sind, so stellt man $\frac{a'_1 + a_2}{2}$ mit der Ablesevorrichtung ein und verschiebt dann das Fadenkreuz horizontal derart, daß der Punkt wieder angezielt ist.

γ) *Kippachse K senkrecht zur Umdrehungsachse U.* Auch diese Anforderung kann man auf verschiedene Arten, am einfachsten wieder mit Hilfe des Teilkreises untersuchen. Man zielt bei vertikal gestellter Umdrehungsachse und festgeklemmtem Limbus einen möglichst hoch gelegenen Punkt (Blitzableiterspitze) scharf an und macht mit der einen Ablesevorrichtung die Ablesung a_1 ; sodann schlägt man das Fernrohr durch, dreht die Alhidade um 180° , zielt den Punkt wieder an und macht mit derselben Ablesevorrichtung die Ablesung a_2 . Sind $a_1 \pm 180^\circ = a'_1$ und a_2 verschieden, so stellt man $\frac{a'_1 + a_2}{2}$ mit der Ablesevorrichtung ein und hebt bzw. senkt das eine Kippachsenende derart, daß der Punkt wieder angezielt ist. Bei neueren Instrumenten ist keine Vorrichtung zum Heben oder Senken eines Kippachsenendes vorhanden.

b) *Es ist eine Reittlibelle vorhanden.*

α) *Libellenachse L parallel zur Kippachse K.* Nachdem die Umdrehungsachse dadurch vertikal gestellt wurde, daß man die Libelle über zwei Fußschrauben und über die dritte zum Einspielen gebracht hat, stellt man die Libelle parallel zu zwei Fußschrauben und läßt sie mit diesen bei festgeklemmtem Limbus und festgeklemmter Alhidade scharf einspielen; setzt man sodann die Libelle durch Vertauschen ihrer Enden um und zeigt nachher die Libelle einen Ausschlag, so entspricht dieser ihrem doppelten Fehler und wird zur Hälfte mit der Berichtigungsvorrichtung der Libelle und zur Hälfte mit den Fußschrauben beseitigt.

β) *Umdrehungsachse U senkrecht zur Libellenachse L.* Die auf diese Anforderung sich beziehende Untersuchung geschieht in derselben Weise, wie wenn die Libelle eine feste Alhidadenlibelle wäre. Die Beseitigung eines dem doppelten Fehler entsprechenden Ausschlags erfolgt zur Hälfte mit der Berichtigungsvorrichtung des Fernrohrträgers und zur Hälfte mit den Fußschrauben.

γ) *Zielachse Z senkrecht zur Kippachse K.* Die Untersuchung und die Berichtigung werden in der oben angegebenen Weise ausgeführt.

4. Bei der **Messung von Horizontalwinkeln mit Hilfe des Theodolits** kann man drei Verfahren unterscheiden; man kann diese bezeichnen als einfache, richtungsweise und repetitionsweise Winkelmessung. Jeder Art von Winkelmessung voraus geht die Aufstellung des Theodolits in dem den Scheitel des zu messenden Winkels vorstellenden Punkt. Der Theodolit ist richtig aufgestellt, wenn seine mit der Libelle vertikal gestellte und mit dem angehängten Schnurlot nach unten verlängerte Umdrehungsachse durch den gegebenen Punkt geht.

a) *Die einfache Winkelmessung* kommt in Frage, wenn nur ein Winkel zwischen zwei Zielpunkten *A* und *B* zu messen ist. Das Verfahren bei der Messung besteht darin, daß man bei feststehendem Teilkreis den Winkel in jeder Fernrohrlage einmal mißt und dabei nach jeder Zielung mit beiden Ablesevorrichtungen abliest. Die beiden Fernrohrlagen unterscheiden sich dadurch, daß zwischen ihnen das Fernrohr durchgeschlagen wird. Zum Aufschreiben der Ablesungen am Teilkreis und zur Berechnung des Winkels benützt man einen Vordruck (s. S. 453).

Eine Probe für die Messung erhält man durch deren Wiederholung in einer anderen Stellung des Teilkreises.

b) *Die richtungsweise Winkelmessung* kommt dann zur Anwendung, wenn in einem Punkt die Winkel zwischen mehr als zwei Zielpunkten zu messen sind. Der Vorgang bei der Messung besteht darin, daß man bei festgeklemmtem Limbus die Zielpunkte zuerst in der ersten Fernrohrlage von links nach rechts — im Sinne des Uhrzeigers — und dann in der zweiten Fernrohrlage von rechts nach links der Reihe nach anzielt und nach jeder Zielung mit beiden Ablesevorrichtungen abliest. Eine solche Messung heißt ein Satz; das Verfahren heißt deshalb auch satzweise Winkelmessung. Der Satz beginnt mit dem am besten anzielbaren Zielpunkt. Mit Rücksicht auf die Rechnung und die Übersichtlichkeit gibt man dem Teilkreis eine solche Stellung, daß für die Zielung nach dem ersten Punkt in der ersten Fernrohrlage die Ablesung mit der ersten Ablesevorrichtung zwischen 0° und 5° liegt. Im allgemeinen mißt man mehrere Sätze; dabei ändert man bei *n* Sätzen

Datum: Wetter: Bemerkungen:
 Instrument: Beobachter:

Zielpunkt	1. Fernrohrlage				2. Fernrohrlage				Mittel aus beiden Fernrohrlagen		Winkel							
	Nonius I		Nonius II		Nonius I		Nonius II		Mittel									
	o	'	''	'''	o	'	''	'''	'	''	o	'	''					
A	15	20	15	40	15	30	181	40	15	40	15	40	1	15	35	67	11	25
B	68	27	00	26	40	46	50	00	27	20	27	20	68	27	00			

Datum: Wetter: Bemerkungen:
 Instrument: Beobachter:

Standpunkt	Satz	Zielpunkt	1. Fernrohrlage				2. Fernrohrlage				Mittel aus beiden Fernrohrlagen		Reduzierte Mittel		Satzmittel					
			Nonius A		Nonius B		Nonius A		Nonius B		Mittel									
			o	'	''	'''	o	'	''	'''	o	'	''	'''	o	'	''	'''		
S	I	A	1	08	20	08	20	08	20	181	08	00	08	00	1	08	10	0	00	00
		B	75	19	40	20	00	19	50	255	19	40	19	40	75	19	45	74	11	35
		C	145	32	00	32	00	32	00	325	31	40	32	00	145	31	55	144	23	45
2	A		91	24	00	24	20			271	24	20	24	20	91	24	15	0	00	00
	B		165	35	20	35	40	35	30	345	35	40	35	40	165	35	35	74	11	20
	C		235	48	00	48	00	48	00	55	48	00	48	20	235	48	05	144	23	50

zwischen je zwei Sätzen die Stellung des Teilkreises um $\frac{180^\circ}{n}$. Vor jedem neuen Satz müssen die Aufstellung und die Horizontierung des Theodolits geprüft werden. Ein Vordruck zum Aufschreiben der Ablesungen und zur Rechnung ist auf der vorhergehenden Seite angegeben.

c) Die *repetitionsweise Winkelmessung* verwendet man dann, wenn ein Winkel sehr genau zu messen ist, oder wenn die Aufstellung des Theodolits unsicher ist. Das Verfahren besteht darin, daß man den Winkel n mal in der ersten und n mal in der zweiten Fernrohrlage mißt und dabei nur die auf die erste Zielung nach dem links liegenden Punkt und die auf die letzte Zielung nach dem rechts liegenden Punkt sich beziehenden Ablesungen am Teilkreis macht. Die Anzielungen des links liegenden Punktes erfolgen mit Hilfe der Klemm- und Feinbewegungsschraube vom Limbus, die des rechts liegenden Punktes mit denen der Alhidade. Damit man für die Rechnung die Größe des einfachen Winkels genähert kennt, liest man nach der Messung des einfachen Winkels mit der ersten Ablesevorrichtung am Teilkreis ab; es empfiehlt sich deshalb auch dafür zu sorgen, daß die der ersten Zielung nach dem links liegenden Punkt entsprechende Ablesung mit der ersten Ablesevorrichtung genau $0^\circ 00' 00''$ ist. Für die Aufschreibung der Ablesungen am Teilkreis und die Berechnung des Winkels benutzt man einen Vordruck der folgenden Art:

Zielpunkt	Anzahl der Messungen	Nonius I			Nonius II		
		°	'	''	°	'	''
Wasserturm	0	0	00	00	180	00	20
Garnisonkirche	1	53	17	—	—	—	—
	6	319	41	20	139	41	20
Differenz		319	41	20	319	41	00
Mittel (6facher Winkel)		319° 41' 10''					
Einfacher Winkel		53° 16' 52''					

Bei der Messung von Horizontalwinkeln kommt es häufig vor, daß man den Theodolit nicht in dem Winkelscheitel selbst, sondern nur in einem in dessen Nähe gelegenen Punkt aufstellen kann. Bei einer solchen exzentrischen Winkelmessung muß man den Hilfspunkt und den eigentlichen Punkt durch die erforderlichen Messungen gegenseitig festlegen.

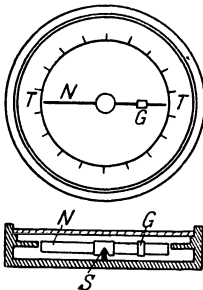


Abb. 16.

5. Die **Bussole** besteht aus einer in einer Horizontalebene schwingenden Magnetnadel N (Abb. 16) in Verbindung mit einer horizontalen Kreisteilung T . Die horizontale Lage der Nadel N kann man durch Verschieben des kleinen Gewichtes G herstellen. Um Beschädigungen der Spitze S zu verhüten, muß die Nadel vor jeder Beförderung der Bussole von der Spitze S abgehoben werden; die Bussole hat hierfür eine besondere Vorrichtung. Die Ablesungen an der in ganze oder halbe Grade geteilten, gegen den Uhrzeigersinn beziferten Teilung T erfolgen durch Schätzung auf $0,1^\circ$ genau.

Die Bussole wird als *Stockbussole* und als *Reitbussole* verwendet. Bei der *Stockbussole* ist die mit einer einfachen Zielvorrichtung — z. B. in Gestalt eines Schlitz-Fadendiopters — verbundene Bussole auf einem Stock befestigt. Die *Reitbussole* ist so ausgebildet, daß sie auf die Kippachse eines Theodolits gesetzt werden kann. Bei beiden Formen ist die Zielebene des Diopters bzw. des Fernrohrs in horizontalem Sinn fest mit der Bussolenteilung verbunden; geschieht dies derart, daß der Nullstrich der

Bussolenteilung in der Zielebene beim Faden des Diopters bzw. über dem Objektiv des Fernrohrs (Abb. 17) liegt, so stellt die einer bestimmten Zielung Z entsprechende Ablesung an der Busssole den magnetischen Richtungswinkel, d. h. den von der magnetischen Nordrichtung aus gemessenen Richtungswinkel α der Zielung Z vor. Für manche Zwecke ist es bequem, wenn man die Bussolenteilung um bis etwa 15° große Beträge zur Ausschaltung der Deklination und der Meridiankonvergenz drehen kann.

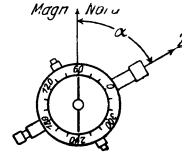


Abb. 17.

An eine Busssole stellt man die Anforderungen, daß die Nadel um den Mittelpunkt der Teilung schwingt, daß die Nadel genügend magnetisch ist und daß die Aufsetzvorrichtung der Nadel in Ordnung ist. Ob die erste Anforderung erfüllt ist, untersucht man dadurch, daß man in mehreren Teilkreisstellungen an beiden Nadelenden abliest. Die auf die beiden andern Anforderungen sich beziehenden Untersuchungen geschehen in der Weise, daß man für die zur Ruhe gekommene Nadel den Stand an der Teilung abliest und der Nadel mit einem schwachen Magnet einen Ausschlag erteilt; dann muß die wieder zur Ruhe gekommene Nadel dieselbe Ablesung ergeben.

II. Instrumente zur Ausführung von Höhenmessungen.

Man unterscheidet drei Arten der Höhenmessung, nämlich geometrische Höhenmessung oder Nivellieren oder Einwägen, trigonometrische Höhenmessung oder Höhenbestimmung durch Messung von Vertikalwinkeln und physikalische oder barometrische Höhenmessung.

A. Instrumente zum Nivellieren.

Die wichtigsten Instrumente zum Nivellieren, d. h. zur Höhenmessung mit horizontalen Geraden sind die Setzlatte und das Nivellierinstrument; zu dem letzteren gehört ein als Nivellierlatte bezeichneter Maßstab.

1. Die **Setzlatte** besteht aus der eigentlichen 3 m langen Setzlatte (Abb. 18) und einer ebenso langen Meßlatte mit quadratischem Querschnitt. Die mit einer Dezimeterteilung versehene untere Lattenkante AB wird beim Gebrauch mit einer auf der Latte befestigten Röhrenlibelle horizontal gelegt; es muß deshalb die Kante AB parallel zu der Achse L der Libelle sein. Die Untersuchung, ob diese Anforderung erfüllt ist, geschieht dadurch, daß man den Höhenunterschied h von zwei, etwa 3 m voneinander entfernten festen Punkten zweimal mit vertauschten Lattenenden bestimmt; sind h_1 und h_2 die den beiden Lattenlagen entsprechenden Werte für den Höhenunterschied, so ist $h = \frac{h_1 + h_2}{2}$. Man hält dann h mit der Setzlatte an der Meßlatte an und bringt die Libelle mit ihrer Berichtigungsvorrichtung zum Einspielen.

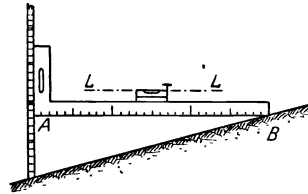


Abb. 18.

2. Das **Nivellierinstrument** besteht aus dem Stativ und dem Instrument. Bei dem Instrument kann man zwei Hauptteile unterscheiden, den Unterbau mit den drei Fußschrauben und den Oberbau mit dem Fernrohr und der Röhrenlibelle. Eine mit dem Oberbau verbundene Dosenlibelle ist erwünscht. Je nach der Verbindung der einzelnen Teile des Oberbaues kann man drei *Bauarten* unterscheiden, die man bezeichnen kann als Nivellierinstrument mit festem Fernrohr und fester Libelle, Nivellierinstrument mit drehbarem Fernrohr und Doppellibelle und Nivellierinstrument mit umlegbarem Fernrohr und umsetzbarer Libelle. Für die gewöhnlichen Messungen mit mittlerer Genauigkeit verwendet man

zunächst Instrumente mit festem Fernrohr; solche mit unlegbarem Fernrohr kommen hauptsächlich für feinste Messungen in Frage. Instrumente mit drehbarem Fernrohr haben den Vorzug, daß sie besonders bequem zu untersuchen sind.

Bei jedem Nivellierinstrument kann man drei *Achsen* unterscheiden, die Umdrehungsachse U , die Zielachse Z und die Libellenachse L (Abb. 19). An jedes Nivellierinstrument stellt man die Hauptanforderung, daß die Zielachse Z parallel zur Libellenachse L ist, so daß bei einspielender Libelle die Zielachse horizontal liegt. Zweckmäßig ist es, wenn auch die Nebenanforderung erfüllt, daß die Umdrehungsachse U senkrecht zur Libellenachse L steht. Die Untersuchungen, ob diese Anforderungen erfüllt sind, sind abhängig von der Bauart des Instruments.

a) *Untersuchung und Berichtigung des Nivellierinstrumentes mit festem Fernrohr.*

Bei einem Instrument mit festem Fernrohr und fester Libelle sind drei Berichtigungsvorrichtungen möglich; eine an der Libelle, eine am Fadenkreuz und eine

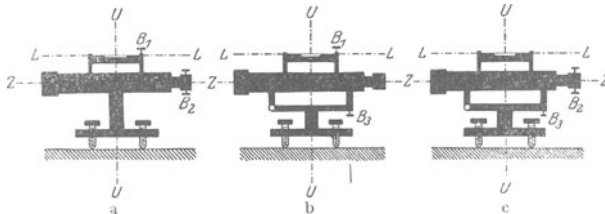


Abb. 19 a—c.

am Fernrohrlager. Da nur zwei dieser Vorrichtungen erforderlich sind, so kommen drei Zusammenstellungen (Abb. 19) in Frage; diese unterscheiden sich deshalb in der Reihenfolge der Untersuchung der beiden Anforderungen, weil durch eine nachfolgende Berichtigung die vorausgegangene nicht zerstört werden darf.

Sind Berichtigungsvorrichtungen B_1 an der Libelle und B_2 am Fadenkreuz vorhanden (Abb. 19a), so muß man zuerst untersuchen, ob U senkrecht zu L steht; ein vorhandener Fehler wird mit B_1 weggeschafft. An zweiter Stelle untersucht man, ob Z parallel zu L ist; ein sich zeigender Fehler wird mit B_2 beseitigt.

Sind Berichtigungsschrauben B_1 an der Libelle und B_3 am Fernrohrlager vorhanden (Abb. 19b), so hat man zuerst zu untersuchen, ob Z parallel L ist; ein sich ergebender Fehler wird mit B_1 weggeschafft. Sodann untersucht man, ob U senkrecht zu L ist; ein vorhandener Fehler wird mit B_3 beseitigt.

Sind Berichtigungsvorrichtungen B_2 am Fadenkreuz und B_3 am Fernrohrlager vorhanden (Abb. 19c), so ist es gleichgültig, in welcher Reihenfolge die beiden Untersuchungen vorgenommen werden. Zeigt sich bei der Untersuchung, ob Z parallel zu L ist, ein Fehler, so wird er mit B_2 weggeschafft; findet man bei der Untersuchung, ob U senkrecht zu L ist, einen Fehler, so wird er mit B_3 beseitigt.

Die *Untersuchung der Hauptanforderung*, wonach Z parallel zu L sein muß, geschieht in der Weise, daß man den Höhenunterschied von zwei Punkten doppelt, das eine Mal „aus der Mitte“ und das andere Mal von einem der beiden Punkte aus bestimmt; dabei erhält man beim „Nivellieren aus der Mitte“ den Höhenunterschied fehlerfrei, wenn die Zielweiten nach beiden Punkten gleich groß sind. Bei der Untersuchung stellt man das Instrument in S_1 (Abb. 20) auf, in etwa 25 m Entfernung einen festen Punkt A und macht an der in A vertikal aufgestellten Nivellierlatte bei einspielender Libelle die Ablesung a'_1 ; sodann wählt man in derselben Entfernung einen Punkt B und macht für diesen bei einspielender Libelle die Ablesung b'_1 . Den Höhenunterschied h von A und B erhält man dann aus $h = a'_1 - b'_1$ oder $= b'_1 - a'_1$. Stellt man nun das Instrument möglichst nahe bei B in S_2 auf und macht man an der Latte in B bei einspielender Libelle, die infolge der kurzen Zielweite fehlerfreie Ablesung b_2 , so muß man an der in A gehaltenen Latte bei einspielender Libelle und fehlerfreiem Instrument die Ab-

lesung $a_2 = b_2 \pm h$ machen; macht man die Ablesung a'_2 , so entspricht der Unterschied von a_2 und a'_2 dem Zielachsenfehler s .

Bei der *Untersuchung der Nebenanforderung*, wonach U senkrecht zu L sein muß, stellt man zunächst U dadurch vertikal, daß man die Libelle über zwei Fußschrauben und dann über die dritte Fußschraube stellt und jedesmal einspielen läßt. Hierauf stellt man die Libelle parallel zu zwei Fußschrauben, läßt sie mit diesen scharf einspielen und dreht den Oberbau mit der Libelle um 180° ; zeigt die Libelle jetzt einen Ausschlag, so entspricht dieser ihrem doppelten Fehler und wird deshalb zur Hälfte mit B_1 bzw. B_3 (Abb. 19) und zur Hälfte mit den Fußschrauben beseitigt. Nachdem man die Libelle über die dritte Fußschraube gestellt und zum Einspielen gebracht hat, wird die Untersuchung wiederholt.

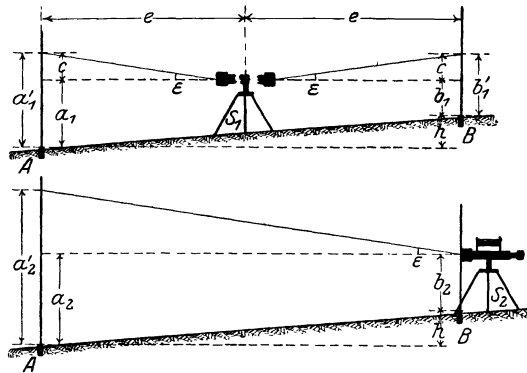


Abb. 20.

Das Nivellierinstrument mit umlegbarem Fernrohr kann für Messungen mit mittlerer Genauigkeit in derselben Weise untersucht werden wie ein solches mit festem Fernrohr.

b) *Untersuchung und Berichtigung des Nivellierinstrumentes mit drehbarem Fernrohr.* Die Zielachse ist parallel zu den beiden Libellenachsen, wenn die Drehachse des Fernrohres parallel zu den Libellenachsen ist, und wenn die Zielachse mit der Drehachse zusammenfällt. Ob die Drehachse des Fernrohres parallel zu den Libellenachsen ist, untersucht man dadurch, daß man die Libelle parallel zu zwei Fußschrauben stellt und mit diesen scharf einspielen läßt; dreht man hierauf das Fernrohr und zeigt die Libelle dann in ihrer zweiten Lage einen Ausschlag, so entspricht dieser dem doppelten Fehler und wird deshalb zur Hälfte mit der Berichtigungsvorrichtung der Libelle und zur Hälfte mit den Fußschrauben weggeschafft. Die Untersuchung, ob die Zielachse mit der Drehachse des Fernrohres zusammenfällt, geschieht dadurch, daß man bei beliebigem Libellenstand einen einige 100 m entfernten Punkt mit dem Horizontalfaden anzielt und das Fernrohr sodann um 180° dreht; ist dann der Punkt nicht mehr angezielt, so entspricht die Abweichung dem doppelten Fehler und wird zur Hälfte durch Verschieben des Fadenkreuzes und zur Hälfte mit einer Fußschraube oder der meist vorhandenen Feinbewegungsschraube beseitigt.

Ob die *Umdrehungsachse senkrecht zu den Libellenachsen* steht, untersucht man ebenso wie beim Nivellierinstrument mit festem Fernrohr; Berichtigungen werden am Fernrohrlager vorgenommen.

3. Die *Nivellierlatte* ist ein meist aus Holz gefertigter, 4 m langer Maßstab mit einer 1 cm-Teilung, die entweder als Strich-, Felder-, Transversal- oder Schachbrettteilung ausgeführt ist. Zum Vertikalstellen ist die Latte mit einer Dosenlibelle versehen. Die *Länge des Lattenmeters* muß bei größeren Höhenunterschieden mit einem Normalmeter bestimmt werden.

B. Instrumente zum Messen von Vertikalwinkeln.

Das wichtigste Instrument zum Messen von Vertikalwinkeln ist der mit einem Vertikalkreis versehene Theodolit. Für untergeordnete Zwecke verwendet man Neigungs- oder Gefällmesser.

1. Der **Vertikalkreis des Theodolits** ist derart angebracht, daß sein Mittelpunkt in der Kippachse liegt, und daß seine Ebene bei vertikaler Umdrehungsachse vertikal liegt. Meist ist der Vertikalkreis fest mit dem Fernrohr verbunden. Die Bezifferung der Teilung geht am besten durchlaufend von 0° über 90° , 180° und 270° bis 360° und gegen den Uhrzeigersinn, bei „Kreis links“ mit Nullstrich beim Okular des Fernrohrs. Die beiden Ablesevorrichtungen sind meist so angebracht, daß ihre Verbindungslinie ungefähr horizontal liegt. Wird an nur einer Ablesevorrichtung abgelesen, so wählt man bei „Kreis links“ die beim Okular des Fernrohrs liegende *M* (Abb. 21).

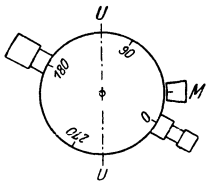


Abb. 21.

Die Vertikalwinkelmessung erfordert eine parallel zur Ebene des Kreises liegende Röhrenlibelle; diese ist entweder eine auf dem Fernrohr angebrachte *Nivellierlibelle* (Abb. 22a) oder eine auch für die Horizontalwinkelmessung erforderliche, am Fernrohrträger befestigte *Alhidadenlibelle* (Abb. 22b), oder eine mit den Ablesevorrichtungen verbundene *Nonien-* oder *Mikroskoplibelle* (Abb. 22c). Am bequemsten ist die zuletzt angegebene Libellenanordnung; zweckmäßig ist es, wenn außerdem eine Nivellierlibelle in Form einer Doppellibelle vorhanden ist. Jede Libelle muß mit einer Berichtigungsvorrichtung versehen sein.

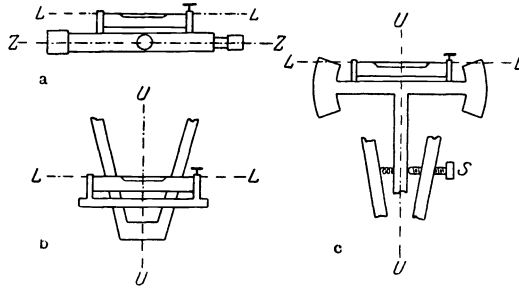


Abb. 22 a—c.

2. Die **Messung von Vertikalwinkel** kann man entweder in einer Fernrohrlage oder in zwei Fernrohrlagen ausführen. Bei der *Messung in einer Fernrohrlage* (Abb. 23) zielt man bei vertikal gestellter Umdrehungsachse *U* den Zielpunkt *A* mit dem Horizontalfaden an, macht an der einen Ablesevorrichtung *M* die Ablesung *a*, legt die Zielachse mit der Nivellierlibelle horizontal und macht die Ablesung *s*; der Vertikalwinkel α ist dann $\alpha = a - s$. Um die Zielachse *Z* horizontal legen zu können, muß *Z* parallel der Libellenachse *L* (Abb. 22a) sein. Ob diese Anforderung erfüllt ist, untersucht man bei einer Doppellibelle dadurch, daß man an einer etwa 50 m entfernten Nivellierlatte in beiden Libellenlagen je bei einspielender Libelle die Ablesungen a_1 und a_2 macht; sind diese verschieden, so stellt man $\frac{a_1 + a_2}{2}$ mit der Feinbewegungsschraube des Fernrohrs ein und läßt die Libelle mit ihrer Berichtigungsvorrichtung einspielen.

Bequem ist es, wenn die als *Indexfehler* bezeichnete Ablesung *s* gleich null ist. Dies ist der Fall, wenn bei einspielender Nivellierlibelle und einspielender zweiter Libelle die Ablesung null ist. Damit *s* auch während der Zielung nach *A* gleich null, also $\alpha = a$ ist, muß bei einer Alhidadenlibelle (Abb. 22b) diese vor

und bei einer Noniuslibelle (Abb. 22c) diese nach der Anzielung von *A* einspielen; es ist deshalb bequem, wenn die Umdrehungsachse des Instruments gut vertikal steht. Die Wegschaffung des Indexfehlers geschieht bei einer Noniuslibelle dadurch, daß man bei einspielender Nivellierlibelle mit der Schraube *S* (Abb. 22c) die Ablesung null einstellt und die Noniuslibelle mit ihrer Berichtigungsvorrichtung zum Einspielen bringt.

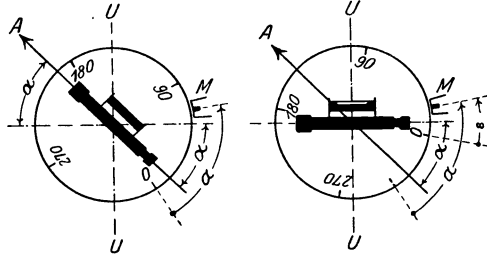


Abb. 23.

Bei der *Messung in zwei Fernrohrlagen* zielt man bei vertikal gestellter Umdrehungsachse *U* in der ersten Fernrohrlage — z. B. mit Kreis links — den Zielpunkt mit dem Horizontalfaden an, macht die Ablesungen mit beiden Ablesevorrichtungen, schlägt das Fernrohr durch, zielt den Punkt — mit Kreis rechts — wieder an und macht mit beiden Ablesevorrichtungen die Ablesungen. Ist nur eine Alhidadenlibelle vorhanden, so muß diese vor jeder Anzielung einspielen; bei einer Nonienlibelle läßt man diese nach jeder Zielung einspielen.

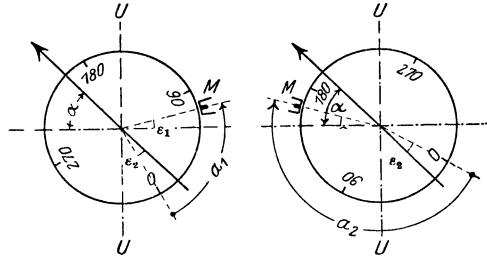


Abb. 24.

Sind a_1 und a_2 (Abb. 24) die Ablesungen an der einen Ablesevorrichtung in beiden Fernrohrlagen und α der zu messende Winkel, so ist $a_1 = \alpha + \epsilon_1 + \epsilon_2$ und $a_2 = 180^\circ - \alpha + \epsilon_1 + \epsilon_2$; daraus erhält man $a_2 - a_1 = 180^\circ - 2\alpha = 2z$ oder $z = \frac{a_2 - a_1}{2}$, wobei $z = 90^\circ - \alpha$ ist. Für den Indexfehler ($\epsilon_1 + \epsilon_2$) gilt $\epsilon_1 + \epsilon_2 = \frac{a_1 + a_2}{2} - 90^\circ$. Bleibt ($\epsilon_1 + \epsilon_2$) unverändert, so erhält man mit ($a_1 + a_2$) eine Probe.

Für die Aufschreibung der Ablesungen und die Rechnung benützt man einen Vordruck der folgenden Art:

Datum: Standpunkt: Zielpunkt:	Kreislage	Nonius I			Nonius II		
		°	'	''	°	'	''
	rechts	159	01	20	339	01	00
	links	21	14	00	201	13	40
	Probe	180	15	20	540	14	40
	2z	137	47	20	137	47	20
2z (im Mittel) = 137° 47' 20"							
Zenitdistanz z = 68° 53' 40"							
Vertikalwinkel $\alpha = + 21^\circ 06' 20''$							

Bei mehrmaliger Messung eines Winkels verändert man zwischen je zwei Messungen den Indexfehler; bei einer Nonienlibelle geschieht dies mit deren Berichtigungsvorrichtung.

C. Instrumente für die barometrische Höhenmessung.

Außer dem Dosen- oder Federbarometer zum Messen des Luftdruckes braucht man einen Schleuderthermometer zum Messen der Lufttemperatur.

Von den verschiedenen Bauarten des **Aneroids** wird die auf NAUDET zurückgehende am meisten benützt. Um die an einem Aneroid bei verschiedenen Drucken und verschiedenen Temperaturen des Instruments gemachten Ablesungen vergleichen zu können, muß man an jeder Ablesung die als Wärmeverbesserung, Teilungsverbesserung und Standverbesserung bezeichneten *Verbesserungen* anbringen; dies geschieht auf Grund einer Gleichung von der Form

$$A_v = A + a_t + b(A_t - C) + c \quad \text{wobei } A_t = A + a_t.$$

A_v ist die verbesserte Ablesung, A die ursprüngliche Ablesung, a der Wärme- koeffizient, t die Temperatur des Aneroids, a_t die Wärmeverbesserung, b der Teilungskoeffizient, C ein beliebig anzunehmender Luftdruck, $b(A_t - C)$ die Teilungsverbesserung und c die Standverbesserung. Die Werte von a , b und c müssen für jedes Instrument durch entsprechende Untersuchungen von Zeit zu Zeit bestimmt werden.

III. Instrumente zur Ausführung von tachymetrischen Messungen.

Die Instrumente für tachymetrische Punktbestimmungen sind der Tachymetertheodolit, der Meßtisch mit der Kippregel und die Meßkammer. Ein wichtiger Bestandteil des Tachymetertheodolits und der Kippregel ist der Okularfaden- entfernungsmeßer zur mittelbaren Streckenmessung.

A. Der Okularfadenentfernungsmeßer.

Beim Okularfaden- oder kurz Fadenentfernungsmeßer mißt man die Strecken mit Hilfe eines unveränderlichen, 30' bis 60' großen Winkels; dieser „mikro- metrische Winkel“ ist bestimmt durch zwei auf der Fadenkreuzplatte des Fern- rohres befestigte horizontale *Distanzfäden*. Soll die Entfernung E zwischen zwei in derselben Höhe gelegenen Punkten S und Z mit dem entfernungsmeßenden Fernrohr eines Theodolits gemessen werden, so stellt man den Theodolit im Stand- punkt S auf und liest an einer im Zielpunkt Z vertikal aufgestellten Nivellierlatte den Abschnitt l zwischen den zwei Distanzfäden ab; man erhält dann E als Funktion von l und von gewissen Abmessungen des Fernrohres.

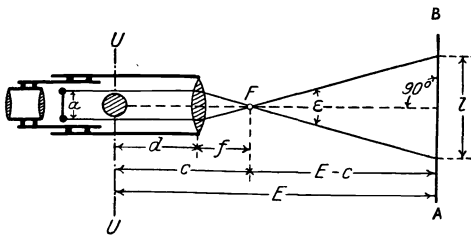


Abb. 25.

Für das **RAMSDENSche Fernrohr** (Abb. 25) erhält man, wenn E die Entfernung zwischen der Umdrehungs- achse U des Instruments und der senkrecht zur Zielung über den Mittelfaden stehen- den Latte AB , d der Ab- stand des Objektivs von U , f die Brennweite des Objek- tivs und a der Abstand der beiden Distanzfäden sind, die Gleichung

$$E - (d + f) = \frac{f}{a} l \quad \text{oder} \quad E = (d + f) + \frac{f}{a} l.$$

Setzt man $d + f = c$ und $\frac{f}{a} = k$, so ergibt sich

$$E = c + k l.$$

c heißt die *Additionskonstante* und k die *Multiplikationskonstante* des Fernrohres. Meist ist a so gewählt, daß $k = \frac{f}{a} = 100$ ist. Die Konstanten c und k müssen für jedes Fernrohr besonders bestimmt werden.

Die *Bestimmung der Konstanten c und k* erfolgt getrennt. Man erhält *c*, das zuerst bestimmt wird, durch unmittelbares Abmessen von *d* und *f*. Die Konstante *k* bestimmt man mittelbar dadurch, daß man mehrere Entfernungen einerseits mit dem Fadenentfernungsmesser und andererseits mit Meßblättern bestimmt. Ist E_i der mit Meßblättern gemessene Wert einer Entfernung und l_i der entsprechende Lattenschnitt, so ist $k = \frac{E_i - c}{l_i}$. Zur Bestimmung von *k* wählt man z. B. 10 Punkte in unrunder Entfernungen zwischen 30 und 60 m, bestimmt für jeden Punkt den Lattenabschnitt l_i bei ungefähr horizontaler Zielachse und mißt dann die Entfernungen $E_i - c$.

Beispiel: Es wurden abgemessen $d = 11$ cm und $f = 21$ cm, so daß $c = d + f = 32$ cm.

Punkt	Latten- ablesungen m	<i>l</i> m	<i>E</i> - <i>c</i> m	<i>k</i>	
1	1,100 }	0,386	38,88	100,73	im Mittel $k = 100,85 \pm 0,06$
	1,486 }				
2	1,100 }	0,400	40,35	100,88	
	1,500 }				
3	1,100 }	0,420	42,46	101,10	
	1,520 }				
4	1,100 }	0,440	44,33	100,75	
	1,540 }				
5	1,100 }	0,453	45,71	100,91	
	1,553 }				
6	1,000 }	0,476	47,86	100,55	
	1,476 }				
7	1,000 }	0,491	49,69	101,20	
	1,491 }				
8	1,000 }	0,514	51,73	100,64	
	1,514 }				
9	1,000 }	0,530	53,47	100,89	
	1,530 }				
10	1,000 }	0,551	55,58	100,87	
	1,551 }				

Für das Fernrohr gilt demnach die Gleichung $E = 0,32 + 100,85 l$.

Die Berechnung von *E* geschieht auf Grund der Gleichung $E = 100 l + \Delta E$, wobei ΔE eine Funktion von *l* ist. Die ΔE -Werte ermittelt man mit einer graphischen Tafel (Abb. 26).

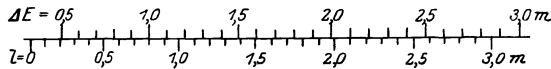


Abb. 26.

Bei dem *Fernrohr mit unveränderlichem Abstand zwischen Objektiv und Fadenkreuz* erhält man die Entfernung *E* auf Grund der Gleichung $E = 100 l + \Delta E$, wobei ΔE eine Funktion von *l* ist. Die Bestimmung der Werte von ΔE für bestimmte Werte von *l* erfolgt in ähnlicher Weise wie die Bestimmung von *k* beim RAMSDENSchen Fernrohr. Die Genauigkeit der einzelnen ΔE -Werte kann man dabei dadurch erhöhen, daß man für jeden *l*-Wert mehrere, in *E* nur um einige Dezimeter verschiedene Punkte wählt und die sich ergebenden Werte graphisch ausgleicht.

Die *Verwendung des Fadenentfernungsmessers bei nicht horizontalen Zielungen* zeigt die Abb. 27; bei dieser sind *l* der Lattenabschnitt, α der auf den Mittelfaden sich beziehende Vertikalwinkel, *e* die horizontale Entfernung zwischen Standpunkt *S* und Zielpunkt *Z* und *h* der Höhenunterschied zwischen der Kippachse des

Theodolits und dem mit dem Mittelfaden angezielten Lattenstrich M . Für die Berechnungen von e und h gelten die Gleichungen

$$e \approx E \cos^2 \alpha \quad \text{und} \quad h = e \operatorname{tg} \alpha \approx \frac{1}{2} E \sin 2\alpha, \quad \text{wobei} \quad E = 100l + \Delta E.$$

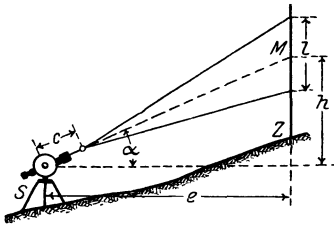


Abb. 27.

Die horizontale Entfernung e berechnet man aus $e = E - v$, wobei $v = E - e = E \sin^2 \alpha$; v bestimmt man mit einer graphischen Tafel. Für die Berechnung von h aus $h = \frac{1}{2} E \sin 2\alpha$ gibt es verschiedene Hilfsmittel in Gestalt von numerischen Tafeln¹, graphischen Tafeln² und mechanischen Vorrichtungen³. Es gibt auch Instrumente, die die Berechnung von e und h „selbsttätig“ besorgen; man kann sie einteilen in Schiebetheodolite, Diagrammtachymeter und Tachymeter mit veränderlichem Fadenabstand. Am besten bewährt hat sich der selbstrechnende Diagrammtachymeter von E. HAMMER und A. FENNEL.

Am besten bewährt hat sich der selbstrechnende Diagrammtachymeter von E. HAMMER und A. FENNEL.

B. Der Tachymetertheodolit.

Ein Tachymetertheodolit ist ein zum Messen von Horizontalwinkeln, Vertikalwinkeln und Strecken eingerichteter Theodolit, also ein Theodolit mit einem Horizontalkreis, einem Vertikalkreis, einem entfernungsmessenden Fernrohr und für gewisse Messungen mit einer Bussole. Für manche Zwecke ist es bequem, wenn der Tachymetertheodolit ein Repetitionstheodolit ist.

Bei einem für Geländeaufnahmen bestimmten Tachymetertheodolit ist bei beiden Kreisen nur je eine Ablesevorrichtung erforderlich, am besten in Form von Strichmikroskopen. Die Ausgestaltung des Vertikalkreises entspricht der für Winkelmessung in einer Fernrohrlage. Die Bussole ist entweder zwischen den Fernrohrträgern eingebaut oder eine abnehmbare Reitbussole, die man stets so aufzusetzen hat, daß der Nullstrich ihrer Teilung über dem Fernrohrobjektiv liegt. Die Bussole kann man mit Hilfe des Horizontalkreises durchgreifend untersuchen.

C. Der Meßtisch mit der Kippregel.

Der Meßtisch besteht aus einer in einem Dreifuß drehbaren Holzplatte, die mit einer Klemmschraube in einer bestimmten Stellung festgehalten und mit einer Feinbewegungsschraube noch um kleine Beträge gedreht werden kann. Die Horizontalallegung der Platte geschieht mit einer lose aufgesetzten Dosenlibelle.

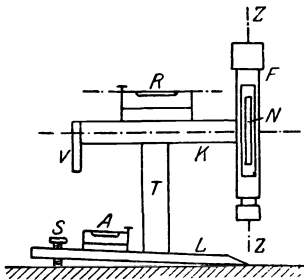


Abb. 28.

Die Kippregel (Abb. 28) besteht aus dem Lineal L , dem Träger T , der Kippachse K , dem entfernungsmessenden Fernrohr F und dem Vertikalkreis V mit einem Strichmikroskop. Die Horizontalallegung der Kippachse mit der Schraube S geschieht entweder mit Hilfe der Alhidadenlibelle A oder der

¹ Hilfstafeln für Tachymetrie von W. JORDAN. Stuttgart. Sinustafel. Bearbeitet vom Bayerischen Topographischen Büro. Diese zwei Tafeln sind für alte Kreisteilung. Tachymetertafeln für zentesimale Winkelteilung von JADANZA, deutsche Ausgabe von W. JORDAN.

E. HAMMER. Stuttgart. Tachymetertafeln für neue (zentesimale) Teilung von FR. REGER Stuttgart.

² Graphische Tachymetertafel für alte Kreisteilung von P. WERKMEISTER. Stuttgart. Graphische Kotentafel des Reichsamts für Landesaufnahme, Berlin.

³ Das wichtigste mechanische Hilfsmittel ist der logarithmische „Tachymeterschieber“.

Reitlibelle *R*. Das Fernrohr ist mit einer Klemmschraube mit Feinbewegungsschraube versehen. Für die Vertikalwinkelmessung in einer Fernrohrlage besitzt die Kippregel eine Nivellierlibelle *N* in Gestalt einer Doppellibelle und eine Mikroskoplibelle. Zur Einrichtung der Meßtischplatte nach der magnetischen Nordrichtung ist meist auf dem Lineal eine Kastenbussole angebracht.

An die Kippregel stellt man die Anforderung, daß bei horizontaler Kippachse die Zielachse beim Kippen des Fernrohrs eine vertikale Ebene beschreibt. Die Untersuchungen und Berichtigungen im einzelnen erfolgen ähnlich wie beim Theodolit.

D. Die Instrumente der Phototachymetrie.

Die in der Phototachymetrie oder Photogrammetrie benützten Instrumente kann man einteilen in Aufnahme- und Auswerte-Instrumente.

1. Die **Aufnahmeinstrumente** sind entweder Stativ- oder Freihandinstrumente; die ersteren dienen zu Aufnahmen von der Erde aus, die letzteren finden bei Aufnahmen aus Luftfahrzeugen Verwendung. Der Hauptbestandteil von jedem Aufnahmeinstrument ist die Meßkammer.

Eine *Meßkammer* ist eine mit einem verzeichnungsfreien Objektiv ausgerüstete starre Kammer mit einem Anlegerahmen, an dem die Platte im Augenblick der Aufnahme anliegt. Anlegerahmen und Objektiv sind so verbunden, daß die Achse des Objektivs senkrecht zur Platten- oder Bildebene steht; der Schnittpunkt von diesen beiden heißt Bildhauptpunkt. Um ein mit einer Meßkammer aufgenommenes *Meßbild* auswerten zu können, muß man seine „innere Orientierung“ kennen; dies ist der Fall, wenn man den Bildhauptpunkt und die Bildweite kennt. Der Bildhauptpunkt ist durch zwei Markenpaare am Anlegerahmen bestimmt, die auf dem Bild erscheinen.

Die *Stativinstrumente* haben außer der Meßkammer noch eine theodolitartige Einrichtung zum Messen von Winkeln; sie werden deshalb als *Phototheodolit* bezeichnet.

Die *Freihandinstrumente* bestehen aus einer mit Handgriffen versehenen Meßkammer mit Zielvorrichtung, einstellbarer Dosenlibelle und Auslöser.

2. Die **Auswerteeinstrumente** kann man in zwei Gruppen einteilen. Zur einen Gruppe gehören die Instrumente, die eine Auswertung der Aufnahmen nur in horizontalem Sinn gestatten; die andere Gruppe umfaßt alle Instrumente zur Auswertung in horizontalem und vertikalem Sinn. Die Instrumente der ersten Gruppe kommen zunächst für ebenes Gelände in Frage; die Auswertung der Aufnahmen erfolgt mit Benützung von je nur einem Bild, sie sind deshalb Einbildinstrumente. Bei den Instrumenten der zweiten Gruppe braucht man zwei, von verschiedenen Punkten aus aufgenommene Bilder des darzustellenden Gebietes, sie heißen deshalb Zweibildinstrumente.

Die *Einbild-Auswerteeinstrumente* sollen schräg, aus einem Luftfahrzeug aufgenommene Bilder so umformen oder entzerren, daß sie die Eigenschaften von Bildern mit horizontaler Bildebene haben; sie heißen deshalb auch Umformer oder Entzerrungsinstrumente oder auch Grundrißbildner.

Mit einem *Zweibild-Auswerteeinstrument* kann man zwei zusammengehörige, beliebig im Raum liegende Bilder so auswerten, daß das von den Bildern erfaßte Geländestück nach Lage und Höhe dargestellt werden kann. Zweibildinstrumente sind der nach den Angaben von C. PULFRICH von C. ZEISS gebaute Stereokomparator, der nach den Gedanken von E. v. OREL bei C. ZEISS hergestellte Stereoautograph, der von R. HUGERSHOFF erdachte Aerokartograph, der auf Angaben von W. BAUERSFELD zurückgehende Stereoplanigraph von C. ZEISS, der von H. WILD angegebene Autograph und der auf Gedanken von M. GASSER beruhende Aero-projektor „Multiplex“ von ZEISS-*Aerotopograph*.

Der Stereokomparator erlaubt nur punktweise Bildauswertung; mit den andern Instrumenten kann man Bilder linienweise auswerten. Der Stereoautograph eignet sich zunächst zur Auswertung von Bildern, die von der Erde aus aufgenommen wurden; die übrigen Instrumente können auch zur Auswertung von Bildern benutzt werden, die aus einem Luftfahrzeug aufgenommen wurden

Bei den Zweibildinstrumenten werden bei der Auswertung beide Bilder zu gleicher Zeit verwendet. Man kann ein Bildpaar auch dadurch auswerten, daß man jedes Bild für sich verwendet; das dazu benützte Instrument ist der *Meßbildtheodolit*.

IV. Horizontal- oder Lagemessungen.

Die Aufnahme eines kleinen Gebietes kann man mit Hilfe von Längenmeßwerkzeugen und Instrumenten zum Abstecken von rechten Winkeln durchführen; zur Aufnahme eines größeren Gebietes braucht man den Theodolit. Die Aufnahme eines größeren Gebietes wird entweder selbständig ausgeführt oder an eine vorhandene Landesvermessung angeschlossen.

A. Selbständige Aufnahme eines kleinen Gebietes.

Bei der Aufnahme von einigen wenigen Grundstücken lassen sich zwei Verfahren unterscheiden, die man als Streckenverfahren und Koordinatenverfahren bezeichnen kann. Beim Streckenverfahren werden nur Längenmeßwerkzeuge verwendet, beim Koordinatenverfahren braucht man außer diesen noch Instrumente zum Fällen von Loten. Das *Streckenverfahren* besteht darin, daß man die Grundstücke in Dreiecke zerlegt und von jedem Dreieck die drei Seiten mißt. Beim *Koordinatenverfahren* muß man eine Aufnahmelinie wählen, auf die man die aufzunehmenden Punkte mit Hilfe von rechtwinkligen Koordinaten festlegt.

Die *Aufnahme von mehreren Grundstücken* oder *des Lageplans eines kleinen Gebietes* erfordert ein als *Liniennetz* bezeichnetes System von Aufnahmelinien in Form eines Dreiecks, eines Rechtecks, eines Trapezes oder eines beliebigen Vierecks. Die Festlegung des Liniennetzes geschieht am einfachsten nach dem Streckenverfahren; die aufzunehmenden Punkte werden durch rechtwinklige Koordinaten in bezug auf das Liniennetz festgelegt.

Die *Aufnahme von Gebäuden, Kulturgrenzen* usw. geschieht entweder mit Hilfe von rechtwinkligen Koordinaten oder durch „Einbinden“ der betreffenden Geraden in bezug auf eine Aufnahmelinie oder eine bereits festgelegte Gerade.

B. Selbständige Aufnahme eines größeren Gebietes.

Bei der Aufnahme eines nicht zu großen Gebietes bildet die Grundlage der Aufnahme ein freier oder nicht angeschlossener Polygonzug, der je nach der Form des aufzunehmenden Gebietes entweder ein offener oder ein geschlossener Zug ist. Die Aufnahme eines größeren Gebietes erfordert als Grundlage ein Dreiecksnetz oder eine Triangulierung; dabei erfolgt die Festlegung der aufzunehmenden Punkte nach rechtwinkligen Koordinaten auf Grund von passend gewählten, an das Dreiecksnetz angeschlossenen Polygonzügen. Reichen auch diese Polygonzüge zur Durchführung der Stückvermessung nicht aus, so werden zwischen ihnen weitere, das Liniennetz bildende Aufnahmelinien eingeschaltet.

1. Nicht angeschlossene oder freie Züge. Offene Züge finden Verwendung bei der Aufnahme eines schmalen langgestreckten Gebietes (Straße, Wasserlauf); zur Aufnahme eines anders geformten Gebietes benützt man als Grundlage einen geschlossenen Zug. Die im Zusammenhang mit einem Polygonzug auszuführenden Arbeiten kann man einteilen in Anlage des Zuges, Auswahl und Bezeichnung der Zügeckpunkte, Messung des Zuges und Berechnung des Zuges.

Die *Anlage eines Zuges* richtet sich nach dem aufzunehmenden Gebiet und ist daher von den topographischen Verhältnissen des Gebietes abhängig; sie hat insbesondere Rücksicht zu nehmen auf die nachfolgende Aufnahme.

Die *Wahl der Zügeckpunkte* trifft man so, daß die Zugseiten ungefähr gleich lang werden. Zu empfehlen sind Zugseiten zwischen 120 und 180 m; Seiten kleiner als etwa 50 m und größer als 250 m sucht man zu vermeiden. Bei der Wahl von jedem Zügeckpunkt ist Rücksicht zu nehmen auf die nachfolgende Strecken- und Winkelmessung. Die Zügeckpunkte werden z. B. durch Holzpfähle mit Bohrloch bezeichnet.

Die *Messung eines Zuges* zerfällt in Streckenmessung und Winkelmessung. Die Messung der Zugseiten erfolgt — je nach der erforderlichen Genauigkeit — entweder unmittelbar mit Meßplatten oder Meßband oder mittelbar mit einem Fadenentfernungsmesser; die besten Ergebnisse erhält man mit Meßplatten, in ebenem und mittlerem Gelände nach dem Gradbogenverfahren und in steilem Gelände nach dem Abloverfahren. Es empfiehlt sich jede Seite doppelt zu messen. Bei der *Winkelmessung* hat man besonders darauf zu achten, daß die Umdrehungsachse des Theodolits gut im Scheitel des Winkels liegt und daß die Zielpunkte gut aufgesteckt und richtig angezielt werden. Als Instrument benützt man z. B. einen Nonientheodolit mit 20'' oder 30'' Nonienangabe. Jeder Winkel wird in zwei Sätzen gemessen.

Für die *Berechnung der Züge* empfiehlt sich die Verwendung von einheitlichen Bezeichnungen. Bezeichnet man die Zugeckpunkte mit (0), (1), (2) ... (n), so ist β_r der Polygonwinkel in der Ecke (r) zwischen den Punkten (r - 1) und (r + 1), also — der Zugnumerierung entsprechend gesehen — der linksliegende Winkel; s_r ist die Zugseite zwischen den Punkten (r - 1) und (r); α_r ist der Richtungswinkel der in (r) endigenden Seite s_r .

Bei der *Berechnung des offenen Zuges* hat man folgende Aufgabe: Gegeben bzw. angenommen sind die Koordinaten (x_0, y_0) des Punktes (0) und der Richtungswinkel α_1 der Seite (0) - (1). Gemessen sind die Seiten s_1, s_2, \dots, s_n und die Winkel $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_{n-1}$. Gesucht sind die Koordinaten (x_1, y_1), (x_2, y_2) ... (x_n, y_n) der Punkte (1), (2) ... (n).

Die Richtungswinkel $\alpha_2, \alpha_3, \dots, \alpha_n$ ergeben sich aus

$$\left. \begin{aligned} \alpha_2 &= \alpha_1 + \beta_1 \pm 180^\circ \\ \alpha_3 &= \alpha_2 + \beta_2 \pm 180^\circ \\ \dots &\dots\dots\dots \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} + \beta_{n-1} \pm 180^\circ \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{mit der Probe:} \\ \alpha_n - \alpha_1 = \Sigma \beta - k \cdot 180^\circ \\ (k \text{ eine ganze Zahl}) \end{array}$$

Damit findet man

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= x_0 + s_1 \cos \alpha_1 \\ x_2 &= x_1 + s_2 \cos \alpha_2 \\ \dots &\dots\dots\dots \\ x_n &= x_{n-1} + s_n \cos \alpha_n \end{aligned} \right\} \text{und} \left\{ \begin{aligned} y_1 &= y_0 + s_1 \sin \alpha_1 \\ y_2 &= y_1 + s_2 \sin \alpha_2 \\ \dots &\dots\dots\dots \\ y_n &= y_{n-1} + s_n \sin \alpha_n \end{aligned} \right.$$

mit den Proben: $x_n - x_0 = \Sigma (s \cos \alpha)$ und $y_n - y_0 = \Sigma (s \sin \alpha)$.

Für die Zahlenrechnung benützt man ein Schema der folgenden Art:

Ecke s	α β	$\log \left\{ \begin{array}{l} \cos \alpha \\ s \\ \sin \alpha \end{array} \right\}$	$\log \left\{ \begin{array}{l} s \cos \alpha \\ s \sin \alpha \end{array} \right\}$	$s \cos \alpha$ x	$s \sin \alpha$ y

Bei der *Berechnung des geschlossenen Zuges* lautet die Aufgabe so: Gegeben bzw. angenommen sind die Koordinaten (x_0, y_0) des Punktes (0) und der Richtungswinkel α_1 der Seite (0) - (1). Gemessen sind die Seiten $s_1, s_2, \dots, s_n, s_0$ und die Winkel $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$. Gesucht sind die Koordinaten (x_1, y_1), (x_2, y_2) ... (x_n, y_n) der Punkte (1), (2) ... (n).

Die verschiedenen Richtungswinkel erhält man aus

$$\left. \begin{aligned} \alpha_2 &= \alpha_1 + \beta_1 \pm 180^\circ \\ \alpha_3 &= \alpha_2 + \beta_2 \pm 180^\circ \\ \dots &\dots\dots\dots \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} + \beta_{n-1} \pm 180^\circ \\ \alpha_0 &= \alpha_n + \beta_n \pm 180^\circ \\ \alpha_1 &= \alpha_0 + \beta_0 \pm 180^\circ \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{wobei } \Sigma \beta - k \cdot 180^\circ = w_\beta \text{ ist} \\ (k \text{ eine ganze Zahl}) \end{array}$$

Nachdem man den infolge der unvermeidlichen Messungsfehler auftretenden Widerspruch w_β gleichmäßig auf die einzelnen Winkel verteilt hat, erhält man die gesuchten Koordinaten aus

$$\left. \begin{matrix} x_1 = x_0 + s_1 \cos \alpha_1 \\ x_2 = x_1 + s_2 \cos \alpha_2 \\ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ x_n = x_{n-1} + s_n \cos \alpha_n \\ x_0 = x_n + s_0 \cos \alpha_0 \end{matrix} \right\} \text{ und } \left\{ \begin{matrix} y_1 = y_0 + s_1 \sin \alpha_1 \\ y_2 = y_1 + s_2 \sin \alpha_2 \\ \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ y_n = y_{n-1} + s_n \sin \alpha_n \\ y_0 = y_n + s_0 \sin \alpha_0 \end{matrix} \right.$$

wobei $\Sigma (s \cos \alpha) = w_x$ und $\Sigma (s \sin \alpha) = w_y$ ist.

Die Widersprüche w_x und w_y verteilt man auf die einzelnen $s \cos \alpha =$ bzw. $s \sin \alpha =$ Werte im Verhältnis der Seiten.

2. Selbständige Triangulierung. Die Triangulierung besteht im Grundgedanken darin, daß man das fragliche Gebiet mit einem Netz von Dreiecken überzieht, von dem eine Seite — die Grundlinie — und möglichst alle Winkel gemessen werden. Die Arbeit zerfällt in die Anlage des Netzes, die Bezeichnung der Dreieckspunkte, die Messung der Winkel, die Messung der Grundlinie und die Berechnung.

Die *Anlage des Netzes*, bestehend in der Auswahl der Dreieckspunkte, ist abhängig von der topographischen Gestaltung des Gebietes; es sind möglichst gleichseitige Dreiecke anzustreben, auf die spätere Messung der Grundlinie ist Rücksicht zu nehmen. Die *Bezeichnung der Dreieckspunkte* erfolgt mit behauenen Steinen, Rohrstücken oder Holzpfehlen; für die Winkelmessung werden die Punkte den Längen der Dreiecksseiten entsprechend mit Fluchtstäben, Stangen oder Dreiböcken bezeichnet. Zur *Winkelmessung* benützt man einen Theodolit mit Nonius-, Skalamikroskop- oder Noniusmikroskopablesung auf 10'' bis 20''; die Messung erfolgt in 2 bis 4 Sätzen. Die *Messung der Grundlinie* erfolgt mit Meßblättern nach dem Gradbogenverfahren, am besten mehrmals. Die *Berechnung* besteht in der Bestimmung der Koordinaten der Dreieckspunkte in bezug auf ein passend gewähltes Koordinatensystem.

3. Angeschlossene Züge. Sie verbinden zwei Dreieckspunkte oder zwei schon früher bestimmte Polygonpunkte *A* und *E* (Abb. 29). In bezug auf die

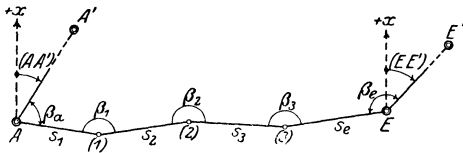


Abb. 29.

Anlage der möglichst langgestreckten Züge und deren Messung gilt das bei den nicht angeschlossenen Zügen Gesagte. Außer den Polygonwinkeln $\beta_1, \beta_2 \dots \beta_n$ mißt man noch die Winkel β_a und β_e zwischen den festen Anschlußrichtungen AA' bzw. EE' und den Zugseiten in *A* und *E*.

Die bei der *Berechnung* eines angeschlossenen Zuges auftretende Aufgabe ist die folgende: Gegeben sind die Koordinaten $(x_a, y_a), (x'_a, y'_a), (x_e, y_e)$ und (x'_e, y'_e) der Anschlußpunkte *A, A', E* und *E'*. Gemessen wurden die Seiten $s_1, s_2 \dots s_n, s_e$ und die Winkel $\beta_a, \beta_1, \beta_2 \dots \beta_n, \beta_e$. Gesucht sind die Koordinaten $(x_1, y_1), (x_2, y_2) \dots (x_n, y_n)$ der Punkte (1), (2) ... (n).

Die Rechnung beginnt mit der Berechnung der Richtungswinkel (AA') und (EE') aus

$$\text{tg } (A.A') = \frac{y'_a - y_a}{x'_a - x_a} \quad \text{bzw.} \quad \text{tg } (E.E') = \frac{y'_e - y_e}{x'_e - x_e} .$$

Die Richtungswinkel der verschiedenen Seiten erhält man aus

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= (AA') + \beta_a \\ \alpha_2 &= \alpha_1 + \beta_1 \pm 180^\circ \\ \alpha_3 &= \alpha_2 + \beta_2 \pm 180^\circ \\ \dots & \dots \dots \dots \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} + \beta_{n-1} \pm 180^\circ \\ \alpha_e &= \alpha_n + \beta_n \pm 180^\circ \\ (EE') &= \alpha_e + \beta_e \pm 180^\circ \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{wobei } (EE') - (AA') = \Sigma \beta - k \cdot 180^\circ + w_\beta \\ &\quad (k \text{ eine ganze Zahl}) \end{aligned}$$

Den Widerspruch w_β verteilt man gleichmäßig auf die einzelnen gemessenen Winkel. Die gesuchten Koordinaten ergeben sich dann aus

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= x_a + s_1 \cos \alpha_1 \\ x_2 &= x_1 + s_2 \cos \alpha_2 \\ \dots & \dots \dots \dots \\ x_n &= x_{n-1} + s_n \cos \alpha_n \\ x_e &= x_n + s_e \cos \alpha_e \end{aligned} \right\} \text{und} \left\{ \begin{aligned} y_1 &= y_a + s_1 \sin \alpha_1 \\ y_2 &= y_1 + s_2 \sin \alpha_2 \\ \dots & \dots \dots \dots \\ y_n &= y_{n-1} + s_n \sin \alpha_n \\ y_e &= y_n + s_e \sin \alpha_e \end{aligned} \right.$$

wobei $x_e - x_a = \Sigma (s \cos \alpha) + w_x$ und $y_e - y_a = \Sigma (s \sin \alpha) + w_y$ ist.

Die Widersprüche w_x und w_y verteilt man im Verhältnis der Seiten s .

C. Die Ergebnisse einer Landesstriangulation als Grundlage für weitere Messungen.

Die Aufgabe einer Landesstriangulation besteht in der Berechnung von Koordinaten für die Dreieckspunkte 1., 2., 3. und weiterer Ordnung. Zunächst werden geographische Koordinaten berechnet, aus denen dann sphärische rechtwinklige und zuletzt ebene rechtwinklige Koordinaten hergeleitet werden. Die Ermittlung von sphärischen rechtwinkligen Koordinaten ξ und η (Abb. 30) erfordert ein sphärisches Koordinatensystem; ein solches ist bestimmt durch einen in der Mitte des Gebietes liegenden Grund- oder Nullmeridian als Abszissenachse und einen auf diesem angenommenen Punkt 0 als Ursprung. Ebene rechtwinklige Koordinaten x und y erhält man dadurch, daß man ξ und η nach einem bestimmten Gesetz in die Ebene überträgt, so daß also $x = f_1(\xi)$ und $y = f_2(\eta)$ ist. Bei den seither in Deutschland viel benutzten, nach SOLDNER benannten ebenen Koordinaten ist $x = R \arcsin \xi$ und $y = R \arcsin \eta$, wobei R der Halbmesser einer passend gewählten Kugel ist. Wegen der bei den SOLDNERSCHEN Koordinaten mit wachsender Ordinate zunehmenden Winkelverzerrung wurden in Deutschland die als GAUSS-KRÜGERSCHE bezeichneten ebenen Koordinaten eingeführt, bei denen $x = R \arcsin \xi$ und $y = R \ln \tan \left(45^\circ + \frac{\eta}{2} \right)$ ist, und bei denen keine Winkelverzerrung auftritt. Mit Rücksicht auf die in Frage kommenden Längenverzerrungen wurde Deutschland in 3° breite Meridianstreifen eingeteilt und für jeden Streifen ein besonderes Koordinatensystem gewählt.

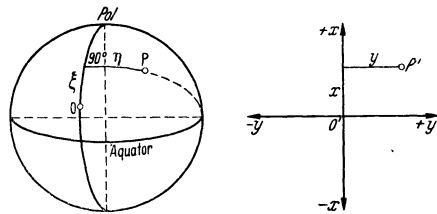


Abb. 30.

D. Bestimmung von Neupunkten als Grundlage für die Aufnahme eines größeren Gebietes.

Soll die Aufnahme eines Gebietes an eine Landesstriangulation angeschlossen werden, so hat man zwischen den durch ihre Koordinaten gegebenen *Festpunkten*

entsprechend viele *Neupunkte* durch Ermittlung ihrer Koordinaten zu bestimmen. Die Bestimmung solcher Neupunkte geschieht punktweise oder zugweise oder netzweise. Bei der *punktweisen Bestimmung* wird jeder Punkt für sich oder höchstens zwei Punkte gemeinsam festgelegt; bei der *zugweisen Bestimmung* werden mehrere Punkte gemeinsam mit Hilfe eines Polygonzuges festgelegt; bei der *netzweisen Bestimmung* werden zwei oder mehr als zwei Punkte mit Hilfe eines Dreiecksnetzes festgelegt.

1. Bei der **punktweisen Bestimmung eines Neupunktes** werden entweder nur Strecken oder nur Winkel oder eine Strecke und ein Winkel gemessen; man kann daher die folgenden drei Gruppen von Aufgaben unterscheiden:

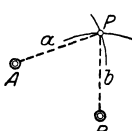


Abb. 31.

a) *Es werden nur Strecken gemessen.* Der Neupunkt P wird dadurch bestimmt, daß man die Strecken a und b (Abb. 31) zwischen den Festpunkten A bzw. B und P mißt. Geometrisch ist P bestimmt als Schnittpunkt von zwei Kreisen.

b) *Es werden nur Winkel gemessen.* Die drei hierbei möglichen Verfahren werden als Punkteinschneiden bezeichnet. Beim *Vorwärtseinschneiden* (Abb. 32) werden in zwei Festpunkten A und B die Winkel α und β zwischen zwei weiteren Festpunkten A' bzw. B' und dem Neupunkt P gemessen; dieser ist geometrisch

bestimmt als Schnittpunkt von zwei Geraden. Beim *Rückwärtseinschneiden* (Abb. 33) werden im Neupunkt P die Winkel α und β zwischen drei Festpunkten A , B und C gemessen. P ist geometrisch bestimmt als Schnittpunkt von zwei Kreisen. Beim *Vorwärts- und Rückwärtseinschneiden* (Abb. 34) mißt man den Winkel α in einem Festpunkt A zwischen einem Festpunkt A' und dem Neupunkt P

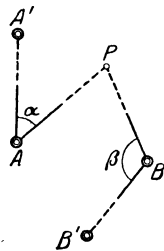


Abb. 32.

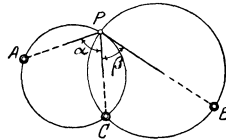


Abb. 33.

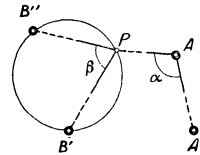


Abb. 34.

sowie den Winkel β in P zwischen zwei Festpunkten B' und B'' . P ist geometrisch bestimmt als Schnittpunkt einer Geraden mit einem Kreis.

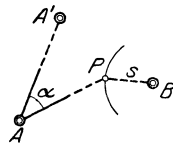


Abb. 35.

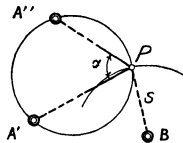


Abb. 36.

c) *Es wird ein Winkel und eine Strecke gemessen.* Der Winkel α kann entweder in einem Festpunkt A (Abb. 35) zwischen einem Festpunkt A' und dem Neupunkt P oder in P (Abb. 36) zwischen zwei Festpunkten A' und A'' gemessen werden. Der Neupunkt P ist demnach bestimmt als Schnittpunkt einer Geraden bzw.

eines Kreises mit dem durch die Strecke s zwischen P und einem Festpunkt B bestimmten Kreis.

Bei unmittelbarer Messung der Strecken mit Meßblättern oder Meßband kommen die vorstehenden Verfahren nur für Strecken bis etwa 300 m in Frage. Die Koordinaten des Neupunktes kann man nach drei Verfahren ermitteln, die man als trigonometrisches Verfahren, algebraisches Verfahren und graphisch-numerisches Verfahren bezeichnen kann.

Eine Punktbestimmung, bei der nur so viele Größen gemessen werden als zur eindeutigen Festlegung erforderlich sind, heißt *einfache Punktbestimmung*. Werden überschüssige Messungen ausgeführt, so hat man eine *mehrfache Punktbestimmung*, bei der man die auftretenden Widersprüche ausgleichen muß.

2. Die **zugweise Bestimmung von Neupunkten** erfolgt in der schon oben angegebenen Weise mit Hilfe von Polygonzügen, in denen Strecken und Winkel gemessen werden.

3. Bei der **netzweisen Bestimmung von Neupunkten** werden nur Winkel gemessen; die dabei auftretenden Netze kann man einteilen in einfach und mehrfach angeschlossene Netze. Das einfach angeschlossene Netz ist in nur zwei Festpunkten, das mehrfach angeschlossene Netz in mehr als zwei Festpunkten angeschlossen.

E. Flächenbestimmung.

Bei der Bestimmung des Flächeninhalts einer im Feld oder in einem Plan gegebenen Figur kann man die folgenden drei Arten unterscheiden: Flächenbestimmung aus Feldmaßen, Flächenbestimmung aus Planmaßen und Flächenbestimmung mit dem Planimeter.

1. Soll die **Flächenbestimmung auf Grund von Feldmaßen** ausgeführt werden, so ist dies schon bei der Aufnahme der Figur zu berücksichtigen. Man führt die Aufnahme am besten nach dem Koordinatenverfahren aus, bei dem die Figur durch die Aufnahmelinien und die Ordinaten in einzelne Teile zerlegt wird, deren Flächen in einfachster Weise zu berechnen sind. Beziehen sich die Koordinaten der Eckpunkte der fraglichen Figur auf ein für ein größeres Gebiet geltendes Koordinatensystem — z. B. das einer Landesvermessung —, so ermittelt man die Fläche F mit Hilfe der Formel $F = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{i=n} x_i (y_{i+1} - y_{i-1})$;

diese gilt für den Fall, daß die Ecken der Figur der Reihe nach im Uhrzeigersinn beziffert sind.

2. Bei der **Flächenbestimmung aus Planmaßen** kann man verschiedene Verfahren unterscheiden. Ein für geradlinig begrenzte Figuren in Frage kommendes Verfahren besteht darin, daß man die *Figur in Dreiecke zerlegt*, von denen man je die Grundlinie und die Höhe mit Zirkel und Maßstab oder mit einer Glastafel mit Parallelen mißt. Bei einem für geradlinig und krummlinig begrenzte Figuren anwendbaren Verfahren wird die *Figur in ein Dreieck* verwandelt, von dem Grundlinie und Höhe im Plan gemessen werden. Ein ebenfalls für beliebig begrenzte Figuren in Betracht kommendes Verfahren besteht darin, daß man durch Parallelen die *Figur in schmale Trapeze mit derselben Höhe zerlegt*, von denen die Summe der Mittellinien mechanisch mit einem Stechzirkel bestimmt wird; dabei kann man auch einen Stechzirkel mit veränderlicher Anschlagvorrichtung verwenden, die für eine bestimmte Zirkelöffnung eingestellt wird. Rasch erhält man die Fläche einer unregelmäßig begrenzten *Figur durch Zerlegen in kleine Quadrate*, von denen man die ganz in die Figur fallenden abzählt und die übrigen abschätzt.

Bei Flächenbestimmungen aus Planmaßen muß man unter Umständen die durch Papierveränderungen verursachten Maßveränderungen berücksichtigen.

3. Bei der **Flächenbestimmung mit dem Planimeter** umfährt man die Figur mit dem Fahrstift des Instruments; die mit diesem verbundene *Meßrolle* macht dabei eine der Fläche proportionale Zahl von Umdrehungen. Die wichtigste Planimeterform ist die des *Polarplanimeters*; dieser besteht (Abb. 37) aus dem Polarm PG mit dem Pol P und der mit PG in G gelenkartig verbundenen Fahrstange RS mit dem Fahrstift S und der Meßrolle R . Die Meßrolle ist mit einer Vorrichtung versehen zum Ablesen der ganzen Rollen-umdrehungen und von Teilen einer Umdrehung; meist kann man bis auf 0,001 einer Umdrehung ablesen. Beim Gebrauch wird der Planimeter in P mit einer Nadel oder einem Gewicht auf dem Plan festgehalten, so daß bei der Umfahrung einer Figur mit dem Fahrstift S das Gelenk G sich auf einem Kreis um P bewegt.

Bei der *Benützung des Polarplanimeters* hat man insofern zwei Fälle zu unterscheiden, als der Pol P außerhalb oder innerhalb der zu umfahrenden Figur liegen

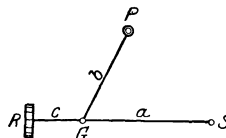


Abb. 37.

kann. Liegt der *Pol außerhalb der Figur* (Abb. 38), so erhält man deren Fläche F aus

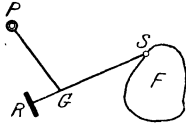


Abb. 38.

$$F = aun = kn,$$

wobei a die Länge GS der Fahrstange, u der Umfang der Rolle und n die Anzahl der Rollenumdrehungen. Liegt der *Pol innerhalb der Figur* (Abb. 39), so findet man deren Fläche F aus

$$F = G \pm aun = G \pm kn,$$

wobei a , u und n dieselbe Bedeutung haben wie vorhin; G ist die Fläche des Grundkreises, d. h. desjenigen Kreises, bei dessen Umfahrung $n = 0$ ist oder die Rolle keine Umdrehung macht. Das Vorzeichen vor dem zweiten Glied ist $\left\{ \begin{array}{l} + \\ - \end{array} \right\}$ wenn F $\left\{ \begin{array}{l} \text{größer} \\ \text{kleiner} \end{array} \right\}$ als G ist.

Die *Flächenbestimmung mit Pol außerhalb* besteht darin, daß man zuerst eine Figur — z. B. einen Kreis —, deren Fläche F_0 einfach bestimmt werden kann, und sodann die Figur mit der gesuchten Fläche F umfährt. Sind n_0 und n die den Flächen F_0 bzw. F entsprechenden Zahlen von Rollenumdrehungen, so ist $F = kn$ und $F_0 = kn_0$ und somit $F = F_0 \frac{n}{n_0}$. Für manche Zwecke ist es bequem, wenn in der Gleichung $F = kn$ die Konstante k gleich einer runden Zahl — z. B. im Maßstab 1:1 gleich 100 cm^2 — ist. Es gibt Instrumente mit unveränderlicher Länge der Fahrstange, bei denen a so gewählt ist, daß $k = au = 100 \text{ cm}^2$ ist. Bei anderen Instrumenten ist a zum Verändern eingerichtet; soll bei einem solchen k gleich einer runden Zahl gemacht werden, so erreicht man dies nach einer ersten genäherten, durch unmittelbares Abmessen am Instrument bestimmten Einstellung von a durch Versuche.

Bei der *Flächenbestimmung mit Pol innerhalb* muß man zuerst die Additionskonstante G und die Multiplikationskonstante k bestimmen. Eine genäherte, mit Rücksicht auf grobe Fehler aber zu empfehlende Bestimmung der Fläche G des Grundkreises erhält man dadurch, daß man den Planimeter nach Augenmaß so aufstellt (Abb. 39), daß das Lot von P auf die Fahrstange SG durch die Meßrolle R geht und den Halbmesser $PS = r$ des Grundkreises unmittelbar mißt; es ist dann $G = \pi r^2$. Die genaue Bestimmung von G und k erreicht man dadurch, daß man zwei Kreise mit den leicht bestimmbaren Flächen F_1 und F_2 , von denen $F_1 > G$ und $F_2 < G$, je mit Pol innerhalb umfährt; sind n_1 und n_2 die entsprechenden Rollenumdrehungen, so ist

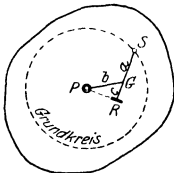


Abb. 39.

$$F_1 = G + kn_1 \text{ und } F_2 = G - kn_2$$

und damit

$$G = \frac{n_1 F_2 + n_2 F_1}{n_1 + n_2} \text{ und } k = \frac{F_1 - F_2}{n_1 + n_2}.$$

Die Firma A. Orr in Kempten fertigt einen Planimeter, bei dem $G = 0$, also für Pol außerhalb und Pol innerhalb $F = kn$ ist; k ist bei diesem Instrument genau gleich 100 cm^2 .

Die Umfahrung der Figuren führt man stets in derselben Richtung — z. B. im Uhrzeigersinn — aus; bei Pol außerhalb der Figur nehmen dann die Ablesungen bei der Umfahrung zu; bei Pol innerhalb der Figur nehmen die Ablesungen $\left\{ \begin{array}{l} \text{zu} \\ \text{ab} \end{array} \right\}$, wenn die Figur $\left\{ \begin{array}{l} \text{größer} \\ \text{kleiner} \end{array} \right\}$ als der Grundkreis ist. Zweckmäßigerweise führt man stets drei Umfahrungen aus. Vor der ersten Umfahrung das Zählwerk auf null zu stellen, empfiehlt sich nicht. Die Führung des Fahrstiftes erfolgt am besten stets freihändig.

Außer dem Polar- oder Polplanimeter, bei dem das Gelenk sich auf einem Kreis bewegt, gibt es auch eine als *Linearplanimeter* bezeichnete Planimeterform, bei der das Gelenk entweder mit einer Schiene oder mit einer Walze auf einer

Geraden bewegt wird. Es werden auch als Universalplanimeter bezeichnete Instrumente hergestellt, die sowohl als Polarplanimeter als auch als Linearplanimeter benutzt werden können. Linearplanimeter kommen für langgestreckte Figuren in Frage.

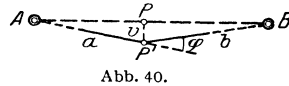
F. Absteckungen.

Die bei Neubauten vor der Bauausführung vorzunehmenden Arbeiten werden gewöhnlich eingeteilt in Voruntersuchungen, allgemeine Vorarbeiten und ausführliche Vorarbeiten; ein Teil der letzteren besteht in der Absteckung der aus Geraden und Kreisbögen sich zusammensetzenden Achse des Bauwerkes.

1. Abstecken von Geraden. Sind von einer Geraden zwei Punkte gegeben, so besteht die Absteckung der Geraden in der Bestimmung von weiteren Punkten innerhalb oder außerhalb der zwei gegebenen Punkte; ist hierbei eine größere Genauigkeit verlangt, so benutzt man den Theodolit.

Kann der Theodolit in einem der beiden Punkte aufgestellt werden, so zielt man bei vertikaler Umdrehungsachse den anderen Punkt an und weist dann die gesuchten Punkte ein. Hierauf schlägt man das Fernrohr durch und wiederholt den Vorgang in der zweiten Fernrohrlage; ergeben sich dabei andere Punkte, so wählt man den Mittelpunkt zwischen den beiden Punkten.

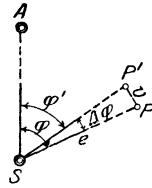
Kann oder soll der Theodolit in keinem der gegebenen Punkte A und B aufgestellt werden, so wählt man in der Nähe des abzusteckenden Punktes P (Abb. 40) nach Gutdünken oder mit Hilfe eines Prismenkreuzes einen Punkt P'; mißt man dann den Winkel φ in P' und ermittelt man die Strecken P'A = a und P'B = b, so erhält man die für P' erforderliche Verschiebung v aus



$$v \approx \frac{ab}{a+b} \frac{\varphi}{\varrho}, \text{ wobei } \varrho = \frac{180^\circ}{\pi}.$$

Durch Wiederholung dieses Vorgangs kann man P mit jeder gewünschten Genauigkeit abstecken. Die Strecken a und b erhält man unmittelbar mit dem Maßband, mittelbar mit dem Fadenentfernungsmesser oder einem stereoskopischen Entfernungsmesser oder aus einem Plan oder auch durch Abschreiten; für die Berechnung von v genügt der Rechenschieber.

2. Abstecken von beliebig großen Winkeln. Die zu lösende Aufgabe lautet so: Gegeben sind zwei Punkte S und A (Abb. 41); ein Punkt P soll so abgesteckt werden, daß A S P gleich einem gegebenen Winkel φ ist. Man bestimmt mit dem in S aufgestellten Theodolit durch Messen in einer Fernrohrlage und Ablesen an nur einem Nonius zunächst einen Näherungspunkt P'. Mißt man dann den Winkel A S P' = φ' mit der erforderlichen Genauigkeit, so erhält man, wenn $\varphi - \varphi' = \Delta \varphi$, die Strecke v, um die P' zu verschieben ist,



aus $v = \frac{\Delta \varphi}{\varrho} e$, wobei $\varrho = \frac{180^\circ}{\pi}$ und $e = S P'$ ist.

3. Abstecken der Hauptpunkte eines Kreisbogens. Die Absteckung von Kreisbögen besteht in der Absteckung von einzelnen Punkten; man kann dabei unterscheiden zwischen Hauptpunkten und Zwischenpunkten. Hauptpunkte sind insbesondere die Anfangs- und Endpunkte sowie die Bogenmittelpunkte. Als Zwischenpunkte bezeichnet man weitere, je nach Bedürfnis zwischen den Hauptpunkten abzusteckende Bogenpunkte.

Die bei der Absteckung von Bogenhauptpunkten auftretende Aufgabe lautet im einfachsten Fall so: Gegeben sind die beiden Geraden S P₁ und S P₂ durch die Punkte S₁ P₁ und P₂ (Abb. 42); man soll von dem sie verbindenden Kreisbogen mit dem gegebenen Halbmesser r die Punkte A₁ und A₂, B₁ und B₂, M₁ und M₂ sowie M abstecken. Mißt man den Winkel P₁ S P₂ = 2 φ , so erhält man die zur Absteckung der gesuchten Punkte erforderlichen Strecken aus

$$S B_1 = S B_2 = \frac{r}{\operatorname{tg} \varphi}, \quad S A_1 = S A_2 = S B - r \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}, \quad \text{wobei } \alpha = 90^\circ - \varphi,$$

$$A_1 M = A_2 M = r \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}, \quad S M = \frac{r}{\cos \alpha} - r = 2r \frac{\sin^2 \frac{\alpha}{2}}{\cos \alpha},$$

$$A_1 C_1 = A_2 C_2 = r \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} - r \sin \frac{\alpha}{2} = 2r \sin^2 \frac{\alpha}{4} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \quad \text{und}$$

$$C_1 M_1 = C_2 M_2 = r - r \cos \frac{\alpha}{2} = 2r \sin^2 \frac{\alpha}{4}.$$

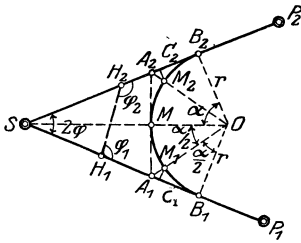


Abb. 42.

Ist der Punkt S nicht zugänglich, so daß der Winkel $P_1 S P_2 = 2\varphi$ nicht unmittelbar gemessen werden kann, so mißt man in den Punkten H_1 und H_2 auf $S P_1$ bzw. $S P_2$ die Winkel φ_1 und φ_2 ; man erhält dann 2φ aus $2\varphi = \varphi_1 + \varphi_2 - 180^\circ$. Unter Umständen muß an die Stelle der Geraden $H_1 H_2$ ein Polygonzug treten.

4. Abstecken von Bogenzwischenpunkten.

Dies geschieht bei gegebenem Halbmesser r mit Hilfe von rechtwinkligen Koordinaten, von Polarkoordinaten oder von Peripheriewinkeln.

Die Absteckung mit rechtwinkligen Koordinaten

kann entweder von einer Tangente oder von einer Sehne aus erfolgen; dabei kann man entweder die Abszissenunterschiede oder die Bogenunterschiede gleich groß wählen.

a) Sollen die Punkte $P_1, P_2, P_3 \dots$ mit ihren rechtwinkligen Koordinaten in bezug auf die Tangente BA (Abb. 43) abgesteckt werden, so erhält man bei gleichen Unterschieden der Abszissen x_i die Ordinaten y_i aus

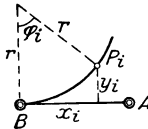


Abb. 43.

$$y_i = r - \sqrt{r^2 - x_i^2} \approx \frac{x_i^2}{2r},$$

wobei x_i z. B. gleich 5,00 m, 10,00 m, 15,00 m ... ist. Bei gleichen Bogenunterschieden ist $x_i = r \sin \varphi_i$ und $y_i = r -$

$r \cos \varphi_i = 2r \sin^2 \frac{\varphi_i}{2}$, wobei φ_i entweder durch die Bogenlängen 5,00 m, 10,00 m, 15,00 m ... und r bestimmt ist oder durch

Unterteilung eines Zentriwinkels erhalten wird.

b) Ist von einem Kreisbogen die Sehne $AB = 2s$ (Abb. 44) gegeben und sollen Punkte $P_1, P_2, P_3 \dots$ mit ihren rechtwinkligen Koordinaten in bezug auf AB abgesteckt werden, so erhält man bei gleichen Unterschieden der Abszissen x_i

die Ordinaten y_i aus $y_i = \sqrt{r^2 - (s - x_i)^2} - \sqrt{r^2 - s^2}$. Sollen die Punkte mit gleichen Bogenunterschieden abgesteckt werden, so findet man x_i und y_i aus $x_i = s - r \sin \varphi_i$ bzw. $y_i = r \cos \varphi_i - \sqrt{r^2 - s^2}$.

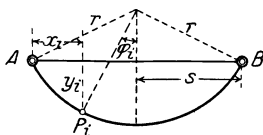


Abb. 44.

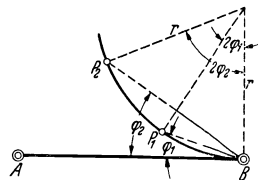


Abb. 45.

c) Die Absteckung von Bogenpunkten $P_1, P_2, P_3 \dots$ (Abb. 45) mit Polarkoordinaten erfolgt am einfachsten mit Hilfe der Tangente BA vom Berührungspunkt B aus. Steckt man z. B. so ab, daß $B P_1 = P_1 P_2 = P_2 P_3 = \dots = s$, so stellt man den Theodolit in B auf, trägt die Winkel $A B P_1 = \varphi_1 = \varphi, A B P_2 = \varphi_2 = 2\varphi, A B P_3 = \varphi_3 = 3\varphi \dots$ an und mißt dabei $B P_1, B P_2, B P_3 \dots$ ab.

Der Winkel φ ist bestimmt durch $\sin \varphi = \frac{s}{2r}$. Die Strecken $B P_1, B P_2, B P_3 \dots$ erhält man aus $B P_i = 2 r \sin \varphi_i$.

d) Die Absteckung von Bogenpunkten mit Hilfe von Peripheriewinkeln (Abb. 46) geschieht mit Benützung einer Prismentrommel. Das Verfahren kommt nur für weniger genaue Absteckungen in Frage; es leistet aber gute Dienste, wenn rasch weitere Punkte eines durch drei Punkte A, B und P_i gegebenen Kreisbogens bestimmt werden sollen. Man stellt die Prismentrommel in P_i auf und stellt den Winkel $A P_i B = \varphi$ durch Verändern des Winkels zwischen den beiden Prismen ein.

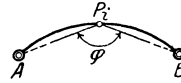


Abb. 46.

V. Vertikal- oder Höhenmessungen.

Gemessen werden Höhenunterschiede; mit diesen berechnet man Meereshöhen oder Normalnullhöhen oder N.N.-Höhen. Die N.N.-Höhen beziehen sich in Deutschland auf das Mittelwasser der Nordsee in Amsterdam. Die Genauigkeit mit der man die Höhe eines Punktes bestimmen kann, beträgt beim Nivellieren rund 1 cm, bei der Höhenbestimmung durch Vertikalwinkelmessung rund 1 dm und bei der barometrischen Höhenbestimmung rund 1 m.

A. Höhenbestimmung durch Nivellieren.

Die wichtigsten Nivellementsarbeiten sind: Ausführung von Festpunktnivellements, Aufnahme von Längs- und Querprofilen als Teil der ausführlichen Vorarbeiten und Ausführung von Flächennivellements.

1. Ausführung von Festpunktnivellements.

Das Festpunktnivellement hat die Aufgabe, von einem Festpunkt mit bekannter N.N.-Höhe ausgehend die N.N.-Höhen anderer Punkte zu bestimmen. Ist die N.N.-Höhe H_a von A (Abb. 47) gegeben und die N.N.-Höhe H_b von B gesucht, so erhält man diese aus

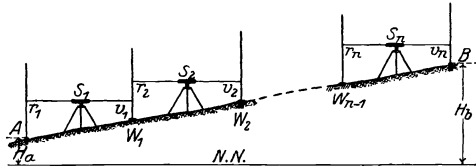


Abb. 47.

$$H_b = H_a + r_1 - v_1 + r_2 - v_2 + \dots + r_n - v_n = H_a + \Sigma r - \Sigma v .$$

Die Aufschreibung der Lattenablesungen und die Rechnung erfolgt in einem Vordruck, der außer Spalten für die Rückblicke r und die Vorblicke v auch eine Spalte für Zwischenblicke enthalten muß; einen Vordruck dieser Art s. S. 474.

Bei jeder Instrumentaufstellung wählt man die Zielweite für den Vorblick ungefähr so groß wie die vom Rückblick. Sämtliche Ablesungen an der Nivellierlatte erfolgen bei einspielender Libelle, je nach der verlangten Genauigkeit auf Millimeter oder Zentimeter genau. Die Wechselpunkte $W_1, W_2 \dots$ werden mit einer gußeisernen Bodenplatte bezeichnet. Zum Schutz gegen grobe Fehler verwendet man eine *Wendelatte* mit je einer Teilung auf der Vorder- und Rückseite.

Die Festpunktnivellements kann man einteilen in Nivellements 1. Ordnung oder Feinnivellements mit einem mittleren Fehler kleiner als ± 1 mm für 1 km, Nivellements 2. Ordnung oder Nivellements für Ingenieurzwecke mit einem mittleren Fehler bis zu ± 20 mm für 1 km und Nivellements 3. Ordnung oder untergeordnete Nivellements mit einem mittleren Fehler von mehr als ± 20 mm für 1 km.

2. Aufnahme von Längsprofilen. Ein Längsprofil ist ein Vertikalschnitt durch die Erdoberfläche längs einer bestimmten Linie (Trasse, Achse). Bei der Aufnahme eines Längsprofils hat man die — je nach dem Gelände und dem Maßstab der zu fertigenden Zeichnung im Abstand von 10 bis 30 m — aufzunehmenden

Datum:		Wetter:				
Instrument:		Beobachter:				
Nivellement von		nach				
Punkt-		Lattenablesung			Horizont	N.N.-Höhe
Nr.	Beschreibung	Rückblick	Vorblick	Zwischenblick		
1	Höhenmarke	0,705			154,423	153,718
	W ₁		1,182			153,241
		1,884			155,125	
2	Grenzstein			1,306		153,819
	Wegmitte			1,28		153,85
	W ₂		2,713			152,412
		1,301			153,713	
	W ₄		1,770			151,943
		1,563			153,506	
3	Grenzstein			1,826		151,680
	W ₃		3,812			149,694
Summe		5,453	9,477	Seitenprobe: 153,718		
Differenz		- 4,024		- 4,024		
				149,694		

Punkte nach Lage und Höhe festzulegen. Die Lagemessung besteht in einer fortlaufenden Längenmessung in der Linie des Profils; die Höhen werden durch ein Nivellement 2. Ordnung bestimmt, wobei die Lattenablesungen bei den Wechselpunkten auf Millimeter genau und bei den Geländepunkten höchstens auf Zentimeter genau gemacht werden.

Bei der Aufzeichnung der Längsprofile werden die Höhen in einem z. B. zehnmal größeren Maßstab aufgezeichnet als die Längen, für die man z. B. den Maßstab des zugehörigen Lageplans wählt.

3. Aufnahme von Querprofilen. Querprofile sind kurze Vertikalschnitte senkrecht oder radial zur Linie des Längsprofils; sie bilden bei Neubauten insbesondere die Grundlage für die Erdmassenberechnung. Die seitliche Ausdehnung der Querprofile richtet sich nach den jeweiligen Verhältnissen und schwankt zwischen 20 und 50 m. Der Abstand von je zwei Profilen ist von der Geländegestaltung abhängig; Profile sind insbesondere in allen Punkten aufzunehmen, in denen im Längsprofil ein Abweichen aus der Geraden in horizontalem oder vertikalem Sinn stattfindet. In gleichmäßigem Gelände werden Querprofile in Abständen von 10 bis 30 m aufgenommen. Bei der Aufnahme eines Querprofils muß jeder Punkt nach Lage und Höhe bestimmt werden; dies geschieht in wenig geneigtem und übersichtlichem Gelände mit Meßlaten und dem Nivellierinstrument, in stark geneigtem oder unübersichtlichem Gelände mit der Setzlatte, in steilem Gelände mit dem Tachymetertheodolit, bei breiten Wasserläufen benützt man die Peilstange zusammen mit der Peilleine.

Die Aufzeichnung der Querprofile erfolgt für Längen und Höhen meist im Maßstab 1:100 auf Millimeterpapier.

4. Ausführung von Flächennivellements. Die Darstellung des Geländes durch Längs- und Querprofile eignet sich für manche Zwecke — z. B. Ent- und Bewässerungen — nicht; an ihre Stelle tritt dann ein Höhenplan mit Höhen-

schichtlinien. Die Herstellung eines solchen Planes erfordert die Festlegung einzelner Punkte nach Lage und Höhe; bei einem Gelände mit geringen Höhenunterschieden ist dies die Aufgabe des Flächennivellements.

Steht ein Katasterplan in 1:1000, 1:2500 oder 1:5000 zur Verfügung, in dem genügend viele Punkte ihrer Lage nach gegeben sind, so hat man — abgesehen von der einfachen Festlegung einzelner Punkte — nur Höhen zu bestimmen. Ist kein Katasterplan vorhanden, oder enthält ein solcher nicht genügend viele Punkte, so muß man außer der Höhenmessung auch eine Lagemessung — am besten der ersteren vorausgehend — ausführen. In gleichmäßigem Gelände besteht die Lagemessung darin, daß man das Gebiet mit einem Quadratnetz überzieht. Der Abstand der aufzunehmenden Punkte richtet sich nach dem Maßstab des herzustellenden Planes und nach dem Höhenabstand der Höhengschichtlinien. Zur Ausführung der Höhenbestimmung benützt man ein vorher untersuchtes Nivellierinstrument; die Ablesungen an der mit einer 0,5 dm-Teilung versehenen Nivellierlatte macht man nur auf Zentimeter genau.

Die *Bearbeitung des Höhenplanes* beginnt mit dem Einschreiben der N.N.-Höhen der aufgenommenen Punkte. Einzelne Punkte der Höhengschichtlinien erhält man durch — im wesentlichen lineare — Einschaltung zwischen den eingeschriebenen Punkten. Der Höhenabstand der Schichtlinien ist abhängig von dem Zweck und dem Maßstab des Planes und vom Gelände; je nachdem beträgt er 10 m, 5 m, 2,5 m, 1,25 m, 1,0 m, 0,5 m und auch 0,25 m. Wegen der Übersichtlichkeit hebt man einzelne Schichtlinien durch eine besondere Strichart hervor; für bestimmte Schichtlinien werden die N.N.-Höhen angeschrieben.

B. Höhenbestimmung durch Vertikalwinkelmessung.

Man unterscheidet hier zwischen Höhenbestimmung auf kleine Entfernungen für Geländeaufnahmen und Höhenbestimmung auf große Entfernungen; bei der letzteren muß man die Endkrümmung und die Brechung des Zielstrahls berücksichtigen.

1. Bei der trigonometrischen Höhenbestimmung für Geländeaufnahmen stellt man in einem Punkt S (Abb. 48) mit der bekannten N.N.-Höhe H_S den Theodolit und in dem Punkt A , dessen N.N.-Höhe H_A zu bestimmen ist, z. B. eine Nivellierlatte auf; man erhält dann H_A aus

$$H_A = H_S + i \pm e \operatorname{tg} \alpha - z,$$

wobei i die Instrumentenhöhe, z die Zielpunkthöhe, e die horizontale Entfernung zwischen S und A und α der Vertikalwinkel.

Da bei Geländeaufnahmen eine Genauigkeit von $\pm 0,5$ bis ± 1 dm meist genügt, so mißt man α nur in einer Fernrohrlage. Voraussetzung für das Verfahren ist, daß der Standpunkt S und der Zielpunkt A ihrer Lage nach in einem Plan gegeben sind, so daß man e dem Plan entnehmen kann; man ermittelt dann $e \operatorname{tg} \alpha$ mit einem Diagramm. Sind nicht genügend viele Punkte im Plan gegeben, so erfolgt die Bestimmung der Lage und der Höhe der Punkte tachymetrisch.

2. Die Bestimmung der Höhe von hochgelegenen Punkten kann man entweder mit einem horizontalen oder mit einem vertikalen Hilfsdreieck ausführen; in beiden Fällen ist die N.N.-Höhe H_A eines Punktes A gegeben und die N.N.-Höhe H_Z eines Punktes Z gesucht. Die Vertikalwinkel mißt man je nach der verlangten Genauigkeit in einer Fernrohrlage oder in zwei Fernrohrlagen.

a) Benutzt man ein *horizontales Hilfsdreieck* $Z' S'_1 S'_2$ (Abb. 49), so muß man die Strecke $s = S'_1 S'_2$, die Horizontalwinkel φ_1 und φ_2 in S_1 bzw. S_2 , die Vertikalwinkel α_1 und α_2 sowie die Höhenunterschiede a_1 und a_2 messen; man kann dann

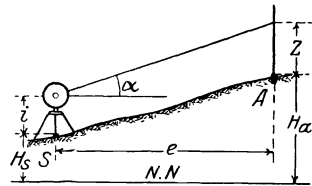


Abb. 48.

H_z doppelt berechnen aus $H_z = H_a + a_1 + e_1 \operatorname{tg} \alpha_1$ und $H_z = H_a + a_2 + e_2 \operatorname{tg} \alpha_2$,

wobei $e_1 = S'_1 Z' = s \frac{\sin \varphi_2}{\sin(\varphi_1 + \varphi_2)}$ und $e_2 = S'_2 Z' = s \frac{\sin \varphi_1}{\sin(\varphi_1 + \varphi_2)}$.

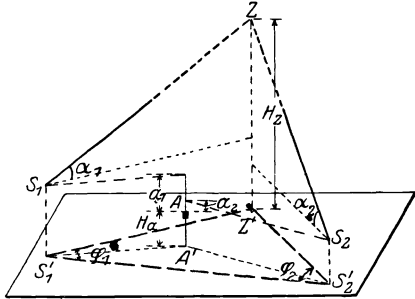


Abb. 49.

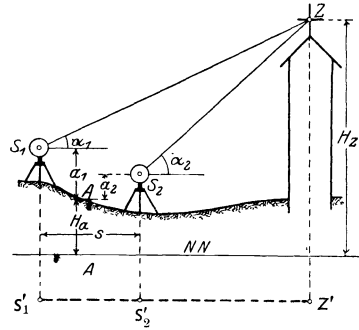


Abb. 50.

b) Benützt man ein *vertikales Hilfsdreieck* $Z S_1 S_2$ (Abb. 50), bei dem Z, S_1 und S_2 in derselben Vertikalebene liegen, so mißt man die Strecke $s = S'_1 S'_2$, die Vertikalwinkel α_1 und α_2 sowie die Höhenunterschiede a_1 und a_2 ; es ist dann $H_z = H_a + a_1 + e_1 \operatorname{tg} \alpha_1$ wobei $e_1 = S'_1 Z' = \frac{s \cos \alpha_1 \sin \alpha_2 + (a_2 - a_1) \cos \alpha_1 \cos \alpha_2}{\sin(\alpha_2 - \alpha_1)}$.

3. Trigonometrische Höhenbestimmung auf große Entfernungen. Sind H_s die N.N.-Höhe des Standpunktes S , i die Instrumentenhöhe, e die horizontale Entfernung zwischen S und dem Zielpunkt Z , z die Zielhöhe und α der Vertikalwinkel, so erhält man die N.N.-Höhe H_z von Z aus

$$H_z = H_s + i \pm e \operatorname{tg} \alpha + \frac{e^2}{2r} (1 - k) - z;$$

dabei ist r der Erdradius und k der Refraktionskoeffizient, für den man in Mitteleuropa bei gewöhnlichen atmosphärischen Verhältnissen den Wert 0,13 setzt. Mit Rücksicht auf die Unsicherheit von k geht man in der Entfernung e nicht über 2–3 km.

C. Barometrische Höhenbestimmung.

Mißt man in zwei vertikal übereinander liegenden Punkten P_1 und P_2 die Luftdrucke b_1 und b_2 sowie die Lufttemperatur t_1 und t_2 gleichzeitig, so erhält man den Höhenunterschied h zwischen P_1 und P_2 aus

$$h = (b_1 - b_2) \Delta h, \text{ wobei } \Delta h = \frac{K}{b_1 + b_2} \left(1 + \alpha \frac{t_1 + t_2}{2} \right).$$

Dabei kann man zur Berechnung der „barometrischen Höhenstufe“ Δh für Mitteleuropa $K = 8019$ setzen; α ist gleich $\frac{1}{273}$. Die Berechnung von h geschieht mit dem Rechenschieber unter Benützung einer graphischen Tafel für Δh .

Bei der Ausführung von barometrischen Höhenbestimmungen liegen die beiden Punkte nicht vertikal übereinander und können die Messungen nicht gleichzeitig ausgeführt werden; man muß deshalb annehmen, daß die Veränderungen des Luftdruckes und der Lufttemperatur innerhalb des Meßgebietes dieselben und proportional der Zeit sind. Die beiden wichtigsten Meßverfahren kann man als barometrische Flächenaufnahme und als Höhenbestimmung durch Einschalten bezeichnen. Höhenbestimmungen mit dem Barometer können bei Voruntersuchungen wertvolle Dienste leisten.

1. Bei dem **Verfahren der barometrischen Flächenaufnahme** ist die N.N.-Höhe H_a eines Punktes A gegeben und es sollen die N.N.-Höhen $H_1, H_2, H_3 \dots$ der Punkte $P_1, P_2, P_3 \dots$ bestimmt werden. Es sind zwei Beobachter und zwei Instrumente erforderlich, von denen das eine als „Standbarometer“ und das andere als „Feldbarometer“ benutzt wird. Mit dem Feldbarometer und einem Schleuderthermometer werden in $A, P_1, P_2, P_3 \dots A$ die Luftdrucke und die Lufttemperaturen gemessen und mit der jeweiligen Zeit aufgeschrieben. Mit dem Standbarometer und einem Schleuderthermometer werden an einem in der Mitte des Gebietes gelegenen Ort im Abstand von z. B. 10 Minuten die Luftdrucke und die Lufttemperaturen gemessen und mit den Zeiten aufgeschrieben.

Von dem als Feldbarometer benutzten Aneroid muß man den Wärme- und den Teilungskoeffizienten kennen und die entsprechenden Verbesserungen berücksichtigen. Stellt man das als Standbarometer benutzte Aneroid so auf, daß seine Innentemperatur dieselbe bleibt, und sind die Luftdruckveränderungen nicht groß, so braucht man an den Ablesungen keine Verbesserung anbringen.

2. Bei dem **Einschalteverfahren** müssen die N.N.-Höhen H_a und H_e von zwei Punkten A und E mit großem Höhenunterschied gegeben sein. Sind die N.N.-Höhen $H_1, H_2, H_3 \dots$ der zwischen A und E liegenden Punkte $P_1, P_2, P_3 \dots$ gesucht, so besteht die Messung darin, daß man in $A, P_1, P_2, P_3 \dots E$ die Ablesungen am Aneroid macht; sind b_a und b_e diejenigen in A und E , so erhält man die zur Berechnung von $H_1, H_2, H_3 \dots$ erforderliche barometrische Höhenstufe Δh aus $\Delta h = \frac{H_e - H_a}{b_a - b_e}$. Von dem Aneroid muß man nur den Wärme- koeffizienten kennen und berücksichtigen.

VI. Tachymetrische Messungen.

Zur Tachymetrie gehören diejenigen Meßverfahren, bei denen die Lage und die Höhe von Punkten gemeinsam bestimmt werden. Die tachymetrische Punktbestimmung findet insbesondere Anwendung bei Geländeaufnahmen, wie sie bei den allgemeinen Vorarbeiten auszuführen sind. Die tachymetrischen Verfahren kann man den Instrumenten entsprechend einteilen in Theodolittachymetrie, Meßtischtachymetrie und Phototachymetrie. Bei der Theodolittachymetrie werden die Werte der gemessenen Größen in Zahlen aufgeschrieben; sie heißt deshalb auch numerische Tachymetrie. Bei der Meßtischtachymetrie wird jeder Punkt graphisch bestimmt; sie heißt deshalb auch graphische Tachymetrie. Bei der Phototachymetrie oder Photogrammetrie geschieht die Punktbestimmung mechanisch, so daß man sie als mechanische Tachymetrie bezeichnen kann.

Das Ziel einer Geländeaufnahme besteht in der Herstellung einer Zeichnung in 1:5000, 1:2500, 1:2000 oder höchstens 1:1000; man kann sich deshalb bei den tachymetrischen Punktbestimmungen mit einer Genauigkeit von 1 bis 2 m in der Lage und 0,1 bis 0,2 m in der Höhe begnügen.

A. Theodolittachymetrie.

Bei einer Geländeaufnahme mit dem Tachymetertheodolit kann man zwei Verfahren unterscheiden. Bei dem einen, nur in freiem, übersichtlichem Gelände anwendbaren Verfahren werden die erforderlichen Punkte von *einem* Standpunkt — oder doch nur wenigen Standpunkten — aus aufgenommen. Bei dem anderen, für bedecktes, unübersichtliches Gelände in Frage kommenden Verfahren werden die einzelnen Punkte von einer größeren Zahl von Standpunkten aus aufgenommen.

1. Bei der **Aufnahme in freiem, übersichtlichem Gelände** kann man von jedem Instrumentstandpunkt aus eine größere Zahl von Punkten aufnehmen. Als Standpunkte wählt man am einfachsten nach Lage und Höhe gegebene Punkte. Die aufzunehmenden Punkte werden dadurch bestimmt, daß man für jeden

Punkt die Richtung, die Entfernung und den Vertikalwinkel mißt. Die Richtung bestimmt man, von einer bekannten Richtung ausgehend, mit dem Horizontalkreis; die Entfernung mißt man mit dem Fadenentfernungsmesser; für den Vertikalwinkel genügt Messung in einer Fernrohrlage.

Sind H_s die N.N.-Höhe des Standpunktes S (Abb. 51), i die Instrumentenhöhe und z die an der Latte in P mit dem Mittelfaden gemachte Einstellung, so findet man die N.N.-Höhe H von P aus $H = H_s + i + (h - z)$, wobei $h = \frac{1}{2} E \sin 2\alpha$

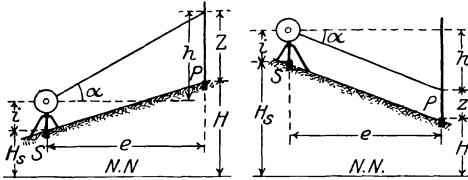


Abb. 51.

und $E = 100 l + \Delta E$, wenn l der Lattenabschnitt zwischen den Distanzfäden und α der Vertikalwinkel sind, und wobei h das Vorzeichen von α hat. Die horizontale Entfernung e zwischen S und P erhält man aus $e = E \cos^2 \alpha$. Die Aufschreibung der Messungsergebnisse und die Rechnung erfolgen in einem Vordruck (s. S. 479).

Die Aufzeichnung der aufgenommenen Punkte geschieht nach Polarkoordinaten mit Winkelmesser und Maßstab.

2. Bei der Aufnahme in bedecktem, unübersichtlichem Gelände erfolgt die Aufnahme mit Hilfe von Bussolenzügen; jeder Zug geht dabei von einem nach Lage und Höhe gegebenen Punkt A (Abb. 52) aus und endet in einem solchen Punkt B . Da man mit der Bussole Richtungswinkel mißt, so braucht man das Instrument in A und in den Wechselpunkten $W_1, W_2 \dots$ nicht aufstellen. Die horizontalen Entfernungen nach den einzelnen Punkten erhält man wieder aus $e = E \cos^2 \alpha$, wobei $E = 100 l + \Delta E$.

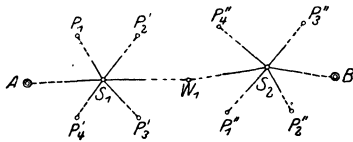


Abb. 52.

Sind H_a und H_b die N.N.-Höhen von A bzw. B (Abb. 52), H_1 und H_2 diejenigen der Instrumenthorizonte in S_1 und S_2 und H'_w die von W_1 , und bedeuten h'_r, h'_v, h''_r und h''_v , die den Vertikalwinkeln entsprechend mit Vorzeichen versehenen Höhenunterschiede und z'_r, z'_v, z''_r und z''_v die Einstellungen mit dem Mittelfaden an der Latte, so gelten die Gleichungen

$$\begin{aligned} H_1 &= H_a - (h'_r - z'_r) & H'_w &= H_1 + (h'_v - z'_v) \\ H_2 &= H'_w - (h''_r - z''_r) & H_b &= H_2 + (h''_v - z''_v), \end{aligned}$$

wobei $h = \frac{1}{2} E \sin 2\alpha$ und $E = 100 l + \Delta E$.

Von den Standpunkten $S_1, S_2, S_3 \dots$ aus nimmt man die für die Geländeaufnahme erforderlichen Punkte P_1, P_2, P_3 und P_4 auf. Für die Aufschreibung der Messungen und deren Berechnung benützt man einen Vordruck (s. S. 479).

Das Aufzeichnen der Punkte eines Bussolenzuges erfolgt mit einem Halbkreiswinkelmesser mit Kantenmaßstab. Dabei ist es bequem, wenn die mit der Bussole gemessenen Richtungswinkel sich auf die $+x$ -Richtung des Koordinatensystems beziehen; man stellt deshalb vor der Messung wenn möglich die Bussole entsprechend ein.

B. Meßtischtachymetrie.

Der Unterschied zwischen der Meßtisch- und der Theodolitachymetrie besteht darin, daß bei der ersteren die Aufzeichnung der aufgenommenen Punkte sofort

Datum:		Wetter: Instrument: A 70 c = 0,34 m k = 99,02										
Beobachter:...		Bemerkungen:										
Standpunkt	Zielpunkt	Latte		Richtung	Vertikalkreis		E	h	h-z	Hori-zont	N.N.-Höhe	Bemerkungen
		äußere Faden	Niv. Faden		a	α						
P.P. 15	I	—	—	0° 00'	—	—	—	—	—	827,3	—	H _s = 825,89 i = 1,42 H = 827,31
		1,00	1,8	357,9	359° 06'	161,2	— 2,5	— 4,3	823,0			
		1,00	2,3	224,3	+2° 16'	262,1	+10,4	+8,1	835,4			

Datum:		Wetter: Instrumente: A 46 c = 0,35 m k = 99,63										
Beobachter:		Bemerkungen:										
Standpunkt	Zielpunkt	Latte		Bussole	Vertikalkreis		E	h	h-z	Hori-zont	N.N.-Höhe	Bemerkungen
		äußere Faden	Niv. Faden		a	α						
I	P.P. 42	2,00	2,10	53,2	+6° 32'	10,6	+1,20	-0,90	799,20	798,30		
		2,103	3,10	235,3	+6° 22'	10,5	+3,31	+0,21	799,41			
		3,000				30,0						
3	2	1,000	1,20	43,9	-3° 08'	32,2	-1,76	-2,96	802,37			
		1,320				32,1						
		2,50	2,7	134,3	-4° 49'	42,2	-3,5	-6,2	796,2			
5	P.P. 11'	2,10	2,5	306,8	+8° 02'	38,2	+5,3	+2,8		805,2		
		2,168				38						
		1,000	1,20	223,9	+2° 04'	48,2	+1,74	+0,54	802,91			
6	P.P. 480	1,480				48,1						

im Gelände stattfindet; in bezug auf die Ermittlung der Entfernungen und der Höhenunterschiede besteht kein Unterschied zwischen beiden.

Die Messung beginnt mit der Aufstellung des Meßtisches; er ist richtig aufgestellt, wenn ein Punkt der Zeichnung auf der horizontal liegenden Platte vertikal über dem entsprechenden Punkt in der Natur liegt, und wenn alle von diesem Punkt ausgehenden Richtungen in der Zeichnung und in der Natur je in derselben Vertikalebene liegen.

C. Phototachymetrie oder Photogrammetrie.

Man kann diese dem Ort der Aufnahme entsprechend einteilen in Erdphotogrammetrie und Luftphotogrammetrie; bei beiden kann man unterscheiden zwischen Einschnidephotogrammetrie und Stereophotogrammetrie.

1. Bei der **Erdphotogrammetrie** erfolgt die Geländeaufnahme mit Hilfe von zwei, in verschiedenen Punkten aufgenommenen Bildern, von denen man außer der „inneren Orientierung“ — Bildweite, Hauptpunkt und Horizontale durch diesen — noch die „äußere Orientierung“ — Lage des Objektivmittelpunkts und der Kammerachse sowie N.N.-Höhe des Objektivmittelpunkts im linken Standpunkt — kennen muß. Wenn möglich, nimmt man die Bilder so auf, daß ihre Ebenen vertikal liegen; dabei können die Bilder in sonst beliebigen oder in parallelen Ebenen oder im einfachsten Fall in derselben Ebene liegen.

Bei der veralteten *Einschnidephotogrammetrie* erfolgt die Auswertung der beiden Bilder getrennt. Der Grundgedanke des Verfahrens besteht darin, daß jeder Punkt durch Vorwärtseinschneiden oder als Schnittpunkt von zwei Geraden bestimmt wird, wobei die erforderlichen Winkel mittelbar den beiden Bildern entnommen werden müssen. Bei der *Stereophotogrammetrie* werden beide Bilder gleichzeitig, also zweiäugig betrachtet; das dabei entstehende räumliche Bild ist die Grundlage für die Auswertung der Aufnahme mit Hilfe einer räumlich einstellbaren Marke.

Die *Auswertung von stereophotogrammetrischen Aufnahmen* erfolgt punktweise mit dem Stereokomparator oder linienweise mit dem Stereoaufograph. Bei der ersten Art mißt man auf Grund des räumlichen Bildes gewisse Strecken, die dann rechnerisch, zeichnerisch oder mechanisch weiter verwertet werden; verwendet man den Stereoaufograph, so werden die in dem räumlichen Bild verfolgten Linien selbsttätig in die Zeichnung übertragen.

2. Bei der **Luftphotogrammetrie** kann man zwei Fälle unterscheiden; entweder handelt es sich um die Aufnahme in ganz ebenem Gelände oder um eine solche in einem Gelände mit beliebig großen Höhenunterschieden. Die Aufnahme in ganz ebenem Gelände erfordert nur je ein Bild, das man mit nahezu vertikaler Kammerachse herstellt und dann mit einem Entzerrungsgerät so umformt, daß es die Eigenschaften eines mit genau vertikaler Kammerachse aufgenommenen Bildes hat.

Die Aufnahme eines Geländes mit beliebigen Höhenunterschieden erfordert zwei Bilder. Die Auswertung geschieht entweder punktweise nach dem Verfahren der Einschnidephotogrammetrie mit Benützung des Meßbildtheodolits oder linienweise nach dem Verfahren der Stereophotogrammetrie mit einem Zweibildinstrument; im letzteren Fall werden die in dem räumlichen Bild verfolgten Linien selbsttätig in die Zeichnung übertragen.

Bei der Luftphotogrammetrie muß man von jedem Bild außer seiner inneren Orientierung die äußere Orientierung kennen. Die äußere Orientierung eines von einem Luftfahrzeug aus aufgenommenen Bildes besteht aus den ebenen Koordinaten und der N.N.-Höhe des Objektivmittelpunkts der Kammer im Augenblick der Aufnahme, dem Richtungswinkel der Horizontalprojektion der Kammerachse, dem Neigungswinkel dieser Achse gegen die Horizontale und dem als Verkantungswinkel bezeichneten Winkel zwischen der Horizontalen durch den Hauptpunkt des Bildes und den durch die Bildmarken bestimmten Geraden durch den Bild-

hauptpunkt. Die äußere Orientierung bestimmt man entweder für jedes Bild getrennt oder für je zwei Bilder gemeinsam durch Rückwärtseinschneiden im Raum. Dies geschieht im ersten Fall rechnerisch auf Grund von mindestens drei unmittelbar oder mittelbar gemessenen Positionswinkeln zwischen im Bild erscheinenden und auf der Erde nach Lage und Höhe gegebenen Punkten. Die gemeinsame Bestimmung der äußeren Orientierung von zwei Bildern erfolgt mit einem Zweibildinstrument durch systematische Versuche.

D. Herstellung eines Höhenplanes als Grundlage für allgemeine Vorarbeiten.

Ein für allgemeine Vorarbeiten bestimmter Plan muß außer den auf den Grundriß sich beziehenden Einzelheiten eine Darstellung der Geländeformen in Höhenschichtlinien enthalten. Die Aufnahme zerfällt deshalb in die Aufnahme des Grundrisses und die Aufnahme der Geländeformen.

1. Die Grundlagen für die Aufnahme sind insofern zweierlei Art, als man eine Grundlage für die Aufnahme vom Grundriß und eine solche für die Aufnahme der Geländeformen braucht. Das wichtigste ist zunächst die Wahl des Maßstabes, in dem die Aufnahme ausgeführt bzw. ausgearbeitet werden soll; sie ist davon abhängig, ob von dem fraglichen Gebiet bereits eine Karte in Gestalt einer Katasterkarte vorhanden ist oder nicht. Steht eine solche Karte zur Verfügung, so bildet sie die Grundlage für die Aufnahme; die auf den Grundriß sich beziehenden Messungen bestehen dann nur in Ergänzungen, so daß die Hauptarbeit in der Aufnahme der Geländeformen besteht. Wenn keine Karte vorhanden ist, so muß man zuerst eine genügende, vom Maßstab der herzustellenden Karte und von den topographischen Verhältnissen abhängige Zahl von Punkten ihrer Lage nach festlegen. Die Festlegung dieser Punkte durch Bestimmung ihrer rechtwinkligen Koordinaten geschieht vom Großen ins Kleine punktweise und zugleich entweder im Anschluß an eine Landestriangulation oder auf Grund einer selbständigen Triangulation.

Die Grundlage in vertikalem Sinn bildet ein durch ein Nivellement 2. Ordnung bestimmtes Netz von Höhenfestpunkten, deren Höhen man am besten auf N.N. bezieht. Ist kein Anschlußpunkt mit bekannter N.N.-Höhe in erreichbarer Nähe, so nimmt man die N.N.-Höhe eines Punktes auf Grund einer Karte — wenigstens genähert — an.

2. Die Aufnahme des Grundrisses bzw. der dabei aufzunehmenden Einzelheiten richtet sich nach dem Zweck der Vorarbeiten, für die der Plan bestimmt ist. Für die zeichnerische Darstellung der im Grundriß wiederzugebenden Einzelheiten sind besondere Zeichen im Gebrauch.

3. Bei der Aufnahme der Geländeformen für deren Darstellung in Höhenschichtlinien kann man diese entweder unmittelbar oder mittelbar bestimmen. Unmittelbar erhält man die Schichtlinien bei stereophotogrammetrischer Auswertung eines Bildpaares mit einem Zweibildinstrument; sonst bestimmt man sie mittelbar durch Einschaltung einzelner Schichtlinienpunkte zwischen den aufgenommenen, ihrer Höhe nach beliebig liegenden Punkten. Die für die Ermittlung der Schichtlinien aufzunehmenden Punkte müssen so gewählt werden, wie wenn durch sie allein die Geländeformen zur Darstellung gebracht werden sollen; sie müssen demnach alle für die Geländeformen wesentlichen Punkte (Kuppen, Kessel und Sättel) und Linien (Rücken, Mulden und Gefällwechsel) erfassen und festlegen.

Bei der Aufnahme und Darstellung der Geländeformen kann man — abgesehen von den Verfahren der Photogrammetrie — zwei Arten unterscheiden. Bei der einen Art wird die Zeichnung der Schichtlinien auf Grund der aufgenommenen Punkte im Felde, also im Anblick des Geländes vorgenommen, bei der anderen Art werden die Schichtlinien erst später im Zimmer gezeichnet. Wird die Schicht-

linienzeichnung im Zimmer ausgeführt, so kann man dabei drei Arbeitsgänge unterscheiden; zuerst bestimmt man die Schichtlinien durch rohe Schätzung zwischen den aufgenommenen Punkten, sodann legt man sie punktweise durch lineare Einschaltung zwischen den aufgenommenen Punkten fest, und zuletzt stimmt man sie gegenseitig ab nach Einzeichnung der Gerippllinien (Rücken- und Muldenlinien), wobei zu beachten ist, daß das Gelände zwischen zwei aufgenommenen Punkten im allgemeinen nicht ganz geradlinig verläuft.

4. Die **Ausführung der Aufnahme** geschieht entweder mit Hilfe der Theodolittachymetrie oder der Meßtischtachymetrie oder der Photogrammetrie. Die Theodolittachymetrie kommt in Frage bei Ausarbeitungen in den Maßstäben 1:1000 bis 1:5000 und höchstens noch 1:10000; die Meßtischtachymetrie verwendet man für Aufnahmen in 1:25000, 1:10000 und noch 1:5000. Bei Anwendung der Meßtischtachymetrie wird sowohl der Grundriß als auch die Geländedarstellung in Schichtlinien im Felde fertig gezeichnet. Die Photogrammetrie eignet sich zunächst für wenig bedecktes, übersichtliches, insbesondere für schwer zugängliches Gelände. Die Erdphotogrammetrie empfiehlt sich nur für nicht zu ebenes Gebiet; sie kommt hauptsächlich zur Aufnahme von Talhängen in Frage.

Verkehrswirtschaft.

Von

Dr. Ing. CARL PIRATH,

o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

I. Allgemeines über Verkehrswirtschaft und Verkehrspolitik.

Unter *Verkehrswirtschaft* versteht man den Teil der Volkswirtschaft, der sich mit dem Verkehr befaßt. Die *Volkswirtschaft*, auch Allgemeinwirtschaft genannt, dient der zweckmäßigen kulturellen, sozialen und wirtschaftlichen Gestaltung menschlichen Zusammenlebens im Raume eines staatlich geordneten Volkes zur Hebung und Verbesserung seines geistigen Wohlbefindens und seiner allgemeinen Lebenshaltung. Aus einer Summe von politisch geordneten und geführten Volkswirtschaften entwickelte sich die *Weltwirtschaft* als Trägerin der Beziehungen zwischen den verschiedenen nationalen Volkswirtschaften.

Volkswirtschaften und Weltwirtschaft sind an die Vorstellungen von Erde, Menschheit und Wirtschaft gebunden. Ihr wesentlicher Inhalt wird in wirtschaftlicher und kultureller Hinsicht durch vier Vorgänge grundsätzlich gekennzeichnet: Güterherstellung, Güterverteilung, die den Handel umfaßt, Güterumlauf und Güterverbrauch, wobei der Begriff Güter im weitesten Sinne, in geistiger und materieller Bedeutung, zu verstehen ist.

Der Güterumlauf ist Sache des *Verkehrs*. Im gewöhnlichen Sprachgebrauch benutzt man das Wort Verkehr sowohl in einem weiteren wie in einem engeren Sinne. Unter Verkehr im weiteren Sinne versteht man den gesamten Austausch wirtschaftlicher und kultureller Leistungen und Güter, wie Geldverkehr, Handelsverkehr, Güterverkehr, Briefverkehr usw., unter Verkehr im engeren Sinne die räumliche Fortbewegung oder die *Ortsveränderung* von Personen, Gütern und Nachrichten. Gegenstand der Verkehrswirtschaft bildet der Verkehr im engeren Sinne.

Die Mittel und Wege, deren sich der Verkehr zur Erfüllung seines Zweckes bedient, werden im *Verkehrswesen* zusammengefaßt. Unter ihm wird die Gesamtheit der technischen und organisatorischen Einrichtungen verstanden, die zur Ortsveränderung von Personen, Gütern und Nachrichten erforderlich sind. Die wesentlichen Organe des Verkehrswesens sind die technischen Beförderungseinrichtungen und die organisatorischen Gebilde in Gestalt der Verkehrsunternehmungen. Beide zusammen stellen die *Verkehrsmittel* dar.

Es ist Aufgabe der *Verkehrswirtschaft*, die Organe des Verkehrswesens so zu gestalten und einzusetzen, daß die beste Befriedigung aller aus den Volkswirtschaften, der Volkswirtschaft, der Staatsverwaltung und der Weltwirtschaft sich ergebenden Verkehrsbedürfnisse durch das zweckmäßigste Verkehrsmittel erreicht und auf diese Weise eine möglichst gute *Harmonie zwischen Nachfrage und Angebot im Verkehr* geschaffen wird. Sie ist in starkem Maße abhängig von den Entwicklungserscheinungen der Gesamtwirtschaft eines Volkes und der Welt. Auch ihr Gesetz ist es daher, niemals zu sein, sondern immer zu werden.

Der Umstand, daß der Sinn und das Ziel des Verkehrs die Überwindung der räumlichen Trennung und der zeitlichen Entfernungen ist, macht die Verkehrswirtschaft raumgebunden und damit von drei wichtigen, mehr oder weniger natürlichen Gegebenheiten des Raumes abhängig, die verkörpert werden durch:

1. Die *physische Geographie* (Oberflächengestaltung) und das Klima der Erde. Sie entscheidet über die Daseinsfähigkeit der Verkehrsmittel. Ihren Einfluß auf den Verkehr behandelt die *Verkehrsgeographie*.

2. Die *Wirtschaftsgeographie* oder die räumliche Verteilung der wirtschaftlichen Kräfte und damit der Verkehrsbedürfnisse, die die Daseinsberechtigung der Verkehrsmittel bestimmen.

3. Die *politische Geographie* und hier besonders die Raumgebundenheit politischer Vorgänge, wie sie in geographischer Betrachtung die *Geopolitik* behandelt. Sie entscheidet vielfach über die Daseinsmöglichkeit der Verkehrsmittel.

Die Berücksichtigung dieser Gegebenheiten bei der aus der Gestaltung des menschlichen Zusammenlebens sich entwickelnden notwendigen Ortsveränderung von Personen, Gütern und Nachrichten beeinflußt in besonderem Maße Inhalt und Aufgabe der Verkehrswirtschaft. Im einzelnen ist es das Ziel der Verkehrswirtschaft, in *wirtschaftlicher* oder rationaler Hinsicht der Volkswirtschaft möglichst große Verkehrserleichterungen zu bieten und sie möglichst wenig durch die Kosten des Verkehrs oder die Transportkosten zu belasten, und ferner in *staats- und volkspolitischer* Hinsicht den Verkehr zum Diener der Allgemeinheit zu machen und dabei den außerwirtschaftlichen oder irrationalen Kräften, wie sie die Wechselwirkung zwischen Natur und Leben sowie der ständige Kampf des Menschen zwischen Geist und Materie hervorbringt, genügend gerecht zu werden.

Die Belastung der Volkswirtschaft durch Transportkosten ergibt sich aus der Summe der Belastung der Einzelwirtschaften und ihrer Erzeugnisse durch die Ausgaben für den Verkehr. Die durchschnittliche Belastung aller Güter, die im Raum einer Volkswirtschaft befördert werden, durch Transportkosten liegt bei 6—7% ihres Wertes am Verbrauchsort bei Schwankungen von 1,0—20% für die einzelnen Güter.

Die Einheit der Volkswirtschaft und des Staates wird durch den Ausbau eines einheitlichen und leistungsfähigen Verkehrsnetzes wesentlich gefördert. Es ist Sache des Staates, hierzu durch geeignete verkehrspolitische Maßnahmen für seinen Raum eine organische *Verkehrseinheit* zu schaffen. Der Verkehrswirtschaft zu- oder übergeordnet ist daher die *Verkehrspolitik*, die jeder Staat zur richtigen Einordnung des Verkehrs in seine Volkswirtschaft im Interesse der Allgemeinheit zu betreiben hat. Insbesondere ist es die Aufgabe der staatlichen Verkehrspolitik, dafür zu sorgen, daß das Verkehrswesen der Erhaltung des Staates und der Stärkung der Wirtschaft dient und daß die Entwicklung und der Ausbau der Verkehrseinrichtungen gefördert wird. Im einzelnen liegt hierbei dem Staat daran, daß in rein staats- und volkspolitischer Hinsicht die Verkehrsmittel der Durchführung der Verwaltung sowie den Bevölkerungs- und sozialpolitischen Notwendigkeiten gerecht werden, in wirtschaftlicher Hinsicht die Transportkosten das Wirtschaftsleben möglichst wenig belasten und der Verkehr für die Allgemeinheit arbeitet und nicht etwa allein zum Vorteil einzelner Wirtschaftszweige, und schließlich in rein technischer Hinsicht die Verkehrsmittel von allgemeiner Bedeutung genügend entwickelt und ausgebaut werden und möglichst betriebssicher arbeiten.

Soweit bei der Durchführung der verkehrspolitischen Maßnahmen gewisse Rechtselemente festzulegen sind, gibt der Staat gesetzliche Bestimmungen, durch die Organisation und Betriebsweise bestimmter Verkehrsunternehmen sowie das Verhältnis des Verkehrsmittels zur Allgemeinheit zur Wahrung der öffentlichen Interessen geregelt werden (*Verkehrsrecht*).

Der Grundsatz, daß der Ingenieur die technischen Anlagen nur dann richtig gestalten, bemessen und bewirtschaften kann, wenn er den Zweck, dem sie dienen sollen, klar übersieht, führt den die Verkehrsmittel behandelnden Ingenieur in besonders weitem Maße auf verwandte Gebiete, deren Grundlagen und Bedeutung für den Verkehr er kennen muß. Für seine eigentliche Aufgabe: *Gestaltung, Betrieb und Bewirtschaftung* von Verkehrsmitteln, ist die Kenntnis der Grundlagen der Verkehrswirtschaft unerlässlich. Sie geben in erster Linie Aufschluß über die Art der Nachfrage und die vom Standpunkt des Verkehrs an die Gestaltung der technischen Beförderungseinrichtungen zu stellenden Anforderungen sowie über ihre wirtschaftliche Verwendung für Verkehrszwecke. Daneben sollen die mittelbar mit der Verkehrswirtschaft zusammenhängenden Gebiete der Volkswirtschaft, Verkehrsgeographie, Wirtschaftsgeographie, Geopolitik, Verkehrs-

politik und des Verkehrsrechts ihm in seinen für den Verkehr wichtigen Grundlagen vertraut sein. Die Gesamtheit dieser Wissensgebiete oder von Teilen von ihnen gehört zur eigentlichen *Verkehrswissenschaft*, die eine ausgesprochene Grenzwissenschaft ist und von der demnach der Ingenieur in erster Linie die Gestaltung, den Betrieb und die Bewirtschaftung der Verkehrsmittel auf Grund eingehender Kenntnis der Verkehrsbedürfnisse zu vertreten hat.

In diesem Sinne befassen sich die nachfolgenden Ausführungen mit den Verkehrsbedürfnissen oder der *Nachfrage* im Verkehr sowie mit den betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Grundlagen der verschiedenen Verkehrsmittel, die die Art der Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse und daher das *Angebot* im Verkehr verkörpern.

II. Die Gliederung der Verkehrsmittel.

Die technischen und organisatorischen Einrichtungen, die der Ortsveränderung von Personen, Gütern und Nachrichten dienen, sind die Verkehrsmittel. Es gehören zu den technischen Einrichtungen: *Weg, Triebkraft, Fahrzeuge und Stationen* oder *Betriebsstellen*, zur Organisation: *Betrieb* und *Verwaltung*.

Beide bilden insgesamt eine Einheit zur Erzielung des Verkehrszweckes. Die Gliederung der Verkehrsmittel erfolgt im allgemeinen nach den technischen Vorrichtungen, die mannigfaltigster Art sind. Sie ist in weiterem Sinn abgestimmt auf die drei Haupterscheinungen der Erdoberfläche: *Land, Wasser und Luft*, die als Medien für die Einrichtung von Verkehrsmitteln in Frage kommen. Hiernach sind zu unterscheiden Land-, Wasser- und Luftverkehrsmittel.

Im einzelnen sind zu rechnen zu den

Landverkehrsmitteln:

Boten, Trager, Tragtiere, Schlitten, Fuhrwerke und Fahrrad, die alle nur geringe Leistungsfähigkeit haben. Eisenbahnen jeglicher Art, Kraftwagen, Leitungen für Energie, Wasser, Wärme, Nachrichten, die alle eine hohe Leistungsfähigkeit aufweisen können.

Wasserverkehrsmitteln:

Binnenwasserstraßen, Seeverkehr.

Luftverkehrsmitteln:

Flugzeuge, Luftschiffe, Funk.

Die geschichtliche Entwicklung der Verkehrsmittel vollzog sich in technischer Hinsicht in zwei Abschnitten. Der erste Abschnitt reicht bis zum Jahre 1830. Er umfaßt die Zeit der Alleinherrschaft der natürlichen Triebkräfte. Es folgte der zweite Abschnitt bis zur Jetztzeit, in der die künstlichen Triebkräfte vorherrschend wurden.

Allgemeine Verkehrsmittel sind auf Grund ihrer technischen Eigenarten in der Lage, Verkehrsgegenstände verschiedener Art zu befördern. Hierzu zählen alle Verkehrsmittel mit Ausnahme der Leitungen für die Beförderung von elektrischer Kraft, Gas, Wasser und Nachrichten, die nur je einen bestimmten Verkehrsgegenstand befördern können und daher zu den *Sonderverkehrsmitteln* zu rechnen sind.

III. Die Verkehrsbedürfnisse.

A. Die Ursachen der Verkehrsbedürfnisse.

Die *Verkehrsbedürfnisse* bestimmen die Nachfrage nach Ortsveränderung von Personen, Gütern und Nachrichten oder nach Verkehrsleistungen der Verkehrsmittel. Ihre Ursachen sind tief begründet im menschlichen Gesellschaftsleben und im Menschen selbst. Ihr Träger ist der Mensch in seinem persönlichen Eigenleben, im Kulturleben, im Staat und in der Wirtschaft.

Die Verkehrsbedürfnisse entspringen daher aus den persönlichen Angelegenheiten seelischer und körperlicher Art des Menschen, sowie dem kulturellen, politischen und wirtschaftlichen Geschehen innerhalb einer Volksgemeinschaft oder auf Grund der Abhängigkeiten mehrerer Volksgemeinschaften voneinander.

Der *Verkehrswille* ist in der Welt durchaus nicht einheitlich gelagert. Er ist bei abendländischer Lebensauffassung stärker ausgeprägt als bei morgenländischer Selbstzufriedenheit, so daß man von mehr oder weniger verkehrsfreundlichen Kulturkreisen sprechen kann.

Neben diese auf *weltanschauliche* Ursachen sich gründenden Verkehrsbedürfnisse treten die Ursachen *persönlicher* Art, wie Bereicherung des Wissens, Religion, Familien- und Stammesverbundenheit, Heilung von Krankheiten und Erholung, *kultureller* Art, wie Austausch von Kulturgütern zur Verfeinerung der Lebensbedürfnisse. Aus der Gemeinschaft, in der die Menschen leben, ergeben sich weiterhin die Ursachen *staatspolitischer Art* zur Sicherung der Einheit und des Bestandes der Nation und vor allem die Ursachen *wirtschaftlicher Art*, die alle übrigen Ursachen der Verkehrsbedürfnisse heute bei weitem überragen. Landwirtschaft, Gewerbe, Industrie und Handel sind Wirtschaftsgebiete, von denen das größte Verkehrsbedürfnis ausgeht. Sie verlangen eine nationale und internationale Arbeitsteilung mit einem Austausch von Waren und Menschen, der nur durch die Verkehrsmittel möglich ist. Je größer die räumliche Verteilung der wirtschaftlichen Kräfte ist und je mehr die verschiedenen Wirtschaftsflächen auf die Arbeitsteilung mit anderen Wirtschaftsflächen angewiesen sind, um so stärker wird das Verkehrsbedürfnis. Die eigentlichen Träger aller Verkehrsbedürfnisse sind räumlich gesehen die *menschlichen Siedlungen*, die, punkthaft im Erdraum verteilt, je nach wirtschaftlicher Struktur, Größe, kulturellem Gehalt und Dichte ihrer Raumlage die Verkehrsbedürfnisse bestimmen.

B. Art, Umfang und Reichweite der Verkehrsbedürfnisse.

Die *Art* der Verkehrsbedürfnisse findet ihren äußeren Ausdruck in den Gegenständen des Verkehrs. Diese umfassen drei Gruppen: Personen, Güter und Nachrichten, so daß als *Verkehrsarten* der Personen-, Güter- und Nachrichtenverkehr bezeichnet werden. Hierbei sind die Güter und Nachrichten nach Form, Größe, Gewicht, Zustand und Wert uneinheitlich und mannigfaltig. Am mannigfaltigsten sind die Güter zusammengesetzt. Sie werden im weiteren Sinne nach Paketen, Stückgütern und Wagenladungen unterschieden. Im Durchschnitt beträgt das Gewicht der Pakete 3,2 kg, des Stückgutes im Luftverkehr 13 kg, im Eisenbahn-expreßgutverkehr 19 kg, im eigentlichen Eisenbahnstückgutverkehr 115 kg bei Schwankungen von 3—2500 kg. Stückgut im Überseeverkehr hat ein Gewicht von 500—800 kg. Das Wagenladungsgut, das begrifflich sich nur auf den Landverkehr bezieht, nutzt die Ladefähigkeit eines Wagens aus und schwankt in der Regel zwischen 5—20 t. Im Nachrichtenverkehr gehen auf 1 t Briefsendungen rd. 85000 Briefe und Postkarten.

Ihrem *Wert* nach werden die Verkehrsgegenstände, vor allen Dingen die Güter, eingeteilt in hochwertige, mittelwertige und geringwertige Güter. Zu den *hochwertigen* Gütern zählen in erster Linie neben den Edelmetallen die Fertigfabrikate wie Drogen, Chemikalien, Pelze, Maschinen, Lebensmittel, Textilwaren, Glas, Möbel. Eine große Zahl dieser Güter ist leicht verderblich und bildet unter den hochwertigen Gütern die Gruppe der eilwertigen Güter, die für schnellen Transport eine höhere Belastung durch Transportkosten hinnehmen können. Die *mittelwertigen* Güter umfassen die Gruppe der Halbfabrikate wie Schienen, Stahl in Stäben, Draht, Eisenträger, Blei, Röhren, Papier, Zucker, Bau- und Zementwaren. Zu den *geringwertigen* Gütern zählen in erster Linie die Rohstoffe, auch Massengüter genannt, wie Kohlen jeglicher Art, Düngemittel, Erden und Steine, Getreide, Holz, Kalk, Salz, Teer, Kartoffeln, Rohzucker.

Für die verschiedenen Verkehrsmittel des Güterfernverkehrs Deutschlands sind in Tabelle 1¹ die Anteile der drei Gruppen an den gesamten beförderten Gütermengen größenordnungsmäßig ermittelt, wie sie auch für andere Länder mit ähnlicher wirtschaftlicher Struktur wie Deutschland maßgebend sind.

¹ Die Tabellen und Abbildungen sind, soweit sie nicht neu entworfen und aufgestellt wurden, dem Buch entnommen: C. PIRATH: „Die Grundlagen der Verkehrswirtschaft“. Berlin 1934.

Der *Umfang* der Verkehrsbedürfnisse wird durch die mengenmäßige Nachfrage der Verkehrskunden nach Ortsveränderung von Verkehrsgegenständen bestimmt. Er bildet in erster Linie die Grundlage für die Gestaltung, Bemessung und Bewirtschaftung der technischen Verkehrsanlagen. Die Mengeneinheit ist bei den beförderten Personen die Reise, bei Gütern die Tonne und bei Nachrichten das

Tabelle 1. Zusammensetzung des Verkehrsgütes im Güterfernverkehr bei den verschiedenen Verkehrsmitteln Deutschlands.

Verkehrsmittel	Massengüter %	Mittelwertige Güter %	Hochwertige Güter %
1	2	3	4
Seeschiffahrt im Auslandsverkehr	71,2	14,4	14,4
Seeschiffahrt im Inlandsverkehr (Küstenschiffahrt)	66,2	18,6	15,2
Binnenschiffahrt	87,9	8,2	3,9
Eisenbahn	82,1	11,4	6,5
Lastkraftwagen	7,0	29,0	64,0
Luftfahrt	0	0	100,0

Stück. Zwischen der Zahl der in einem Gebiet wohnenden Menschen als den Trägern des Verkehrs und dem Umfang der Verkehrsbedürfnisse bestehen gewisse gesetzmäßige Beziehungen, die durch das *spezifische Verkehrsbedürfnis* erfaßt werden. Dieses wird durch das Verhältnis der Anzahl der Reisen, beförderten Gütertonnen oder Anzahl der Nachrichten im Jahr zur Einwohnerzahl des Verkehrsgebietes ausgedrückt und ermittelt. Es ist von dem Siedlungscharakter und der wirtschaftlichen Struktur des Verkehrsgebietes, von der Netzdichte und der Zahl der Verkehrsmittel abhängig. Die *Netzdichte* ist das Verhältnis der Streckenkilometer des Verkehrsmittels zu der Fläche des Verkehrsgebietes. Je weitmaschiger das Verkehrsnetz ist, um so geringer ist das Verkehrsbedürfnis, je engmaschiger es ist, um so stärker wird das Verkehrsbedürfnis angeregt.

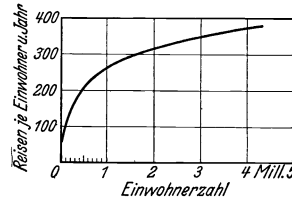


Abb. 1. Das spezifische Verkehrsbedürfnis im öffentlichen großstädtischen Personenverkehr.

In den Abb. 1 und 2 ist das spezifische Verkehrsbedürfnis im öffentlichen großstädtischen *Personenverkehr* in Mittel-, Groß- und Weltstädten sowie für

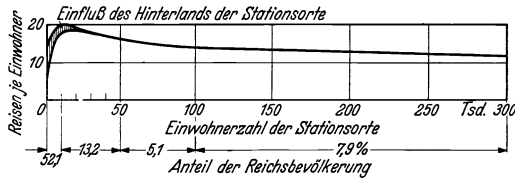


Abb. 2. Das spezifische Verkehrsbedürfnis im Fern- und Überlandverkehr der Deutschen Reichsbahn.

den Personenverkehr auf Überland- und Fernbahnen Deutschlands veranschaulicht. Die Schaulinien sind Durchschnittslinien aus einer Großzahl von Einzelwerten für die in den einzelnen Städten bzw. auf den Stationen der Eisenbahnen abgefahrenen Personen je Einwohner der Städte oder Stationen. Im allgemeinen ist die Zahl der auf einer Station ankommenden Personen gleich der Zahl der abgefahrenen Personen.

Über das spezifische Verkehrsbedürfnis im Güterfernverkehr, getrennt nach Eil- und Expresgut, Stückgut und Wagenladungsgut, für Verkehrsgebiete verschiedener wirtschaftlicher Struktur gibt Tabelle 2 Aufschluß. Im Gegensatz zum Personenverkehr sind die Gütermengen in Abgang und Ankunft oder, wie man es im allgemeinen bezeichnet, im Versand und Empfang einer Station verschieden. Da sie jedoch in ihrer Gesamtsumme die betrieblichen Arbeiten auf den Stationen und damit für die technischen Anlagen bestimmen, ist in der Tabelle Versand und Empfang der Güter in einer Summe angegeben. Diese zur Zeit einer fast ausschließlichen Bedienung des Güterverkehrs durch die Eisenbahnen gewonnenen Zahlen für den Umfang der Verkehrsbedürfnisse von Orten verschiedener Größe sind auch heute noch maßgebend, obgleich inzwischen vor allem bei den Stückgütern ein gewisser Teil dieser Verkehrsmengen vom Kraftwagen befördert wird. Das vorhandene spezifische Verkehrsbedürfnis wird heute lediglich von mehreren Verkehrsmitteln anstatt wie früher von einem Verkehrsmittel befriedigt. Bei Stationsorten der Eisenbahn mit bis zu 25000 Einwohnern wird das auf die Einwohnerzahl dieser Stationsorte bezogene spezifische Verkehrsbedürfnis erhöht durch das Verkehrsbedürfnis des Hinterlandes, dessen Einwohner bei der Ermittlung des spezifischen Verkehrsbedürfnisses nicht berücksichtigt werden konnten. Schaltet man diesen Einfluß, wie in Abb. 2 und Tabelle 2

Tabelle 2. Das spezifische Verkehrsbedürfnis im Güterfernverkehr (Versand + Empfang) bei der Deutschen Reichsbahn.

Einwohnerzahl der Stationen	Gütertonnen (Versand + Empfang) je Einwohner und Jahr im							
	Expres- und Eilgutverkehr		Stückgutverkehr		Wagenladungsverkehr in			
					vorwiegend landwirtschaftlichen Gebieten (Ostpreußen)		gemischt landwirtschaftlich und gewerblichen Gebieten (Württemberg)	
	a	b	a	b	a	b	a	b
1000 E.	t/E	t/E	t/E	t/E	t/E	t/E	t/E	t/E
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2,5	0,10	0,07	0,65	0,20	7,5	4,0	7,0	3,5
5	0,18	0,10	0,80	0,30	9,0	5,0	6,0	5,0
10	0,20	0,14	0,75	0,50	8,0	6,0	5,5	5,0
25	0,20	0,18	0,70	0,65	7,0	6,5	5,1	5,0
50		0,18		0,70		6,2		5,0
100		0,17		0,65		6,0		5,0
150		0,16		0,62		5,8		5,0
200		0,16		0,60		5,3		5,0
300		0,15		0,58		5,0		5,0

a = mit Hinterland; b = ohne Hinterland.

geschehen, aus, so geben die Zahlen für das spezifische Verkehrsbedürfnis ohne Hinterland das unmittelbare spezifische Verkehrsbedürfnis der Ortsgröße an. Das ist für die Ermittlung der für den Kraftwagenverkehr maßgebenden Verkehrsbedürfnisse wichtig, da bei seiner mehr flächenartigen und weniger punktierten Bedienung des Verkehrs, wie sie die Eisenbahn durchführen muß, der Verkehr ohne Hinterland in Frage kommt.

Vergleicht man das spezifische Verkehrsbedürfnis im Güterverkehr verschiedener Länder und Zonen der Welt miteinander, so wird der wichtige und ausschlaggebende Einfluß der kulturellen, wirtschaftlichen und klimatischen Verhältnisse eines Gebietes für die Größe seines spezifischen Verkehrsbedürfnisses deutlich, wie die Tabelle 3 für einige charakteristische Verkehrsgebiete zeigt.

Die Reichweite oder Beförderungsweite des sich aus den Verkehrsbedürfnissen ergebenden Personen- und Güterverkehrs ist neben dem Umfang des Verkehrs ein wichtiger Faktor für die Gestaltung der Verkehrsmittel. Sie schwankt zwischen

Tabelle 3. Das spezifische Verkehrsbedürfnis im Eisenbahngüterverkehr in Abhängigkeit von der wirtschaftlichen Struktur der Länder.

Land	Wirtschaftliche Struktur	Einwohnerzahl 1000 E.	Einwohner je km ²	Auf Eisenbahnen beförderte Güter 1000 t	t/E
1	2	3	4	5	6
England	Überwiegend Industrie	46 047	191	309 200	6,7
Schweiz	„ „ „	4 066	98,5	18 500	4,6
Deutschland	Industrie und Landwirtschaft	63 480	134,2	399 500	6,3
Japan	„ „ „	64 447	168,7	103 700	1,6
Sudafrikanische Union	„ „ „	6 929	5,7	20 400	2,9
Vereinigte Staaten von Amerika	„ „ „	122 775	15,7	1 046 200	8,5
Danemark	Landwirtschaft	3 551	82,7	10 360	2,9
Argentinien	„ „ „	11 658	4,2	51 300	4,4
Java	Tropische Landwirtschaft	41 720	314,5	10 383	0,25
Sudan	„ „	6 469	2,2	619	0,095

1 km und dem halben Umfang der Erdkugel, also 20 000 km. Sie wird in erster Linie bestimmt durch die in der Wirtschaft vorliegende Arbeitsteilung. Ein Mittelmaß für die Reichweite der Verkehrsbedürfnisse innerhalb des Raumes einer Volkswirtschaft stellt die *mittlere Beförderungsweite* dar, die als Jahresdurchschnitt aus den Einzelbeförderungsweiten für Personen und Güter ermittelt wird und = $\frac{\text{Pers km}}{\text{Pers}}$ bzw. $\frac{\text{t km}}{\text{t}}$ ist.

Die Beziehungen zwischen dem Umfang der Reisen oder der beförderten Tonnen zu den Beförderungsweiten unterliegen einer gewissen Gesetzmäßigkeit. Sie besteht darin, daß mit der Zunahme der Entfernung das Verkehrsbedürfnis einer Siedlung und damit der Verkehr abnimmt. Diese Gesetzmäßigkeit tritt um so klarer hervor, je einheitlicher im Raum die Verkehrsquellen oder die Siedlungen verteilt sind, wie es bei dem großstädtischen Verkehr und dem Eisenbahnverkehr eines wirtschaftlich und kulturell hochentwickelten Landes in der Tat

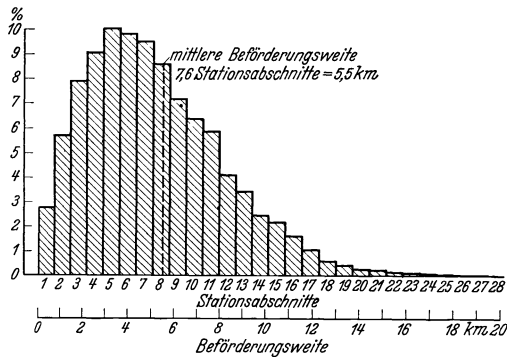


Abb. 3. Verteilung der beförderten Personen der Berliner U-Bahn auf die Beförderungsweiten.

der Fall ist. Die Abb. 3 gibt für den großstädtischen Verkehr, Tabelle 4 für den Landes- und Überseeverkehr Zahlen, die das Verteilungsbild der Beförderungsweiten charakterisieren.

Die Reichweite des Verkehrs ist eine wichtige Grundlage für die Preisbildung und damit für die Einnahmen im Verkehrswesen. Sie stellt aber auch bestimmte Anforderungen an die Organisation des technischen Apparates, der auf diejenigen Entfernungen am leistungsfähigsten sein muß, auf die die Masse der Verkehrsmengen zu befördern ist.

Tabelle 4. Das spezifische Verkehrsbedürfnis und die Reichweite im Personen- und Güterverkehr in Abhängigkeit von der Größe der Raumüberwindung.

Verkehrsmittel	Personenverkehr		Güterverkehr	
	Mittlere Beförd.-Weite km	Reisen je 1000 Einwohner	Mittlere Beförd.-Weite km	Beförd. t je 1000 Einwohner
1	2	3	4	5
Innerstädtische öffentliche Verkehrsmittel	5,5	447 000	—	—
Eisenbahnen im Landesverkehr	28,6	20 500	154	6300
Seeschifffahrt im Transozeanverkehr:				
a) einschließlich Küstenverkehr innerhalb des Aktionszentrums	4400	8	6200	150
b) ohne Küstenverkehr innerhalb des Aktionszentrums	7300	4	10900	74

C. Die Grundbedingungen zur Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse.

Die Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse ist Aufgabe der Verkehrsmittel. Sie muß unter Grundbedingungen erfolgen, die in erster Linie für die Verkehrsmittel, zum Teil aber auch für die Allgemeinheit maßgebend sind.

Die Grundbedingungen, die die Verkehrsmittel zu erfüllen haben, liegen in den drei Forderungen nach:

1. *Sicherheit*: Sicherheit gegen Unfälle und Versicherung gegen Schadensfälle.
2. *Leistungsfähigkeit*: Schnelligkeit, Regelmäßigkeit, Pünktlichkeit, Häufigkeit, Bequemlichkeit.
3. *Wirtschaftlichkeit*: Billigkeit auf Grund wirtschaftlicher Arbeit der Verkehrsmittel.

Die Mittel und Wege zur Erfüllung dieser Grundbedingungen umfassen die *betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Grundlagen* der Verkehrsmittel. Sie bilden einen besonders wichtigen Bestandteil der Verkehrswirtschaft und werden im einzelnen in den Abschnitten V—VIII behandelt.

Die drei Hauptverkehrsarten legen verschiedenen Wert auf die Erfüllung der Grundbedingungen. Der Personen- und Nachrichtenverkehr verlangt in erster Linie Schnelligkeit, Regelmäßigkeit, Pünktlichkeit und Bequemlichkeit in der Ortsveränderung. Für die beste Erfüllung dieser Grundbedingungen trägt er vielfach höhere Kosten. Der Güterverkehr entsteht in erster Linie aus wirtschaftlichen Überlegungen. Er legt daher besonderen Wert auf Billigkeit, weniger auf Schnelligkeit, Bequemlichkeit und Pünktlichkeit. Es liegen jedoch gewisse Unterschiede vor. Hochwertige und eilwertige oder leicht verderbliche Güter übernehmen im Interesse einer schnelleren Beförderung die damit verbundenen höheren Beförderungskosten.

Die Verkehrsmittel bedürfen zur Erfüllung ihrer Aufgaben der Unterstützung der Allgemeinheit oder der *Verkehrspolitik* des Landes, für das sie tätig sind. Ihre unentbehrliche Arbeit für die Volkswirtschaft verpflichtet den Staat, den Verkehrsmitteln Entwicklungsmöglichkeiten, Schutz nach außen und Freizügigkeit zu verschaffen. Finanzielle Unterstützungen in der Entwicklungszeit, Erleichterungen bei der Bauausführung, wie sie das Enteignungsgesetz beispielsweise bietet, Schutz gegen Transportgefährdungen und internationale Vereinbarungen über die freizügige Benutzung wichtiger Verkehrswege sind Gegenstand dieser vom Staat zu übernehmenden Förderung der Verkehrsmittel.

Im neuzeitlichen Verkehrswesen treten zu diesen in der Hauptsache klar zu erfassenden Grundbedingungen, denen die Verkehrsmittel gerecht werden sollen, in zunehmendem Maße *psychologische* Gesichtspunkte und Überlegungen. Sie ergeben sich aus dem Verhältnis, in dem der Mensch persönlich zu den Verkehrsmitteln steht. In der inneren Beziehung zwischen Verkehrsmittel und dem Verkehrsinteressenten hat die technische Entwicklung eine starke Umwälzung

vor allen Dingen im Personenverkehr hervorgerufen. Der Mensch benutzt für seine Ortsveränderungen mit besonderer Vorliebe solche Verkehrsmittel, die ihm jederzeit zur Verfügung stehen und ihm jede nur mögliche Freiheit über die Verwendung seiner Zeit lassen. Hierauf ist in erster Linie die Entwicklung des privaten Kraftwagenverkehrs zurückzuführen, trotzdem er im allgemeinen höhere Transportkosten verursacht als die übrigen für den Personenverkehr geeigneten Landverkehrsmittel. Der Personenkraftwagen wird infolge seiner Bedienbarkeit durch jedermann zum persönlichen Besitz und zum Verkehrsinstrument beliebiger Verwendbarkeit für den die Bewegung suchenden und schätzenden Menschen. Dieser Umstand hat auch nicht zum wenigsten die gewaltige Verbreitung des Fahrrades zur Folge gehabt. Der Wunsch nach *individueller* Verkehrsbedienung oder nach Benutzung des Verkehrsmittels in der Hand des Verkehrskunden ist heute besonders stark und wichtig für den Einsatz der verschiedenen Verkehrsmittel zur Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse.

IV. Die Verkehrsformen.

A. Allgemeiner und nicht allgemeiner Verkehr.

Die Art und Weise, in der die Verkehrsmittel die Verkehrsbedürfnisse befriedigen oder ihre Verkehrsarbeit leisten, führt in verkehrswirtschaftlicher, räumlicher und organisatorischer Hinsicht zu bestimmten *Verkehrsformen*. Sie sind charakteristisch für die Eingliederung des Verkehrs in die Volkswirtschaft eines Landes.

Die Form, die von verkehrswirtschaftlicher Bedeutung ist, unterscheidet nach *allgemeinem* Verkehr, der die Brennpunkte des Staates, kulturellen und wirtschaftlichen Lebens eines Landes sowie die Gesamtheit der Siedlungen miteinander verbindet, und nach *nicht allgemeinem* oder *örtlichem* Verkehr, der im wesentlichen für einzelne Siedlungen oder eine engbegrenzte Landschaft arbeitet. Die im allgemeinen Verkehr eingesetzten Verkehrsmittel zählen zu den Hauptverkehrsmitteln, da sie das Rückgrat des Verkehrs eines Landes bilden. Dem örtlichen Verkehr dienen die Verkehrsmittel von untergeordneter Bedeutung wie Straßenbahnen, Vorortbahnen und Omnibus innerhalb und in der Umgebung von Städten, ferner Nebenbahnen und Kleinbahnen einer eng begrenzten Landschaft.

B. Nah- und Fernverkehr.

Die grundsätzliche Scheidung nach allgemeinem und nicht allgemeinem Verkehr läßt sich räumlich durch den Begriff des Fern- und Nahverkehrs erfassen. Für die entfernungsmäßige Erfassung des *Nahverkehrs* ist grundsätzlich davon auszugehen, daß für die Befriedigung von Nahverkehrsbedürfnissen die Unterkunft und Übernachtung nach Beendigung der Reise oder des Transports an den ständigen Wohnsitz oder Aufenthaltsort gebunden ist. Dann ergeben sich Beförderungsweiten für Personen und Güter im Nahverkehr bei Landverkehrsmitteln bis zu 50 km.

In der Regel wird der Nahverkehr unterteilt nach *großstädtischem* Verkehr, bei dem neben dem allgemeinen Geschäftsverkehr die in den Außenbezirken wohnenden Berufstätigen in einer sog. Pendelwanderung lediglich zwischen ihrem Wohnort und Arbeitsort fahren und *Überlandverkehr*, bei dem zwischen benachbarten Orten täglich Geschäfte oder Transporte unter Rückkehr der Reisenden oder des Transportgefäßes zum ständigen Aufenthaltsort zu erledigen sind.

Der *Fernverkehr* zerfällt nach der Reichweite seiner Transporte und nach der Größe der Erschließung des Raumes in

Landesverkehr oder innerstaatlicher Fernverkehr,
Kontinentalverkehr oder zwischenstaatlicher Fernverkehr und
Internationaler oder Weltverkehr.

C. Öffentlicher und privater Verkehr.

Die im *öffentlichen* Verkehr eingesetzten Verkehrsmittel stehen jedermann und jedem Wirtschaftszweig nach Erfüllung bestimmter Beförderungsbedingungen zur Benutzung zur Verfügung, so daß die Allgemeinheit sich ihrer in erster Linie bedienen kann und sie dementsprechend fördert. Die Beförderungsbedingungen beziehen sich auf die Höhe der Transportpreise und den Zustand des Transportgutes, der den Eigenarten der Verkehrsmittel angepaßt sein muß.

Die im *privaten* oder *nicht öffentlichen* Verkehr verwandten Verkehrsmittel stehen lediglich dem Besitzer des Verkehrsmittels für seine besonderen Verkehrszwecke zur Verfügung. Die Allgemeinheit hat an ihnen kein unmittelbares Interesse. Zu den nicht öffentlichen Verkehrsmitteln rechnen beispielsweise Zechenbahnen, Privatgleisanschlüsse, private Personenkraftwagen und Flugzeuge sowie die von Wirtschaftsbetrieben im Werksverkehr verwandten Lastkraftwagen und Schiffe.

D. Öffentliche und private Verkehrsbetriebe.

Nicht zu verwechseln mit dem öffentlichen und privaten Verkehr ist die Verkehrsform, die in organisatorischer Hinsicht besteht und sich nach öffentlichen und privaten Verkehrsbetrieben oder Verkehrsunternehmungen gliedert. Bei der allgemeinen Bedeutung der Verkehrsmittel für ein Land ist in zahlreichen Ländern von der öffentlichen Hand, Staat und Kommunen, der Bau und Betrieb von Verkehrsmitteln für den öffentlichen Verkehr übernommen worden. In diesen Fällen liegt ein *öffentlicher* Verkehrsbetrieb des Staates oder der Gemeinde vor. In anderen Ländern sind die Verkehrsmittel grundsätzlich der privaten Unternehmertätigkeit überlassen worden und daher im Besitz und Betrieb von *privaten* Gesellschaften. Soweit diese den öffentlichen Verkehr bedienen, ist die Verkehrsarbeit und das wirtschaftliche Gebahren der privaten Gesellschaften einer zunehmenden Kontrolle durch den Staat im Interesse einer allgemeinen Verkehrseinheit unterworfen worden.

E. Planmäßiger und nicht planmäßiger Verkehr.

In den Beziehungen zwischen den Verkehrsmitteln und den Verkehrskunden spielt diejenige Verkehrsform eine besondere Rolle, die sich auf die Regelung der Verkehrsgelegenheiten oder auf den planmäßigen und nicht planmäßigen Verkehr bezieht. Um dem Verkehrskunden die Arbeitsdisposition zu erleichtern, werden im Personen- weniger im Güterverkehr planmäßig in bestimmten Zeitabschnitten liegende Fahrten auf weite Sicht für eine Fahrplanperiode vorgesehen und festgelegt. Es liegt dann ein *planmäßiger* Verkehr vor, der in der Seeschifffahrt auch Linienverkehr genannt wird. Bietet dagegen ein Verkehrsmittel seine Arbeit nur auf besondere Anforderung und auf Bedarf an, so entsteht der *nicht planmäßige* Verkehr, auch Bedarfs- oder Gelegenheitsverkehr genannt.

Der planmäßige Verkehr wird im öffentlichen Personenverkehr überall dort gewünscht und durchgeführt, wo starke Verkehrsströme zu bewältigen sind und wo große Entfernungen in möglichst kurzer Zeit zu überbrücken sind, da hierfür der Verkehrskunde in erster Linie vorher über Größe und Lage der Reisezeit unterrichtet sein will. Im Güterverkehr ist das Bedürfnis nach planmäßigem Verkehr bei weitem nicht so ausgesprochen wie im Personenverkehr.

In neuerer Zeit tritt die Verkehrsform in Gestalt der Touristik immer mehr in den Vordergrund. Bei ihr bereiten besondere Verkehrsburros Sonder- und Gelegenheitsfahrten im Personenverkehr vor, die dem Reisenden jede Mühe für die Vorbereitung und Durchführung seiner Reise einschließlich Verpflegung und Unterkunft abnehmen.

Die gesamte heutige Verkehrswirtschaft befindet sich in fast allen Ländern in dem Zustand einer Versuchszeit für *neue* Verkehrsformen, besonders genährt durch das Aufkommen des Kraftwagens und durch wesentliche Fortschritte der

Verkehrstechnik. Ausgangspunkt und Träger dieser Versuchsarbeit ist die *ationale* Verkehrswirtschaft, deren ewig lebendiges Ziel es ist, die Raumüberwindung im Dienste der Volkswirtschaft zu verbessern.

V. Die betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Grundlagen der verschiedenen Verkehrsmittel.

Die Bedingungen, unter denen die vorhandenen Verkehrsbedürfnisse zu befriedigen sind, gipfeln in den drei Grundforderungen nach möglichst großer Sicherheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit des Verkehrs. Sie werden von den verschiedenen Verkehrsmitteln in verschiedener Weise erfüllt, je nach ihren *technischen*, *betrieblichen* und *wirtschaftlichen* Eigenarten, die als die betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Grundlagen der Verkehrsmittel bezeichnet werden sollen. Die Verkehrsbedürfnisse nach Menge und Art stellen dem technischen Apparat und seiner Organisation oder dem Betrieb der Verkehrsmittel die Aufgaben, die sie auf Grund ihres betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Charakters zu lösen haben und deren Ergebnis die Verkehrsleistung ist.

Je nach ihrem Betriebs- und Verkehrswert werden die verschiedenen Verkehrsmittel bestimmte Verkehrsaufgaben besonders vorteilhaft erledigen können, während sie für andere nicht in Frage kommen. Der *Betriebswert* gibt Aufschluß darüber, mit welcher Sicherheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit die Verkehrsleistungen von einem Verkehrsmittel angeboten werden. Sein Gegenpol ist der *Verkehrswert* eines Verkehrsmittels, der von der Einschätzung des Betriebswertes durch die Verkehrskunden oder die Träger der Nachfrage nach Verkehrsleistungen bestimmt wird. Der Betriebswert ist in den betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Grundlagen eines Verkehrsmittels stets konkreter zu erfassen und zu bestimmen als der Verkehrswert, der von mannigfachen, vielfach in der Welt des Gefühls liegenden Ursachen des Verkehrsbedürfnisses stark beeinflusst wird. Beide zusammen, nicht einer allein, bestimmen die Bedeutung eines Verkehrsmittels in der Verkehrswirtschaft. Beide sind in ähnlicher Weise voneinander abhängig, wie Angebot und Nachfrage im Wirtschaftsleben den Charakter und die Gestalt irgendeines Produktionszweiges bestimmen. Der Betriebswert ist eine Angelegenheit des Angebots, der Verkehrswert eine Angelegenheit der Nachfrage in der Verkehrswirtschaft. In ihrem Zusammenspiel und Ausgleich liegt letzten Endes das innere Wesen der Verkehrswirtschaft.

VI. Die Sicherheit.

A. Begriff und Bedeutung der Sicherheit.

Jede Ortsveränderung von Verkehrsgegenständen ist mit gewissen Gefahren verbunden, die zu einer Beschädigung oder Zerstörung des Verkehrsguts, der technischen Einrichtungen oder der Umgebung führen können. Diese Gefahren liegen in den Eigenarten des Verkehrsbetriebs oder aber sie kommen von außen. Es ist Sache der Verkehrsbetriebe, ihnen soweit wie möglich zu begegnen, und Sache der Allgemeinheit, die Verkehrsbetriebe bei diesem Bestreben im öffentlichen Interesse zu unterstützen. Das Maß der Sicherheit eines Verkehrsmittels bezeichnet den Erfolg, mit dem diese Gefahren überwunden werden.

Es ist im wesentlichen in der Unvollkommenheit menschlicher Arbeit und in der Gewalt der Naturkräfte begründet, daß eine absolute Sicherheit von keinem Verkehrsmittel verlangt werden kann. Die Sicherheit ist nur mit relativen Maßstäben zu messen.

Die Bedeutung der Sicherheit im Verkehrswesen hat eine betriebliche und verkehrliche Seite. Die betriebliche Seite oder die *Betriebsicherheit* umfaßt das sichere Arbeiten des Betriebsapparats in der Weise, daß möglichst Störungen im gewollten und beabsichtigten Ablauf der Bewegungsvorgänge der Transporteinheiten im Verkehr vermieden werden. Treten betriebsgefährliche Störungen

dieser Bewegungsvorgänge oder *Betriebsunfälle* auf, so können besondere Aufwendungen an Geld und Zeit für ihre Beseitigung und unter Umständen Materialzerstörungen entstehen. Wird bei den Unfällen auch das Verkehrsgut, Personen oder Sachen, in Mitleidenschaft gezogen, so entwickelt sich aus dem Versagen der Betriebssicherheit eine Unsicherheit in verkehrlicher Beziehung oder eine Störung der Verkehrssicherheit, die zum *Verkehrsunfall* führt. Ein Verkehrsunfall ist demnach ein Ereignis, durch das in einem Verkehrsbetrieb ein Mensch plötzlich getötet oder verletzt oder eine Sache plötzlich beschädigt wird. Der Verkehrsunfall interessiert vor allem die Öffentlichkeit.

Die für den Betrieb und Verkehr bei Unfällen entstehenden Schäden hat in der Regel das Verkehrsunternehmen zu tragen, soweit nicht höhere Gewalt oder eigenes Verschulden des Geschädigten einen Schadenersatz ausschließt. Die bis zur *Haftpflicht* gehende Schadenersatzpflicht der Verkehrsmittel, die bei den Eisenbahnen am weitesten gespannt ist, ist nicht für alle Verkehrsmittel in gleichem Maße rechtlich festgelegt. Hierüber geben die gesetzlichen Bestimmungen des Verkehrsrechts im einzelnen Aufschluß.

B. Die Faktoren der Betriebssicherheit.

Bei der großen wirtschaftlichen Bedeutung der Sicherheit für jedes Verkehrsunternehmen ist die ständige und systematische Verfolgung und Untersuchung der *Ursachen* von betrieblichen Störungen notwendig, um aus ihrer Analyse Anhaltspunkte für die Verbesserung der Betriebssicherheit zu gewinnen. Es lassen sich sechs Gruppen von Unfallursachen unterscheiden, wie sie in Tabelle 5 über die Unfallursachen der verschiedenen Verkehrsmittel enthalten sind. Diese lassen sich wieder zusammenfassen in Ursachen, die von außen kommen und vielfach der Beeinflussung durch das Verkehrsunternehmen entzogen sind (Gruppe 1), in solche, für die das Verkehrsunternehmen voll verantwortlich ist (Gruppe 2—4) und drittens in solche, für die mehrere Verkehrsunternehmungen oder Verkehrsmittel die Verantwortung zu tragen haben (Gruppe 6).

Ganz allgemein zeigt Tabelle 5, daß der Anteil der Unfallursachen recht verschieden für die verschiedenen Verkehrsmittel ist. Der Rechtsstaat ist die beste

Tabelle 5. Unfallursachen bei verschiedenen Verkehrsmitteln in %.

Ursachen der Unfälle	Eisenbahnen		Binnenschiff-fahrt	Hochseeschiff-fahrt	Kraftwagen	Flugzeuge Planmäßiger Verkehr
	Deutschland	USA.	Deutschland	England	England	USA.
1	2	3	4	5	6	7
1. Unterbrechung und Hindernisse durch Witterungseinflüsse, Brände, Nebel, gewaltsame Eingriffe, Eisgang	3,7		8,3	39,6	9,0	25,4
2. Mängel an Oberbau, Straßen, Flughäfen	2,8	73,0	—	—	3,5	15,5
3. Mangel an Fahrzeugen	11,3		1,7	18,4	3,5	21,6
4. Falsche Handhabung des Dienstes	41,0		47,2	26,3	36,0	21,9
5. Sonstige Ursachen	19,7		42,8	15,7	—	15,6
6. Einflüsse von außen durch Bewegungsvorgänge anderer Verkehrsmittel	21,5 ¹		27,0 ¹	—	—	48,0
Summe	100	100	100	100	100	100

¹ Unfälle auf Plankreuzungen.

Grundlage für eine gute Sicherheit im Verkehrswesen, soweit sie durch gewaltsame Eingriffe betriebseigener oder betriebsfremder Stellen gefährdet ist. Der

persönliche Arbeitsfaktor ist ein besonderes Sorgenkind für die Erreichung einer möglichst guten Betriebssicherheit.

Die Voraussetzungen jeglicher Ortsveränderung von Verkehrsgegenständen sind Bewegungen der Fahrzeuge, die im Bewegungszustand ein bestimmtes Maß von Bewegungsenergie

$$A = \frac{m \cdot v^2}{2} = \frac{1,07 G}{g} \cdot \frac{v^2}{2}$$

aufweisen, wobei 1,07 = Faktor, der die umdrehenden Rad- und Motormassen berücksichtigt,

$$\begin{aligned} G &= \text{Gewicht der bewegten Transporteinheit in t,} \\ g &= \text{Erdbeschleunigung} = 9,82 \text{ m/sec}^2, \\ v &= \text{Geschwindigkeit in m/sec.} \end{aligned}$$

Nimmt diese Energie einen ungewollten Verlauf, so können Zerstörungen eintreten. Die Sicherung der Bewegungsvorgänge, der Fahrzeuge oder Transporteinheiten ist daher die Grundlage für die Betriebssicherheit eines jeden Verkehrsmittels. Die Mittel, die anzuwenden sind, um sie zu erzielen, liegen mittelbar in einer genügenden Bau- und Betriebssicherheit von Weg und Fahrzeugen sowie in einer zuverlässigen Wirkung der Trieb- und Bremskräfte und unmittelbar in einer zuverlässigen Arbeit der die Bewegungsvorgänge leitenden Menschen und technischen Sicherungsvorrichtungen.

Die genügende *Bausicherheit* von Weg und Fahrzeugen nach Konstruktion und Material zu gewährleisten, ist Sache der zuständigen Disziplinen des Bau- und Maschineningenieurwesens. Sie ist nicht allein so zu bemessen, daß möglichst Brüche des Materials vermieden werden, sondern sie umfaßt auch die Aufgabe, die Unfallfolgen durch Verwendung stoßdämpfender oder widerstandsfähiger Bauteile zu mildern. Unter der *Betriebssicherheit* von Weg und Fahrzeugen ist die Hindernisfreiheit des Weges und die zuverlässige Beladung der Fahrzeuge zu verstehen. Die *sichere Arbeit der Trieb- und Bremskräfte* ist von den technischen Einrichtungen und ihrem Bedienungspersonal zu gewährleisten. Besonders wichtig ist hierbei die Bremsarbeit, durch die die Bewegungsenergie zum Teil oder ganz aufgezehrt werden soll. Sie hat zur Vernichtung der Bewegungsenergie auf einem bestimmten Weg, dem *Bremsweg*, wirksam zu sein, so daß die Bremsarbeit aus Bremskraft der Fahr- und Streckenwiderstände und der Bremsen die Bewegungsenergie genügend aufzehren kann. Für die Abbremsung auf Halt besteht dann die Arbeitsgleichung

$$\frac{1,07 G}{g} \cdot \frac{v^2}{2} = K \cdot l,$$

wobei

$$\begin{aligned} K &= \text{Bremskraft in t,} \\ l &= \text{Bremsweg in m ist.} \end{aligned}$$

Zu dem eigentlichen Bremsweg, der vom Beginn der vollen Bremsung rechnet, ist noch der *Vorbereitungsweg*, auf dem der Wille zum Bremsen durch Bedienen der Bremsen in die Tat umzusetzen ist, hinzuzurechnen, wenn man den Mindestabstand mehrerer Transporteinheiten aus Sicherheitsgründen feststellen will. Im Kraftwagenverkehr vielfach Schrecksekunde = 0,7 sec genannt.

In Abb. 4 sind die Bremswege ohne Vorbereitungsweg für die verschiedenen Verkehrsmittel in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit veranschaulicht. Die

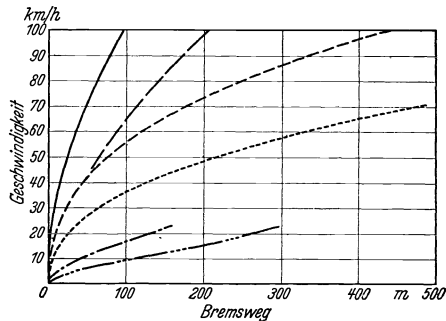


Abb. 4. Die Bremswege der verschiedenen Verkehrsmittel in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit. — 5000 T Seedampfer beladen. Bei vollem Rückwärtsgang. - - - 5000 T Seedampfer leer. Bei vollem Rückwärtsgang. ····· Güterzug, $\frac{1}{3}$ der Achsen gebremst. — · — D-Zug, alle Achsen gebremst. — — — Flugzeug, auslaufend gebremst. — — — Kraftwagen, $\mu = 0,4$ (Reibungswert).

besonders kurzen Bremswege des Kraftwagens machen ihn vom Standpunkt der Sicherheit für eine individuelle Bedienung durch den Verkehrskunden besonders geeignet.

Eine wesentliche Voraussetzung für die Betriebssicherheit ist die ständige *gute Orientierung* zur Tag- und Nachtzeit durch Signalanlagen, Beleuchtung und Funk. Für die nicht weggebundenen Verkehrsmittel, wie Schifffahrt und Luftverkehr, ist für die Zeit der Dunkelheit und bei schlechter Sicht ein besonderes Sicherungssystem zur Wegfindung auf Grund der Methoden der Navigation und der Funksicherung aufgebaut worden, das im Luftverkehr zu besonderer Leistungsfähigkeit entwickelt wurde. Die hohen Geschwindigkeiten im Luftverkehr haben dabei ganz neue Beziehungen zwischen der Fortschrittsgeschwindigkeit der Grenze zwischen Tag und Nacht auf der Erde und der hohen Geschwindigkeit der Flugzeuge geschaffen, die die Zeit, in der der Luftverkehr unter den Bedingungen des Nachtverkehrs arbeiten muß, wesentlich beeinflussen und bestimmen¹.

Bei allen Änderungen der Geschwindigkeit nach Größe oder Richtung, die beim Anfahren und Bremsen einer Transporteinheit oder beim Befahren von Krümmungen auftreten, entstehen Beschleunigungen oder Verzögerungen, die auf das Verkehrsgut wirken. Eine Überschreitung ihres zulässigen Maßes führt zur Beschädigung von Personen und Sachen und stört das bequeme und angenehme Fahren. Bei allen Land- und Wasserverkehrsmitteln sind die Verzögerungen beim Bremsen und die Beschleunigungen infolge der Zentrifugalkraft in den Krümmungen, dagegen im Luftverkehr die Beschleunigungen am höchsten und daher für die *kritischen Änderungen der Geschwindigkeiten* maßgebend. Im Eisenbahnverkehr und im Omnibusverkehr muß dabei auf den stehenden, im labilen Gleichgewicht sich befindenden Reisenden, im Personenkraftwagen und im Flugzeug nur auf den sitzenden Reisenden Rücksicht genommen und danach das zulässige Maß der Verzögerung und Beschleunigung bestimmt werden. So kommt es, daß im Eisenbahn- und Omnibusverkehr aus Sicherheitsgründen nur eine Geschwindigkeitsänderung von höchstens 1,0 m/sec² zugelassen werden kann, im Personenkraftwagenverkehr von 5—9 m/sec². Im Abschnitt VII werden die physischen und physiologischen Wirkungen der Geschwindigkeiten auf den Fahrgast behandelt. Danach sind die vorstehend angegebenen Maße der Geschwindigkeitsänderungen für ein angenehmes und bequemes Fahren zu hoch und daher nur in Ausnahmefällen, wenn Gefahr im Verzug, wie z. B. bei Schnellbremsungen anwendbar. Bei dem Start und der Landung von Flugzeugen treten Geschwindigkeitsänderungen von 1—2 m/sec² auf. Bei Katapultstart geht man jedoch bis zu 20—50 m/sec², bei Sturzflügen sogar bis zu 70 m/sec². Hierbei muß der im Flugzeug befindliche Mensch eine besondere Körperlage einnehmen².

Ein Maßstab für die Beurteilung der Güte der Sicherheit eines Verkehrsmittels läßt sich schwer aufstellen, zumal, wenn es sich um den Vergleich verschiedener Verkehrsmittel handelt. Er wird vielfach ermittelt aus der auf bestimmte Leistungseinheiten, beispielsweise Personenkilometer, entfallenden Zahl an Toten und Verletzten der Reisenden für eine Jahresperiode und dann in Vergleich gestellt zu den Zahlen verflossener Jahre. Bei dem gleichen Verkehrsmittel lassen sich hierbei gewisse Schlüsse ziehen. Bei verschiedenen Verkehrsmitteln sind dagegen diese Zahlen nur dann von Wert, wenn der verschiedenartige Betriebscharakter genügend in Rechnung gestellt wird, was jedoch auf besondere Schwierigkeiten stößt.

Da ein Verkehrsmittel, das im Vergleich zu anderen nicht ein gewisses Maß von Sicherheit bietet, die notwendigste Voraussetzung für seinen Einsatz im Verkehr entbehrt, haben sich die *Organe der öffentlichen Sicherheit* zum Schutz der Allgemeinheit das Recht auf Zulassung der Verkehrsmittel vorbehalten. Ferner untersuchen sie jeden die Öffentlichkeit angehenden Unfall nach der strafrechtlichen und sicherheitspolizeilichen Seite und helfen auf diese Weise mit, die Sicherheit im Verkehrswesen so günstig wie möglich zu gestalten.

¹ PIRATH, C.: Der Nachtluftverkehr, Heft 10 der Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftl. Inst. für Luftfahrt. Berlin 1936.

² HEINKEL: Katapulte und Katapultieren von Flugzeugen. Sonderheft der Heinkel-Flugzeugwerke Warnemünde.

VII. Die Leistungsfähigkeit der Verkehrsmittel.

Die Leistungsfähigkeit eines Verkehrsmittels gibt Aufschluß darüber, mit welchem Aufwand an Zeit, Kraft, Stoff und menschlicher Arbeitsleistung der Verkehrsbetrieb die eigentliche Ortsveränderung von Personen, Gütern und Nachrichten durchführt und welche Verkehrsleistungen er dabei anbieten kann.

Der Begriff der *Verkehrsleistung*, die das Ergebnis der Ortsveränderung darstellt, soll die Verkehrsart und das Maß der Raumüberwindung oder die Entfernung umfassen. Sie wird gemessen in Personenkilometern (Pkm) für den Personenverkehr, in Tonnenkilometern (tkm) für den Güterverkehr und Stückzahl und ihrem Versand nach dem Bestimmungsland für den Nachrichtenverkehr, die innerhalb einer bestimmten Zeit (Tag, Monat oder Jahr) geleistet werden. Das Pkm oder tkm ist die auf einen Kilometer beförderte Person oder Tonne Gut. Es bedeutet eine Arbeitsmenge und entspricht dem physikalischen Begriff der Arbeit = Kraft \times Weg. Zu einem Maß der Verkehrsleistung wird es, wenn man es, auch wieder entsprechend dem physikalischen Begriff der Leistung, auf eine Zeiteinheit bezieht, z. B. tkm/Jahr = Kraft \times Weg in der Zeiteinheit. Nur dort, wo die Raumüberwindung gering ist, wie bei dem großstädtischen Verkehr, genügt im allgemeinen als Einheit der Verkehrsleistung die Angabe der beförderten Personen und Tonnen ohne die Entfernung.

Diese als Erzeugnisse des Verkehrs zu bezeichnenden Verkehrsleistungen sind im Gegensatz zu den Erzeugnissen anderer Wirtschaftszweige, beispielsweise der Industrie, nicht gegenständig und greifbar. Sie entstehen und vergehen mit dem Beginn und der Beendigung der Ortsveränderung. Auf eigenen Vorrat kann daher ein Verkehrsmittel keine Arbeit leisten, zumal Produktion und Nachfrage zeitlich und räumlich stets zusammenfallen. Dieser Umstand verlangt eine hohe *Betriebsbereitschaft* der Verkehrsmittel, die im öffentlichen Verkehr soweit geht, daß in einer Fahrplanperiode immer wieder die gleichen Verkehrsgelegenheiten geboten werden, ganz unabhängig davon, ob das Verkehrsbedürfnis wesentlich nachgelassen hat.

Der Verkehrsbetrieb, als ausführendes Organ zur Erfüllung des Verkehrszweckes, hat seine Arbeit so zu gestalten, daß mit dem *geringsten Aufwand eine möglichst hochwertige Verkehrsleistung nach Güte und Menge* erzielt wird. Je geringer der Aufwand, um so niedriger können die Transportpreise sein, an denen die Allgemeinheit und der Verkehrskunde besonders interessiert ist. Steht diesem möglichst geringen Aufwand eine weitgehende Erfüllung der Grundforderungen zur Befriedigung des Verkehrsbedürfnisses gegenüber, so ist ein günstiges Gleichgewicht zwischen Aufwand und Leistungen des Verkehrsmittels gegeben. Soweit diese Grundforderungen vom technischen Apparat zu erfüllen sind, erstrecken sie sich auf: Schnelligkeit, Regelmäßigkeit, Pünktlichkeit, Häufigkeit und Bequemlichkeit in der Ortsveränderung. Sie kennzeichnen die *Güte* (Qualität) der Leistungen. Der technische Apparat soll ferner so hergerichtet sein, daß er die anfallenden Verkehrsmengen rechtzeitig und möglichst ohne Rückstand befördern kann und damit in der *Menge* (Quantität) genügend leistungsfähig ist.

Die Art und Weise, in der ein Verkehrsmittel nach Güte und Menge seine Verkehrsarbeit leistet, ist abhängig von seinen technischen und betrieblichen *Grundlagen* und von den verkehrlichen Anforderungen oder *Bedingungen* des Verkehrsgebiets, denen sich der technische Apparat und der Betrieb anzupassen haben. Ist die Ortsveränderung eines Verkehrsgegenstandes von mehreren Verkehrsmitteln, beispielsweise auf dem Land- und Wasserwege, durchzuführen, so wird die Leistungsfähigkeit noch beeinflusst durch den Übergang des Verkehrsguts von einem Verkehrsmittel zum anderen oder durch den *Übergangs- und Umschlagverkehr*.

A. Die technischen und betrieblichen Grundlagen.

1. Die Beziehungen zwischen Kraft und Weg.

Bei allen Verkehrsmitteln stellen sich der Bewegung der Fahrzeuge bestimmte *Widerstände* des Weges und der Fahrzeuge entgegen, die sich aus dem Reibungs-

oder Rollwiderstand, dem Form- oder Luftwiderstand sowie dem Steigungswiderstand ergeben. Hinzu tritt der Trägheitswiderstand der Massen bei Beschleunigung der Bewegung zur Erreichung höherer Geschwindigkeiten. Eine Bewegung der Fahrzeuge ist nur möglich, wenn alle diese Widerstände durch eine genügende *Zugkraft* überwunden werden. Das Zusammenspiel zwischen Widerstand und Zugkraft führt zu einem bestimmten Bewegungszustand, der der Ruhelage entspricht, wenn die Zugkraft kleiner als der Widerstand ist und höchstmögliche Schnelligkeit der Bewegung darstellt, wenn die größte Zugkraft wirkt. Die Einheit der Widerstände der Bewegung wird auf 1 t Bruttogewicht der bewegten Transporteinheit bezogen, trotzdem ein Teil der Widerstände, der Luftwiderstand, unabhängig vom Gewicht und im wesentlichen von der Fahrzeugform abhängig ist. Diese Einheit heißt der *spezifische*

Verkehrsmittel	Geschwindigkeit km/h	erforderlicher Kraftbedarf (Zugkraft) für die Beförderung von 1t Bruttogewicht
Kanalschiff	5	1kg
Seeschiff	20	2,7kg
Eisenbahn	60	4kg
Kraftwagen	40	15kg
Flugzeug	150	

Abb. 5. Erforderlicher Kraftbedarf verschiedener Verkehrsmittel auf waagrechter gerader Bahn.

Widerstand. Er gibt an, wieviel kg Zugkraft notwendig sind, um 1 t Bruttolast mit einer bestimmten Geschwindigkeit zu bewegen.

Während der von Reibung und Form erzeugte spezifische Widerstand bei den verschiedenen Verkehrsmitteln verschieden ist, ist der durch die Steigung erzeugte gleich, und zwar gleich dem Steigungsverhältnis ausgedrückt in m Höhe und über

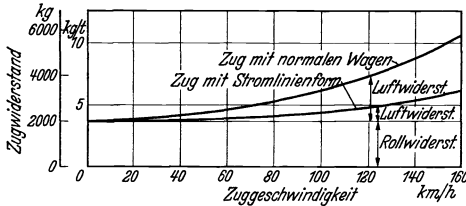


Abb. 6. Widerstandskurven eines Eisenbahnzuges.

1000 m Länge des Weges. Wenn daher die Verkehrsmittel nach ihrem Bedarf an Zugkraft miteinander verglichen werden sollen, so wird die Zugkraft zugrunde gelegt, die zur Überwindung des spezifischen Widerstandes, der sich aus Reibung und Form der Fahrzeuge ergibt, auf waagrechter gerader Bahn nötig ist. Je nachdem, ob er groß oder klein ist, wird der Betriebsstoffverbrauch für die Bewegung von 1 t Bruttolast groß oder klein sein und dementsprechend auch der Kostenaufwand für die Arbeit der Triebkraft.

In Abb. 5 ist der durchschnittliche spezifische Widerstand aus Roll- und Luftwiderstand dargestellt. Wie sehr die spezifischen Widerstände mit der Geschwindigkeit unter der Einwirkung des sich steigernden Luftwiderstandes bei Wagen ohne und mit Stromlinienform zunehmen, zeigt grundsätzlich Abb. 6. Der Luftwiderstand W_l eines Fahrzeuges berechnet sich allgemein aus der Gleichung

$$W_l = k \cdot F \cdot v^2 \cdot m/2,$$

wobei bedeutet:

- k = Luftwiderstandsbeiwert,
- F = Querschnittsfläche des Wagens in m^2 ,
- v = Geschwindigkeit des Fahrzeuges bei Windstille in m/sec.
- m = Luftdichte = $\frac{\text{Gewicht d. } m^3 \text{ Luft}}{g} = \frac{\gamma}{g} = \frac{1,23}{9,81} = \sim 1/8$.

Der Luftwiderstandsbeiwert beträgt bei den Personenkraftwagen ohne Stromlinienform 0,4—0,6, mit Stromlinienform 0,25—0,35¹.

Es ist aufschlußreich und für das Zustandekommen einer großen Geschwindigkeit in der Ortsveränderung kennzeichnend, den Zusammenhang zwischen der

¹ KAMM, W.: Das Kraftfahrzeug. Berlin 1936.

Zugkraft und den Bewegungs- und Beschleunigungswiderständen zu veranschaulichen, wie es z. B. in den Abb. 7 und 8 für bestimmte Triebkraftfahrzeuge der Eisenbahn und des Kraftwagenverkehrs in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit geschehen ist. Links der Ordinate ist die Zugkraft, rechts von ihr der spezifische Widerstand oder die spezifische Zugkraft je 1 t Bruttogewicht der Transporteinheit aufgetragen. Im Schnittpunkt der Gesamtwiderstandslinie und der Zugkraftlinie kann die Transporteinheit ihre Geschwindigkeit nicht mehr erhöhen, da eine Zugkraftreserve zur Beschleunigung der Massen nicht mehr vorhanden ist. Der links von diesem Schnittpunkt zur Verfügung stehende Überschuß der Zugkraft über die Widerstandslinie dient zur Beschleunigung und zur Überwindung der Steigungen. Andererseits ist aus den Schaulinien der wichtige Schluß abzuleiten,

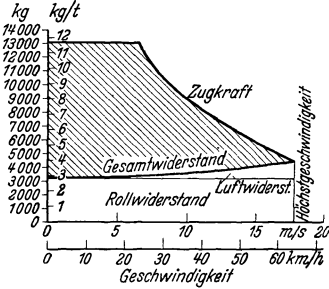


Abb. 7. Zugkräfte und Widerstände eines Güterzuges mit einer G₃-Güterzuglokomotive.

daß jede Erhöhung der Geschwindigkeit eines Verkehrsmittels eine Erhöhung der Widerstände mit sich bringt und daher höhere Zugkraft und größere Zugkraftkosten für die Beförderung von 1 t Bruttogewicht verlangt, wenn nicht durch eine günstigere Formgebung der Fahrzeuge der Luftwiderstand gemildert werden kann. Ohne diese Verbesserung in der Fahrzeugform wächst bei sehr hohen Geschwindigkeiten der Widerstand nahezu mit dem Quadrat der Geschwindigkeit und die Maschinenleistung gemäß der Formel

$$NPS = W_1 \cdot v/75$$

nahezu mit der dritten Potenz der Geschwindigkeit.

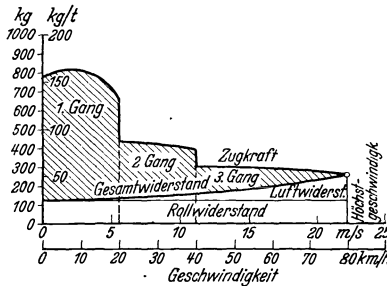


Abb. 8. Zugkräfte und Widerstände eines Lastkraftwagens.

2. Leistungsfähigkeit der Transporteinheit oder der Fahrzeuge.

Die Beförderungs- oder *Transporteinheit* eines Verkehrsmittels besteht aus einem oder mehreren Fahrzeugen, wobei die Kraftmaschine entweder wie beim Kraftwagen mit dem Ladegefäß zu einem Fahrzeug konstruktiv verbunden ist oder ein besonderes Fahrzeug, wie die Lokomotive der Eisenbahnzüge, darstellt. Die mit dem Ladegefäß konstruktiv verbundene Triebkraftanlage fesselt diese an alle Vorgänge der Be- und Entladung des Gefäßes und macht sie daher für diese Zeit unproduktiv. Eine ungebundene Triebkraftanlage ist demgegenüber freizügiger und kann daher wirtschaftlicher verwandt werden.

Die *Triebkraftanlage* ist nach den in einem Verkehrsnetz oder auf einer Verkehrslinie zu überwindenden Widerständen zu bemessen. Der Weg und die Kraftmaschine bilden eine technische Einheit, bei der die Umsetzung der Maschinenleistung auf Zugkraft ein ständig wichtiges Kraftübertragungsproblem darstellt. Die Eigenart der Beförderung einer Transporteinheit verlangt, daß die in der Antriebsmaschine an den Triebbrädern zur Verfügung stehende Leistung in den verschiedensten Verbindungen zwischen Zugkraft und Geschwindigkeit abgegeben werden kann, die Zugkraft/Drehzahlkurve oder aber die Drehmoment/Drehzahlkurve also zweckmäßig hyperbolischen Verlauf besitzt. Die Abb. 9, die diese Charakteristik für verschiedene Verkehrsmaschinen darstellt, zeigt, daß die

Dampflokomotiven und die Elektrohauptmotoren diese Forderung am besten erfüllen, während die Verbrennungsmotoren, bei denen das Drehmoment bei

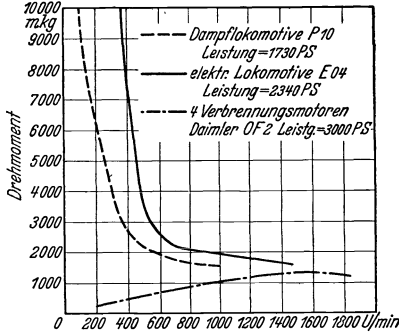


Abb. 9. Charakteristiken verschiedener Verkehrsmaschinen.

verschiedenen Umdrehungen oder Geschwindigkeiten nahezu unverändert bleibt, besonderer Hilfseinrichtungen bedürfen, um beim Anfahren ein genügend großes Drehmoment zur Verfügung zu stellen. Letzteres geschieht durch Getriebe mit verschiedenen Gängen, die es ermöglichen, trotz nahezu konstant bleibendem Motordrehmoment ein höheres Drehmoment der Gelenkwelle zu erhalten.

Die vom Standpunkt der Kraftmaschine günstigste Umdrehungszahl in der Minute beträgt bei

- Dampflokomotiven 330 U/min.
- Elektromotoren 1200 U/min.
- Verbrennungsmotoren 1600 U/min.

Da diese Drehzahlen bei den elektrischen und Verbrennungsmotoren weit über der vom verkehrstechnischen Standpunkt notwendigen Drehzahl der Triebäder der verschiedenen Verkehrsmittel, die von der Beförderungsgeschwindigkeit und dem Umfang der Triebäder abhängig und höchstens 300—400 U/min. beträgt, liegen, müssen bei ihnen Übersetzungsgetriebe eingeschaltet werden. Im praktischen Betrieb trägt diese Übersetzung bei beiden Motorarten 1:3—1:4. Ausnutzbar sind bei niedrigen Geschwindigkeiten die Drehmomente soweit, als es die gleitende Reibungskraft zwischen Triebad und Weg, die die höchstmögliche Zugkraft darstellt, zuläßt.

Trotz der ungünstigen Charakteristik des Verbrennungsmotors ist sein Wert für Verkehrsfahrzeuge deshalb so groß, weil er bei hoher Leistung ein sehr niedriges Gewicht und kleinen Raumbedarf hat. Das macht ihn besonders geeignet für kleine Transporteinheiten, die eine unentbehrliche Voraussetzung für die allgemein geschätzte individuelle Verkehrsbedienung sind und heute im Kraftwagen in ähnlicher Weise wie früher im Fahrrad ihren Ausdruck gefunden haben. Tabelle 6

Tabelle 6. Raumbedarf und Gewicht der Kraftanlage in Verkehrsfahrzeugen.

Verkehrsfahrzeuge	Raumbedarf cbm/100 PS	Gewicht kg/100 PS
1	2	3
1. Ortsfeste Dampfmaschine	80	17000
2. Schnellzugslokomotive		
a) Dampf	2,5	2200
b) Elektrisch	0,75	800
3. Benzin- und Dieselmotor für Lastkraftwagen	1,0	700
4. Benzinmotor für Personenkraftwagen	0,53	410
5. Benzinmotor für Flugzeuge.	0,23	77

läßt die großen Unterschiede in dem Gewicht und Raumbedarf der reinen Kraftanlage der Verkehrsmaschinen gegenüber den ortsfesten Dampfmaschinen bei ungefähr gleicher Maschinenleistung erkennen und ferner die Fortschritte, die unter den Verkehrsmaschinen der Verbrennungs- und Elektromotor gegenüber den Dampflokomotiven gebracht hat.

Das Fahrzeug oder Gefäß für die Aufnahme der Nutzlast ist nach den Verkehrsarten und der Stärke der Verkehrsquellen zu gestalten. Die Ausbildung der Fahrzeuge nach Verkehrsarten verlangt ihre Herrichtung für die Beförderung

von Personen, Gütern und Nachrichten. Das Benutzungsmaß im Personenverkehr ist der angebotene Sitzplatz bei Fernverkehrsmitteln und der angebotene Sitz- und Stehplatz bei großstädtischen Verkehrsmitteln, im Güterverkehr die Tonneladefähigkeit und im Nachrichtenverkehr für körperliche Nachrichten in der Regel der Raum in m³ z. B. für 1 t Briefsendungen. Die in Plätzen, Tonnen und Raumeinheiten ausgedrückte Ladefähigkeit der Fahrzeuge wird auch mit Fassungsvermögen oder *Nutzladefähigkeit* bezeichnet. Daneben spielt im Schiffs- und Luftverkehr noch die sog. *Zuladefähigkeit* eines Rolle, die neben der Nutzlast für Verkehrsgut noch die nichtzahlende Zuladung in Gestalt von Betriebsstoffen und vielfach auch Betriebspersonal umfaßt.

In der Seeschifffahrt wird der umbaute Schiffsraum durch ein Raummaß, die Bruttoregister- tonne (BRT), erfaßt, die nach der Größe der englischen Herings- tonne auf 2,83 m³ festgesetzt ist. Neben ihr besteht die Nettoregister- tonne (NRT) als Raummaß, die bestimmte Teile des Schiffs, wie beispielsweise die Maschinen- anlage und die Aufbauten nicht erfaßt. Zur Umrechnung der BRT in NRT und in die für den Verkehr wichtige Zuladefähigkeit für Nutzlast und Betriebs- stoff gibt Tabelle 7 einen ungefähren Anhalt für gebräuchliche Überseeschiffe des Personen- und Güterverkehrs. Die Binnenschiffe in Gestalt der Schleppkähne rechnen ihre Ladefähigkeit nach Gewichtstonnen.

Tabelle 7. Durchschnittliches Verhältnis von Bruttoregister- tonnen zu den Nettoregister- tonnen und zu den Gewichtstonnen Zuladung bei den gebräuchlichsten Überseeschiffen.

Art des Schiffes	Brutto- register- tonne (BRT)	Netto- register- tonne (NRT)	Zuladung	
			Nutzlast + Betriebsstoff t	reine Nutzlast t
1	2	3	4	5
Schnelldampfer	1	0,4	0,3	0,2
Schneller Fracht- und Fahrgastdampfer.	1	0,6	0,7	0,6
Fracht- und Fahrgastdampfer	1	0,6	1,0	0,9
Frachtdampfer und Frachtmotorschiff .	1	0,6	1,6	1,5

Registertonne (RT) = 2,83 m³.
Der Betriebsstoff ist für 3000 km Fahrtlänge eingesetzt.

Die *Anpassung der Gefäßgröße* der Verkehrsfahrzeuge an eine bestimmte Nutzladefähigkeit für Personen und Güter erfolgt nach der für eine Person oder Güter- tonne nötigen Raumgröße und Fläche. Im Personenverkehr kann für verschiedene Verkehrs- mittel das in Tabelle 8 angegebene Raum- und Flächenmaß für eine Person zugrunde gelegt werden. Je geringer die Reisedauer ist, um so kleiner kann der Raumbedarf bemessen werden. Im allgemeinen soll nach einer Fahrt von mehr als 3—4 Stunden die Möglichkeit zum Aufrechtstehen des Reisenden zeit- weise gegeben sein, wenn die Reise nicht unbequem werden soll.

Bei der Fracht- und Postbeför- derung hängt der benötigte Raum vom spezifischen Gewicht und der Sperrigkeit der Güter ab. Das Verhältnis beider zueinander wird durch den *Staukoeffizienten* erfaßt, der das Verhältnis von Laderaum in m³ zur Ladefähigkeit des Fahrzeugs in Tonnen für

Tabelle 8. Die im Personenverkehr auf eine Person entfallende Raumgröße und -Fläche bei verschiedenen Verkehrsmitteln.

Verkehrsmittel	Raum in m ³ /Person	Fläche in m ² /Person
1	2	3
Eisenbahn:		
a) D-Zugwagen . .	2,2 — 4,0	0,9 — 1,6
b) Schlafwagen . .	4,7 — 5,3	1,8 — 2,1
Kraftwagen	0,54— 0,78	0,55— 0,90
Kraftomnibus . . .	0,56— 0,58	0,30— 0,36
Seeschiff 1. Klasse .	38,0 —85,0	20,0 —25,0
Seeschiff 2. Klasse .	20,0	8,0
Flugzeug:		
a) Tagflugzeug . .	0,7 — 1,6	0,4 — 0,9
b) Nachtflugzeug .	2,17— 3,0	1,2 — 1,36
Luftschiff:		
a) Aufenthaltsraum	2,7	1,25
b) Schlafrum . . .	5,0	2,25

verschiedene Ladegüter angibt. Er ist sehr starken Schwankungen unterworfen und beträgt bei

hochwertigen Gütern	2,26—10,5 m ³ /t (Blumen)
mittel- und geringwertigen Gütern	0,2—3,9 m ³ /t
Briefen	3,0 m ³ /t
Paketen	7,0 m ³ /t.

Die *Bemessung der Nutzladefähigkeit* eines Fahrzeuges ist in erster Linie nach der Art und Stärke der Verkehrsbedürfnisse und Verkehrsströme vorzunehmen. Je größer die Unterteilung der Verkehrsströme nach mittleren und kleinen Verkehrsstellen sein muß, um so größer ist die Zahl der Versender und Empfänger und um so kleiner muß die Ladefähigkeit der Fahrzeuge vor allem im Güterverkehr sein, damit Zeit und Geld kostende Unterverteilungen aus einem Fahrzeug an verschiedene Empfänger möglichst vermieden werden. Räumlich gesehen ist eine starke Verästelung des Verkehrsnetzes die Voraussetzung und Grundlage für kleine Transportgefäße. Dem entspricht das meist dichte Verkehrsnetz der Landverkehrsmittel. Die richtige Wahl der Nutzladefähigkeit der Transportgefäße erfordert eine eingehende Beschäftigung mit der wirtschaftlichen Struktur eines Landes oder Verkehrsgebietes. So konnten die Vereinigten Staaten von Amerika mit Rücksicht auf die Konzentration der Industrie in großen Siedlungen, dann aber auch infolge der großen Verkehrsbedürfnisse einer hochleistungsfähigen Landwirtschaft, die Ladefähigkeit der Eisenbahngüterwagen auf durchschnittlich 45 t bemessen gegenüber 15 t in Deutschland und 12 t in England, die beide bei ihrer stark gegliederten Wirtschaft und dichten Besiedlung geringere Verkehrsmengen für die einzelnen Empfänger aufzuweisen haben. Die heute übliche durchschnittliche Nutzladefähigkeit der Fahrzeuge im Güterverkehr beträgt neben den obengenannten Zahlen für die Eisenbahnen für:

Überseeschiffahrt	9000 t
Binnenschiffahrt	1350 t
Pferdefuhrwerk	3 t
Kraftwagen	5 t.

Die geringste Nutzladefähigkeit zeigen die Fahrzeuge des Straßenverkehrs, weil die Unterverteilung der Güter zu den einzelnen Empfängern auf Grund des dichten Straßennetzes am umfangreichsten und mannigfaltigsten sein kann.

Je größer der Anteil der Nutzladefähigkeit eines Fahrzeuges am Gesamtgewicht des Fahrzeuges (= Nutzladefähigkeit + Eigengewicht) ist, um so günstiger ist für den eigentlichen Verkehrszweck die Transporteinheit ausgestattet, da dann die Nutzladefähigkeit durch die zahlende Last ausgenutzt werden kann. Das Verhältnis des Platzangebots oder der *Nutzladefähigkeit zum Eigengewicht* kennzeichnet die mengenmäßige Leistungsfähigkeit der Transporteinheit. Sie gibt an, wieviel Eigengewicht der Fahrzeuge auf einen Platz oder 1 t Nutzladefähigkeit der Transporteinheit entfällt. Tabelle 9 gibt über dieses Verhältnis Aufschluß. Am günstigsten schneidet hierbei im Güterverkehr der Schleppzug ab, am ungünstigsten das Flugzeug, in dem gleichsam im Gegensatz zu allen anderen Verkehrsmitteln der Weg und das Fahrzeug in einem Element vereinigt sind, da die Triebkraft und die geeignete Gestaltung des Flugzeuges den Schwebzustand und damit die Fortbewegung in der Luft ermöglichen müssen.

Die Leistungsfähigkeit der Fahrzeuge wird noch in betrieblicher Hinsicht beeinflusst durch die nach bestimmten Laufwegen oder Zeitabständen nötigen *Unterhaltungs- oder Überholungsarbeiten*. Hierüber geben Tabelle 10 und 11 Aufschluß. Für diese Zeit sind sie dem Betrieb entzogen, so daß als Ersatz bei der Bemessung des Fahrzeugparkes für ein Verkehrsmittel eine *Reserve* von 15—20 % bei den Triebfahrzeugen und von 4—5 % bei den Wagen über den eigentlichen Betriebsbedarf hinaus aus unterhaltungstechnischen Gründen vorrätig gehalten werden muß. Der durchschnittliche *Jahresumlauf* (Tabelle 10) der Fahrzeuge kennzeichnet die Wegstrecke, auf der sie innerhalb eines Jahres dem Verkehrszweck dienen und produktive Arbeiten für den Verkehr leisten können.

Auch das *Lebensalter der Fahrzeuge* (Tabelle 11), das durch Abnutzung und technischen Fortschritt begrenzt wird, ist ein wesentlicher Faktor für ihre Leistungs-

Tabelle 9. Leistungsfähigkeit der Transporteinheit.

Verkehrsmittel	Auf 1 Platz entfallen an Eigengewicht	Auf 1 t Ladefähig- keit entfallen an Eigengewicht
	kg	kg
1	2	3
I. Personenverkehr:		
Fahrrad	15	—
Straßenbahn	230	—
Städtische Schnellbahn	275	—
Omnibus im Stadtverkehr	140	—
Hafendampfer	275	—
Privatkraftwagen	500	—
Omnibus im Fernverkehr	190	—
Eisenbahn D-Zug	1 110	—
Eisenbahn Personenzug	550	—
Personendampfer auf Binnenwasserstraßen	330	—
Überseeschneldampfer	14 300	—
Flugzeug	330	—
II. Güterverkehr:		
Lastkraftwagen	—	625
Eisenbahn	—	830
Fluß-Schleppzug	—	290
Kanal-Schleppzug	—	400
Seedampfer	—	470
Flugzeug	—	4160

Bemerkung: Das Gewicht eines Reisenden beträgt rund 80 kg.

Tabelle 10. Durchschnittlicher Jahresumlauf der Fahrzeuge.

Verkehrsmittel	Fahrzeug	Jahres- umlauf	Durch Reparaturen dem Verkehr im Jahr entzogen an Tagen
1	2	3	4
Seeschifffahrt	Schneldampfer	150000	15
	Frachtdampfer	80000	12
Binnenschifffahrt.	Schleppkahn	9000	8
	Schlepper	18000	10
Eisenbahn	Lokomotive	60000	65
	Personenwagen	44000	45
	Güterwagen	14000	15
Kraftwagen	Lastkraftwagen	20000	10
	Omnibus im Stadtverkehr	60000	14
Luftverkehr.	Flugzeug	140000	45

Tabelle 11. Durchschnittliches Lebensalter der Fahrzeuge.

Verkehrsmittel	Fahrzeug	Durch- schnittliches Lebensalter Jahre	Durchschnittlich Überholen erforderlich nach km
1	2	3	4
Straßenbahn	Triebwagen	20	70000
	Anhänger	25	65000
Schnellbahn	Triebwagen	20	60000
	Omnibus	8—10	40000
Kraftwagen	Personenkraftwagen	7	40000
	Lastkraftwagen	7	35000
Luftverkehr.	Flugzeug	5	50000
Eisenbahn	Lokomotive	20—25	100000
	Personenwagen	25	100000
Binnenschifffahrt.	Güterwagen	30	45000
	Schlepper	35—40	—
	Selbstfahrer	35	—
Seeschifffahrt	Schleppkähne	40	—
	Frachtdampfer	30	—

fähigkeit und Brauchbarkeit auf lange Sicht. Es bestimmt die Zeit für die Abschreibung, auf die noch einzugehen ist. Zur Steigerung des Lebensalters sind von Zeit zu Zeit gründliche Überholungen nötig, die auch im Interesse der Sicherheit liegen. Allgemein ist festzustellen, daß, je hochwertiger ein Fahrzeug in seiner Herstellung ist, wie beispielsweise Kraftwagen und Flugzeuge, um so geringer das Lebensalter ist.

Die Leistungseinheit für die bewegten Fahrzeuge im Dienste des Verkehrs ist das von Zügen, Wagen oder Fahrzeugen zurückgelegte km. Sie wird in der Regel in Zug-, Wagen- und Fahrzeugkilometer erfaßt und mit *Betriebsleistung* bezeichnet. Im Eisenbahnbetrieb wird auch noch das Wagenachskilometer für besondere Zwecke verwendet.

3. Leistungsfähigkeit des Transportweges und der Stationen.

Während bei den Landverkehrsmitteln die Festlegung und Herrichtung des Weges ein für sich abgeschlossener Vorgang der technischen Vorbereitung ist, kann die Wegfindung bei den Übersee- und Luftverkehrsmitteln unmittelbar durch den Führer des Fahrzeuges während des Transports erfolgen. Das ist von großer Bedeutung für die Freizügigkeit der Fahrzeuge und damit des Verkehrsmittels überhaupt. Je mehr ein Verkehrsmittel der Einrichtung eines künstlichen Weges bedarf, um so eingehender wird die Wahl des Weges nach der Verteilung, Größe und Art des Verkehrsbedürfnisses zu treffen sein, da ein einmal gebauter, mit dem Boden fest verbundener Verkehrsweg nicht wie ein Fahrzeug an anderer Stelle wieder verwandt werden kann, wenn er überflüssig wird.

Dieser Umstand führte zu der besonderen Wissenschaft der Linienführung von Verkehrswegen, die nach technischen und verkehrswirtschaftlichen Gesichtspunkten zu behandeln ist und auch die Leistungsfähigkeit der Transportwege und Stationen untersucht¹. Ganz allgemein ist zu betonen, daß die Anlage des Weges und der Stationen auf spätere leichte Erweiterung zu entwerfen ist, da sie der Dynamik der Verkehrsentwicklung in besonderem Maße unterworfen ist.

Die *technische Leistungsfähigkeit* eines Verkehrsweges ist abhängig von der Breite und Steigung des Weges, der Größe der örtlichen Betriebsstellen oder Stationen sowie von den Unterschieden in den Geschwindigkeiten der Transporteinheiten, die den Weg benutzen. Bei den Eisenbahnen wird die Wegbreite in Gleisen ausgedrückt, bei den Straßen in Spuren, so daß die Zahl der Streckengleise oder der Spuren bis zu einem gewissen Grad die Streckenleistung eines Verkehrsweges bestimmt. Bei den Kanälen wird die Leistungsfähigkeit nicht allein durch genügende Breite und Tiefe, sondern in erster Linie durch die Leistungsfähigkeit der Schleusen festgelegt.

Die *Streckenleistung* einer Verkehrslinie ist bei richtiger Organisation der Transporteinheiten im allgemeinen größer als die Leistung der Stationen. Sie ist theoretisch am größten, wenn die Transporteinheiten in kürzesten, von der Rücksicht auf die Sicherheit bestimmten Abständen folgen können und keine Abzweigungen und Überholungen stattfinden. Praktisch aber ist jeder Verkehrsweg ein Glied eines Verkehrsnetzes, so daß sich die Bewegungsvorgänge auf den verschiedenen Linien an den Knotenpunkten beeinflussen. Es entwickelt sich dann aus der *theoretischen* Streckenleistung die *Netzleistung* eines Verkehrsweges, die im Straßenverkehr beispielsweise nur $\frac{1}{3}$ der Streckenleistung beträgt.

Auch natürliche, die physische Geographie betreffende Verhältnisse bestimmen vielfach die Leistungsfähigkeit eines Verkehrsweges. In der gemäßigten und kalten Zone verhindert Frost zeitweise die Benutzung der Wasserstraßen, Nebel beeinträchtigt den Schiff- und Luftverkehr. Im Osten Deutschlands, wo der Frost 2—3 Monate den Schiffverkehr lahmlegt, leiden die Wasserstraßen mehr unter

¹ GAEDE: Der Zuglauf bei Bahnen mit nur in einer Fahrrihtung benutzten Streckengleisen. Arch. Eisenbahnwes. Berlin 44 (1921) S. 52. — SCHAAR: Die Leistungsfähigkeit der Straßen für den Kraftwagenverkehr. Verkehrstechn. Berlin 10 (1925) S. 349. — RISCH: Grenzen und Ziele im Straßen- und Eisenbahnverkehr. Straßenbau. Berlin 1928.

Frost als im Westen mit 1,5—2 Monaten Störungszeit¹. Wassermangel der schiffbaren Ströme verringert die Fahrtiefe und damit die Leistungsfähigkeit der Schiffe.

Das Verkehrsmittel, dessen Weg am unmittelbarsten die Versand- und Empfangsstelle ohne Zwischenbehandlung des Verkehrsguts miteinander verbindet, hat besondere Vorzüge. Je beweglicher es in der Anlage des Weges ist, um so eher kann es diesen Vorzug für sich in Anspruch nehmen. In dieser *Anpassungsfähigkeit an die räumliche Lage* der Verkehrsquellen sind am beweglichsten die Leitungen für elektrische Kraft, Gas, Wasser und Nachrichten. Von den allgemeinen Verkehrsmitteln sind es die Straßen, dann die Eisenbahnen mit ihren Stationen und Anschlußgleisen. Sehr wenig anpassungsfähig sind die Wasserstraßen wegen ihres großen Querschnitts und ihrer Gebundenheit an geringe Steigungen oder an die Horizontale.

4. Grenzen der Schnelligkeit, Regelmäßigkeit, Pünktlichkeit und Bequemlichkeit.

Das von den Verkehrsinteressenten besonders geschätzte, nach außen in Erscheinung tretende Ergebnis der organisierten Zusammenarbeit zwischen der Leistungsfähigkeit von Weg, Kraft, Fahrzeug und Stationen liegt in erster Linie in der Schnelligkeit des Verkehrs. Daneben können Regelmäßigkeit, Pünktlichkeit, Häufigkeit und Bequemlichkeit von Wichtigkeit sein. Diese, die Güte der angebotenen Verkehrsleistungen charakterisierenden Eigenschaften eines Verkehrsmittels finden in den technischen Eigenarten gewisse Grenzen.

Die *Schnelligkeit*, mit der ein Verkehrsmittel den Verkehr abwickelt, hängt in erster Linie von seiner Geschwindigkeit ab. Sie wird im Verkehrswesen durch die in einer Stunde zurückgelegten Kilometer (Fahrweg) ausgedrückt. Für jedes Verkehrsmittel gibt es eine Höchstgeschwindigkeit, Fahrgeschwindigkeit und Reisegeschwindigkeit. Die *Höchstgeschwindigkeit* ist die höchstmögliche Geschwindigkeit, die ein Verkehrsmittel ohne Beeinträchtigung seiner Sicherheit auf waagrechter, gerader Bahn einhalten kann. Die *Fahrgeschwindigkeit* ist die Geschwindigkeit, die ermittelt wird aus der Entfernung zwischen zwei Haltepunkten und der Fahrzeit, in der die Transporteinheit die Entfernung zurücklegt. Die *Reisegeschwindigkeit* wird ermittelt aus der Länge des Reiseweges und der Gesamtreisezeit, die sich aus Fahrzeit und Aufenthalt zusammensetzt. Die Reisegeschwindigkeit interessiert in erster Linie die Verkehrskunden, die Höchst- und Fahrgeschwindigkeit das Verkehrsunternehmen. Ihre Größe und ihr Verhältnis zueinander enthält Tabelle 12.

Die Allgemeinheit legt bei Vergleichen über die Schnelligkeit der verschiedenen Verkehrsmittel in der Regel die Reisezeiten in Abhängigkeit von der Entfernung zugrunde. Abb. 10 zeigt den Reisezeitvergleich und das Vorsprungsmaß im Fernverkehr der verschiedenen Verkehrsmittel. Die Reisezeit auf dem Luftweg wird im Vergleich zu den übrigen Verkehrsmitteln noch durch eine je rd. halbstündige An- und Abmarschzeit zwischen Stadt und Flughafen belastet.

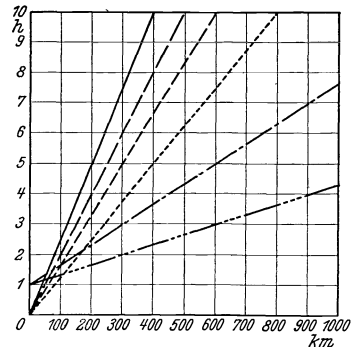


Abb. 10. Reisezeiten der verschiedenen Verkehrsmittel.

- Seeschiff: $V_f = 40$ km/h.
- — — Kraftwagen: $V_f = 50$ km/h (Landstraße).
- - - Eisenbahn: Schnellzug im Hügelland und Expregutbeförderung; $V_f = 60$ km/h.
- - - - Eisenbahn: Schnellzug im Flachland und Kraftwagen (1,7 Liter) auf Autobahn, $V_f = 80$ km/h.
- - - - - Flugzeug: $V_f = 150$ km/h.
- - - - - Schnellflugzeug: $V_f = 300$ km/h.

¹ HEYENBROCK: Die Vereisung westdeutscher Binnenwasserstraßen 1928/29 und ihre Wirkung auf die Deutsche Reichsbahn. Münster 1932.

Tabelle 12. Geschwindigkeiten der Verkehrsmittel in km/Std.

Verkehrsmittel	Höchstgeschwindigkeit	Fahrtgeschwindigkeit	Reisegeschwindigkeit	Verhältnis der Geschwindigkeiten zueinander		
	V_{\max}	V_m	V_r	V_m/V_{\max}	V_r/V_{\max}	V_r/V_m
1	2	3	4	5	6	7
I. Landverkehr						
a) Landstraßenverkehr						
Fuhrwerk	8	5	5	0,63	0,63	1
Lastkraftwagen						
1. Landstraßen	40	20	20	0,50	0,50	1
2. Autobahnen	60	40	40	0,67	0,67	1
Personenkraftwagen						
1. Landstraßen	100	45	45	0,45	0,45	1
2. Autobahnen	120	80	70	0,67	0,58	0,87
b) Großstadtverkehr						
Omnibus	40	16	12	0,40	0,30	0,75
Straßenbahn	30	15	10	0,50	0,33	0,67
Stadtschnellbahn	60	30	21	0,50	0,35	0,70
Vorortbahn	75	35	25	0,47	0,33	0,71
c) Fernverkehr						
Personenzug	75	45	33	0,60	0,45	0,73
D-Zug	110	75	65	0,68	0,59	0,87
Schnelltriebwagen	160	127	110	0,79	0,69	0,87
Durchgangsgüterzug	60	40	30	0,67	0,50	0,75
Nahgüterzug	40	25	15	0,62	0,38	0,60
II. Wasserverkehr						
a) Binnenwasserstraßen						
Talschleppzug	15	12	12	0,80	0,80	1
Bergschleppzug	5	4	4	0,80	0,80	1
Kanalschleppzug	7	5	4	0,71	0,57	0,80
Selbstfahrer (Kanal)	8	6	5	0,75	0,63	0,83
Selbstfahrer (Strom)	12	10	10	0,83	0,83	1
Rheinpersonendampfer (Berg)	18	13,5	12,5	0,75	0,70	0,93
Rheinpersonendampfer (Tal)	30	25	21	0,83	0,70	0,84
b) Seeschifffahrt						
Seefrachtdampfer	22	18	18	0,82	0,82	1
Schnelldampfer	50	40	40	0,80	0,80	1
Motorsegler	30	10	10	0,33	0,33	1
III. Luftverkehr						
Schnellflugzeug	360	270	220	0,75	0,60	0,81
Luftschiff	140	100	100	0,71	0,71	1
IV. Energietransport						
Gasfernleitung	270	—	—	—	—	—
Elektrische Leitung	∞	∞	∞	1	1	1

Vielfach ist die *Zeitersparnis*, die ein Schnellverkehrsmittel einem langsamen gegenüber aufweist, von Wichtigkeit. Zu berücksichtigen ist dabei nicht allein die Reisezeit, sondern auch die Aufeinanderfolge der Beförderungsgelegenheiten. Nennt man die kürzeste Reisezeit zwischen zwei Orten R und den Zeitabstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Beförderungsgelegenheiten a , so ist die mittlere Beförderungszeit

$$M = R + \frac{a}{2}.$$

Bezeichnet M_1 die mittlere Beförderungszeit des schnellen Verkehrsmittels, M_2 die des langsamen Verkehrsmittels, so ist die Zeitersparnis in Prozent:

$$E = \frac{M_2 - M_1}{M_2} \cdot 100.$$

Hierin kann man setzen:

$$M_1 = R_1 + \frac{a_1}{2} \quad \text{und} \quad M_2 = R_2 + \frac{a_2}{2}.$$

Damit wird die mittlere Zeitersparnis in Prozent:

$$E = \left(1 - \frac{R_1 + \frac{a_1}{2}}{R_2 + \frac{a_2}{2}} \right) \cdot 100.$$

Hieraus lassen sich anschauliche Zeitersparniscurven in Abhängigkeit von der Entfernung für ein Verkehrsmittel gegenüber anderen Verkehrsmitteln, die langsamer befördern, aufstellen.

Besonders klein sind die Reise- oder Beförderungszeiten im Nachrichtenverkehr auf dem Draht- und drahtlosen Wege. Es können die größten Entfernungen für Ferngespräche und Telegramme in 5—15 Minuten überbrückt werden. Die Bedeutung dieser schnellen Raumüberwindung wird allerdings für die Ost-West- oder West-Ostrichtung durch die Unterschiede in den Tages- oder Arbeitszeiten auf den verschiedenen Erdteilen eingeschränkt. Sie betragen zwischen London-Peking 8 Stunden, zwischen Berlin-New York 6 Stunden, so daß, wenn in Berlin bereits Geschäftszeit um 11 Uhr ist, es in New York 5 Uhr morgens ist, also der Mensch in der Regel noch nicht arbeitsbereit ist.

Die Regelmäßigkeit und Pünktlichkeit ist vor allem für den Verkehr von Personen, hochwertigen Gütern und Nachrichten eine wichtige Voraussetzung, die die Verkehrsmittel zu erfüllen haben. Die *Regelmäßigkeit* im weiteren Sinne ist die wöchentliche, tägliche, stündliche oder jederzeit regelmäßig angebotene Verkehrsgelegenheit, die dem jeweiligen Verkehrsbedürfnis angepaßt ist. Sie ist eine wichtige Grundlage für die Arbeits- und Verkehrsdisposition der Wirtschaft. Die Regelmäßigkeit im engeren Sinne ist das Verhältnis der tatsächlich durchgeführten Transporte zu den planmäßig vorgesehenen Transporten. Sie ist ein Maßstab für die Zuverlässigkeit des Verkehrsmittels bei der Befriedigung der aufkommenden Verkehrsbedürfnisse.

Eng verbunden mit der Bedeutung der Regelmäßigkeit ist die *Pünktlichkeit*. Sie wird ausgedrückt durch das Verhältnis der unverspätet durchgeführten zu den vorgesehenen Transporten, wobei im allgemeinen mit der Größe der Entfernung zunehmend und je nach den betriebstechnischen Eigenarten des Verkehrsmittels gewisse Toleranzen für den Begriff „unverspätet“ zugelassen werden. So liegen im Landverkehr Verspätungen von 5—10 Minuten noch im Rahmen der ausreichenden Pünktlichkeit, im See- und Luftverkehr dagegen wegen des wechselnden Einflusses der Luft- und Witterungsverhältnisse, wie Sturm und Nebel, noch Verspätungen von 5—10 % der planmäßigen Reisezeit.

Technisch ist die Regelmäßigkeit und Pünktlichkeit durch Störungen im Ablauf der Betriebsvorgänge begrenzt. Sind diese Störungen selten und von kurzer Dauer, so werden sie erträglich sein, treten sie häufiger und anhaltender auf, so können sie den Verkehrswert eines Verkehrsmittels stark herabsetzen.

Die *Häufigkeit* der Verkehrsgelegenheiten ist in der Regel technisch begrenzt durch die Leistungsfähigkeit des Transportweges bei weggebundenen Verkehrsmitteln und durch die Leistungsfähigkeit des Fahrzeugparks bei Verkehrsmitteln mit freiem Verkehrsweg, wie Meer und Luftraum. Je häufiger Gelegenheit zum Verkehr geboten wird, um so leichter kann der Verkehrsinteressent die Reisen oder Transporte in seine Arbeitsteilung einschalten. Verkehrswirtschaftlich liegt hier die Grenze in dem Umfang und der Art der Verkehrsbedürfnisse, wobei die Verkehrsgelegenheiten bei mittlerem und kleinem Verkehrsbedürfnis um so häufiger geboten werden können, je kleiner die Transporteinheit ist. In diesem Punkt hat der Kraftwagen und der Triebwagen besondere Vorzüge gebracht.

Die *Bequemlichkeit* in der Ortsveränderung ist zu unterscheiden nach Bequemlichkeit während der Reise, sowie bei Beginn und Abschluß der Reise. Die Bequemlichkeit während der Reise oder der Fahrt ist um so größer, je bequemer der Reisende sitzen kann, je weniger er an einen Platz gefesselt ist und je behaglicher er reisen kann. Besonders der letzte Gesichtspunkt ist für die technische Ausgestaltung und für den Betrieb der Verkehrsmittel von Bedeutung. Ist Bequemlichkeit in diesem Sinne der Ausdruck eines Wohlbefindens, das durch die Wirkung

normaler Reize der Außenwelt im Menschen ausgelöst wird, so erzeugt ein außergewöhnlicher Reiz auf irgendeinen unserer Sinne Unbehagen und schließlich Unerträglichkeit. Man kann daher von 3 Reizzonen: Behagen oder Komfort, Unbehagen und Unerträglichkeit sprechen. Die wesentlichen Reize, die das Wohlbehagen des Reisenden beeinflussen, sind: Lageschwankung, Beschleunigung und Verzögerung, Geräuschstärke, Vibration, Ventilation, Geruch, Hitze, Kälte, Höhe, Fall und Geschwindigkeit. Neuere amerikanische Forschungen¹ über diese

Faktoren haben es ermöglicht, die ungefähre Größe der auf die 3 Reizzonen fallenden Anteile zu bestimmen und sie in einem Schaubild (Abb. 11) als „Behaglichkeitssonne“ darzustellen.

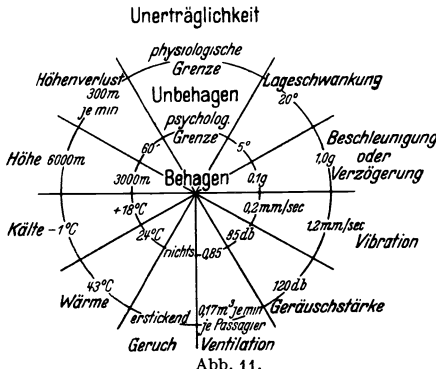


Abb. 11.
Grenzen der Bequemlichkeit und Behaglichkeit beim Reisen. (Behaglichkeitssonne) g Erdbeschleunigung = $9,81 \text{ m/sec}^2$, db Phon.

Die Grenze zwischen Behagen und Unbehagen soll *psychologische Grenze* genannt werden, da das Unbehagen zu einem großen Teil nur in der Vorstellung vorhanden ist und nur ein kleiner Teil wirklich physisch ist. In gleichem Maße jedoch, in dem die Größe dieser Vorstellung wächst, nimmt das *physische* Unbehagen zu, bis die zweite Grenze zwischen Unbehagen und Unerträglichkeit, die die *physiologische*

Grenze darstellt, erreicht ist. Über diese Grenze hinaus arbeitet der menschliche Organismus nicht mehr ungestört.

In der Abb. 11 sind die verschiedenen Reize für den in *normaler Sitzstellung* sich befindenden Menschen in Kreissektoren dargestellt und nach den Reizzonen: Behagen, Unbehagen und Unerträglichkeit charakterisiert. Der erste Sektor bedeutet beispielsweise die Lageschwankung, wie sie bei Seeschiffen bekannt ist. So lange ein Schiff nicht mehr als 5° nach der Seite schwankt, haben die Reisenden im allgemeinen kein unbehagliches Gefühl. Über 5° jedoch wächst das reine physische Unbehagen sehr rasch, bis dann bei 20° die meisten von Seekrankheit befallen sind. Besonders wichtig sind die Zahlen des zweiten und dritten Sektors, die über die zulässigen Beschleunigungen oder Verzögerungen und die Vibration Aufschluß geben und die in hohem Maße die technische Ausbildung und das zweckmäßige Zusammenspiel von Weg und Fahrzeugen für alle Bewegungsvorgänge der Transporteinheiten beeinflussen und bestimmen. Für den stehenden, im labilen Gleichgewicht sich befindenden Menschen, wie beispielsweise in Eisenbahn und Omnibus, liegt die Grenze für Behaglichkeit ungefähr 50% niedriger, also bei $0,4\text{--}0,5 \text{ m/sec}^2$ Beschleunigung oder Verzögerung². Bei sitzenden Reisenden hängt die Bewegungsempfindung vielfach mehr von der Änderung der Beschleunigung oder Verzögerung in der Zeiteinheit oder dem „Ruck“ ab. Der physiologische Grenzwert der Bewegungsempfindung beim Ruck liegt bei $0,3 \text{ m/sec}^3$ ³. Für den Luftverkehr sind die beiden letzten Sektoren von besonderer Bedeutung.

Die Bequemlichkeit im Ortswechsel beim Antritt und Abschluß der Reise ist um so größer, je unmittelbarer der Reisende von der Wohnung zum Ziel oder, ganz allgemein gesprochen, von Haus zu Haus gelangen kann. Das gleiche gilt auch für den Güterverkehr. Technisch hat in dieser Richtung der Kraftwagen

¹ FRITZ, I. A.: Sperry Gyroscope Comp., Inch., Building Brooklyn, New York. — NAVLER: The Effect of Acceleration on Human Beings. J. Aeronautique Soc. London 1932.

² MARTENS, H. A.: Grundlage des Eisenbahnsicherungswesens. Wiesbaden 1909.

³ MELCHIOR, P.: Der Ruck. Z. VDI 72 (1928) S. 1842.

Verkehrserleichterungen in Gestalt des *Haus-Haus-Verkehrs* gebracht, dem im Eisenbahnverkehr die Bedienung auf Gleisanschlüssen in gewissem Maße entspricht. Den höchsten Grad der Bequemlichkeit im Ortswechsel bieten die Sonderverkehrsmittel oder die Leitungen für Energie, Wärme und Wasser, da sie an jeden Punkt menschlicher Siedlungen geleitet werden können und dort gebrauchsfähig zur Verfügung stehen.

B. Die verkehrlichen Bedingungen.

I. Die Verkehrsschwankungen.

Dem Angebot der Verkehrsleistungen auf Grund der technischen und betrieblichen Grundlagen der Verkehrsmittel steht für die Beurteilung der Leistungsfähigkeit die *Art der Nachfrage* oder die Menge, Art und zeitliche Lage der Verkehrsbedürfnisse gegenüber. Für die Betriebsbereitschaft des Verkehrsapparats ist die Frage wichtig, zu welcher Zeit und für welche Mengen ein Verkehrsmittel auf Verkehr rechnen kann oder unter welchen verkehrlichen Bedingungen es arbeiten muß. Sind sie konstant, so wird der Betrieb sich einmalig und leicht auf sie einstellen können. Sind sie wechselnd nach Zeit, Art und Menge und räumlicher Lage, so wird der Betrieb diesen Wechsel kennen müssen, wenn er ihm gerecht werden und sich wirtschaftlich auf ihn einstellen will.

Es ist bereits im Abschnitt I hervorgehoben worden, daß Wirtschaft und Verkehr einem starken Wechsel unterworfen sind. Mit den Schwankungen der Wirtschaft befaßt sich die Konjunkturlehre¹. In der gleichen Weise wie die Bedürfnisse des Menschen die Konjunktur oder das Verhältnis zwischen Angebot und Nachfrage in der Wirtschaft bestimmen, ergibt sich aus den von der Wirtschaftslage abhängigen Verkehrsbedürfnissen das Verhältnis zwischen Angebot und Nachfrage im Verkehrswesen.

Der Verkehr ist abhängig vom Blühen und Gedeihen der Wirtschaft, so daß sich die wirtschaftliche Eigenart und Lage eines Landes und der Welt im Verkehr ständig widerspiegelt.

Die Bewegungsvorgänge in der Wirtschaft können nach 4 Komponenten zergliedert werden:

1. *Sakulare Schwankungen* oder *sakularer Trend*, der während einer längeren Zeitspanne von einem oder mehreren Jahrhunderten die allgemeine Entwicklungsrichtung wiedergibt.
2. *Zyklische Konjunkturschwankungen* innerhalb von 7—12 Jahren.
3. *Saisonschwankungen* innerhalb eines Jahres.
4. *Sonstige Schwankungen*, meist außergewöhnlicher Art, hervorgerufen durch Krieg Streik usw.

Die zyklischen Konjunkturschwankungen in der Gesamtwirtschaft erzeugen die jährlichen Schwankungen des Verkehrs im Vergleich der verschiedenen Jahre. Sie werden unterlagert von den *Saison-, Monats- und Tagesschwankungen* im Verkehr, die aus den Verkehrsbedürfnissen der einzelnen Wirtschaftszweige nach Zeit und Menge sich ergeben.

Die *Saisonschwankungen* sind diejenigen Bewegungen der Wirtschaftszweige, die durch regelmäßige, zu bestimmten Zeiten des Jahres wirksame Faktoren, wie klimatische Schwankungen unter Annahme normaler Markt- und Wirtschaftsverhältnisse, stets in der gleichen Richtung ausgelöst werden. Um diese Saisonschwankungen für ein Jahr festzustellen, ist zu berücksichtigen, daß sie von den zyklischen Konjunkturschwankungen der Wirtschaft überlagert und daher von diesem Einfluß zu bereinigen sind². Im Personenfernverkehr ist das Verkehrsbedürfnis im Sommer zur Zeit der Sommerreisen und der Erholung besonders groß, während es im Winter auf das unbedingt nötige Maß, wie es in erster Linie der Berufs- und Geschäftsverkehr verlangt, beschränkt ist. Im Güterverkehr treten jährlich Kulminationspunkte der Nachfrage im Frühjahr beim Versand von Düngemitteln und im Herbst beim Versand von Brennstoffen und landwirtschaftlichen Erzeugnissen ein.

¹ WAGEMANN: Konjunkturlehre. Berlin 1929.

² STEUERNAGEL: Statistik und Eisenbahnen. Berlin 1931.

Besonders groß sind die Tagesschwankungen im großstädtischen Verkehr (Abb. 12), die sich aus dem Berufsverkehr nach und von der Stadt in den Morgen- und Abendstunden ergeben. Auch im Personenfernverkehr sind im Laufe eines Tages Verkehrsspitzen morgens und abends festzustellen, im Güterfernverkehr dagegen in der Hauptsache abends.

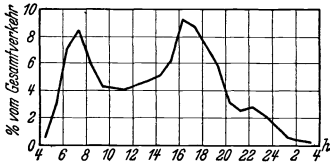


Abb. 12. Tagesschwankungen im großstädtischen Verkehr (Berliner Gesamtverkehr).

2. Die Ungleichmäßigkeit in den Verkehrsbeziehungen.

Die Unterschiede in der räumlichen Verteilung der verschiedenen Wirtschaftszweige und Siedlungen, die im Rahmen einer Volkswirtschaft aufeinander angewiesen sind, erzeugen ungleichmäßige Verkehrsbeziehungen nach Menge, Art und Richtung des Verkehrs. Der Personenverkehr wird davon weniger berührt, da die von ihrem Aufenthaltsort abfahrenden Personen nach mehr oder weniger kurzer Zeit wieder zurückkehren. In erster Linie wird davon der Güter- und Nachrichtenverkehr beeinflusst. Gebiete mit großen Mengen an Bodenschätzen versenden vorwiegend Massengut und empfangen hochwertiges Gut. Gebiete mit entwickelter Industrie versenden hochwertiges Gut und empfangen Rohstoffe oder Massengut.

Die Unterschiede in der räumlichen Verteilung der verschiedenen Wirtschaftszweige und Siedlungen, die im Rahmen einer Volkswirtschaft aufeinander angewiesen sind, erzeugen ungleichmäßige Verkehrsbeziehungen nach Menge, Art und Richtung des Verkehrs. Der Personenverkehr wird davon weniger berührt, da die von ihrem Aufenthaltsort abfahrenden Personen nach mehr oder weniger kurzer Zeit wieder zurückkehren. In erster Linie wird davon der Güter- und Nachrichtenverkehr beeinflusst. Gebiete mit großen Mengen an Bodenschätzen versenden vorwiegend Massengut und empfangen hochwertiges Gut. Gebiete mit entwickelter Industrie versenden hochwertiges Gut und empfangen Rohstoffe oder Massengut.

Der Ab- und Zustrom der Gütermenge ist daher überall verschieden und selten ausgeglichen oder paarig. So beziehen die gemischt landwirtschaftlich-industriell entwickelten Gebiete Süddeutschlands den Hauptteil ihrer Rohstoffe aus dem Ruhrgebiet und versenden in erster Linie Fertigwaren. Die Folge ist, daß dort der Gütereingang um 40—50% den Versand übersteigt, da die Fertigwaren verhältnismäßig geringe Gewichtsmengen umfassen. In den Verkehrsströmen der

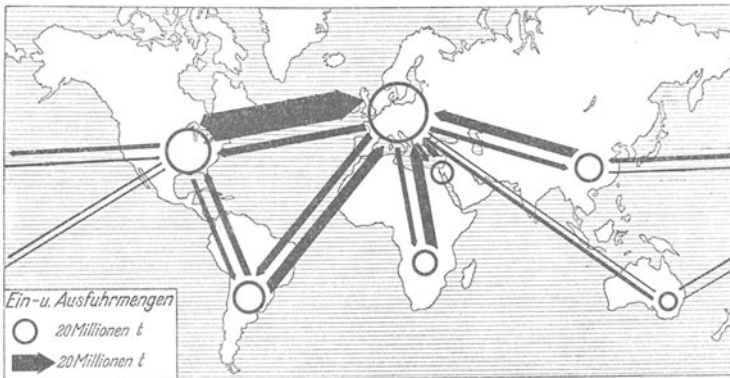


Abb. 13. Verkehrsströme aus Gütern zwischen den wirtschaftlichen Aktionszentren der Erde, getrennt nach Einfuhr und Ausfuhr.

Weltwirtschaft fließen gewichtsmäßig geringe Ströme hochwertigen Gutes von Europa nach allen Erdteilen und starke Ströme aus Rohstoffen nach Europa (Abb. 13).

3. Die Anpassung der Betriebsleistungen an den Verkehrsumfang.

Den Schwankungen des Verkehrs nach Zeit, Menge und Richtung müssen sich die Verkehrsmittel in ihrem *Betriebsapparat* anpassen. Um den Saison-, Monats- und Tagesschwankungen des Verkehrs folgen zu können, ist eine besonders

eingehende, straff organisierte Kleinarbeit des Betriebs im ständigen Wechsel der angebotenen Leistungen notwendig. Besonders schwierig ist bei allen Verkehrsmitteln die richtige Wahl der Verkehrsgelegenheiten nach Zahl und Zeit. Die Verkehrsgelegenheiten können naturgemäß um so geringer sein, je geringer das Verkehrsbedürfnis ist und da, wie früher festgestellt, das Verkehrsbedürfnis mit der Zunahme der Transportweiten abnimmt, so werden die Verkehrsgelegenheiten auf die großen und größten Entfernungen kleiner sein können als auf geringere Entfernungen. Das nach der Methode der Stufenstatistik¹ dargestellte Verteilungsbild der Ziele für Reisen und Gütertransporte gibt eine wertvolle Grundlage für die richtige Wahl der Verkehrsgelegenheiten (Abb. 14).

Im großstädtischen Personenverkehr von Berlin liegen zwischen 0—6 km oder im ersten Drittel der Entfernungen allein 60% der gesamten Reisen. Für diesen Entfernungsbereich ist daher die größte Häufigkeit in der Verkehrsbedienung erforderlich. Im Fernverkehr liegen die Beförderungsweiten für Personen und Güter im Vergleich zu den größten Entfernungen noch stärker im Bereich der kleinen Entfernungen als im Großstadtverkehr. So laufen im Güterverkehr nach Abb. 14 von der gesamten aufkommenden Verkehrsmenge allein $\frac{2}{3}$ auf Entfernungen, die kleiner sind als die mittlere Beförderungsweite. Andererseits ergibt sich aus der Summenlinie für die Tonnenkilometer, die bezahlt werden, daß die größten Einnahmen nicht auf den Entfernungen unter der mittleren Transportweite erzielt werden, sondern auf Entfernungen, die zwischen 0 und dem 2- bis 3fachen der mittleren Beförderungsweite liegen.

Die mittlere Beförderungsweite kennzeichnet am deutlichsten die Mannigfaltigkeit der Versandziele im Verkehr und die Schwerlage, um die sich die Beförderungsweiten und die Transportmengen gruppieren. Sie wird ermittelt aus den

$$\frac{\text{genutzten Pkm}}{\text{Personen}} \quad \text{oder} \quad \frac{\text{genutzten t km}}{t}$$

Im einzelnen bewegen sich die mittleren Beförderungsweiten im Landesverkehr Deutschlands um die Masse: Großstädtischer Verkehr Berlin 5,0 km, Fern- und Überlandverkehr der Deutschen Reichsbahn 29 km im Personen-, 154 km im Güterverkehr, Wasserstraßenverkehr 265 km im Güterverkehr, Luftverkehr 254 im Personen- und 400 km im Güterverkehr. Im Überseeverkehr schwanken die mittleren Beförderungsweiten zwischen 6000—10 000 km und stellen damit das Durchschnittsmaß in der Überwindung der größten Raumweiten dar.

Für die *Bemessung des Fahrzeugparks* hat die mittlere Beförderungsweite insofern Bedeutung, als, je größer sie ist, auch um so größer die Umlaufzeit der Fahrzeuge ist, die den notwendigen Fahrzeugpark für ein Verkehrsmittel in der Hauptsache bestimmt. Die *Umlaufzeit* eines Fahrzeugs umfaßt die Zeit vom Beginn der Beladung bis zur Wiederbereitstellung des gleichen Fahrzeugs zu einer neuen Beladung. Vervielfältigt man die Umlaufzeit mit der Zahl der täglich im Durchschnitt für Beladungszwecke zu stellenden Fahrzeuge, so erhält man die Gesamtmenge der bereitzuhaltenden betriebsfähigen Fahrzeuge oder den Fahrzeugpark des Verkehrsunternehmens.

Die Umlaufzeit der Fahrzeuge setzt sich zusammen aus: Aufenthalt auf der Beladestation, Fahrtzeit von der Versand- zur Zielstation, Unterwegsaufenthalte, Aufenthalt auf der Entladestation und Laufzeit des leeren Fahrzeugs. Je kleiner die mittlere Beförderungsweite ist, um so kleiner ist die Fahrzeit und allgemein

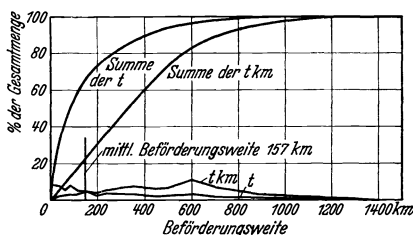


Abb. 14. Verteilung der Gütermengen und Tonnenkilometer auf die verschiedenen Beförderungsweiten im Güterverkehr der Deutschen Reichsbahn.

¹ STEUERNAGEL: Statistik und Eisenbahn. Berlin 1931.

die Umlaufzeit. Das trifft vor allem im Personenverkehr und im Kraftwagenverkehr mit seinen verhältnismäßig kleinen Transporteinheiten zu. Im Eisenbahngüterverkehr und im Binnenwasserstraßenverkehr hat die Fahrzeit dagegen an der Umlaufzeit nur einen verhältnismäßig geringen Anteil und das um so mehr, je dichter das Verkehrsnetz und je größer die Ladefähigkeit des Fahrzeugs ist. Die durchschnittliche Umlaufzeit der Fahrzeuge beträgt: Überland- und Fernverkehr der Eisenbahnen 5—6 Stunden für Personenwagen, 74 Stunden für Güterwagen, Lastkraftwagen 14 Stunden, Binnenschiffe 14 Tage, Überseefrachtdampfer 29 Tage. Im Einzelfall ist sie durch Aufstellung eines später zu behandelnden Betriebsplans für neue Verkehrslinien besonders zu ermitteln.

Im allgemeinen kann im Güterverkehr die Zahl der Verkehrsgelegenheiten besser an das Verkehrsbedürfnis angepaßt werden als im Personenverkehr, da bei diesem die einmal festgelegte Planmäßigkeit möglichst aufrechterhalten werden soll. Trotzdem sind die Schwankungen der Betriebsleistungen für beide Betriebsarten unter der Wirkung der Schwankung der Verkehrsbedürfnisse erheblich und verlangen einen elastisch und geschickt arbeitenden Verkehrsbetrieb, wenn unwirtschaftliche Lehrläufe möglichst vermieden werden sollen. Hier tritt die große Bedeutung eines genügenden Fahrzeugparks für die Bewältigung der *Verkehrsspitzen* in Erscheinung. Der Fahrzeugpark eines jeden öffentlichen Verkehrsmittels ist so hoch zu bemessen, daß auch die höchsten Verkehrsspitzen reibungslos bedient werden können. Zu diesem Zweck sind *Reserven* an Fahrzeugen vorzusehen, die 20—25 % der durchschnittlich in den Monaten eines Jahres für Verkehrszwecke notwendigen und gestellten Wagen betragen. Im allgemeinen werden die an den Fahrzeugen jährlich notwendigen Ausbesserungsarbeiten in Zeiten gelegt, in denen diese Reserven vom Betrieb nicht beansprucht werden.

4. Die Ausnutzung des angebotenen Laderaums.

Bei allen Maßnahmen, die ein Verkehrsunternehmen zur Anpassung an die Verkehrsbedürfnisse und ihre Schwankungen zu treffen hat, ist der Gesichtspunkt leitend, neben einem möglichst günstigen, im Interesse der Verkehrskunden liegenden Angebot an Verkehrsgelegenheiten vor allem eine möglichst gute *Ausnutzung* des angebotenen Laderaums durch zahlende Nutzlast zum besten der Wirtschaftlichkeit des Verkehrsbetriebes zu erzielen. Kein Verkehrsmittel ist in der Lage, die im Laufe eines größeren Zeitraums angebotenen Platz- und Tonnenkilometer mit Nutzlast voll zu besetzen und damit eine 100 % ige Ausnutzung seiner Leistungsfähigkeit durch zahlende Last zu erhalten. Die Ursachen liegen in den Verkehrsschwankungen, in den ungleichen Verkehrsbeziehungen und zum Teil in der technischen Eigenart des Verkehrsmittels selbst. Die technische Eigenart des Verkehrsmittels spielt dann eine besondere Rolle, wenn die Fahrzeuge nicht für jedes Gut freizügig verwandt werden können. Im Personenverkehr kann der 1. und 2. Klasse-Wagen nicht als 3. Klasse-Wagen eingesetzt werden und umgekehrt. Im Güterverkehr sind bei den Eisenbahnen verschiedene Wagentypen eingeführt, beispielsweise gedeckte Wagen für Güter, die vor Witterungseinflüssen zu schützen sind, und offene Wagen, deren Güter dieses Schutzes nicht bedürfen. Bezieht also ein Verkehrsgebiet Rohstoffe, z. B. Kohlen in offenen Wagen und versendet Fertigwaren in gedeckten Wagen, so werden die offenen Wagen im Rücktransport nach dem Rohstoffgebiet nicht alle wieder mit Nutzlast beladen werden können, sondern einen Leerweg zum nächsten Beladeort übernehmen müssen. Hieraus ergeben sich verschiedene Ausnutzungsgrade der Ladefähigkeit.

Der *Ausnutzungsgrad* wird ermittelt aus den in bestimmten Zeiträumen meist in einem Jahr

$$\frac{\text{genutzten Pkm}}{\text{angebotene Platzkm}} \quad \text{oder} \quad \frac{\text{genutzten tkm}}{\text{angebotene tkm-Ladefähigkeit}}$$

nicht etwa aus den beförderten Personen oder Tonnen und den angebotenen Plätzen- und t-Ladefähigkeit, da dieses Verhältnis nicht die Verschiedenartigkeit der Transportweiten des Verkehrsguts erfaßt und daher ein falsches Bild gibt.

Nur bei den großstädtischen Verkehrsmitteln kann wegen der kurzen Transportwege das Verhältnis von Platzbesetzung und Platzangebot für den Ausnutzungsgrad zugrunde gelegt werden.

Die Ausnutzung des Laderaums im Personen- und Güterverkehr liegt im Jahresdurchschnitt bei fast allen Verkehrsmitteln unter 50 % der angebotenen Verkehrsleistungen (Tabelle 13). Am ungünstigsten sind hierbei im Personenverkehr die Verkehrsmittel, deren Transporteinheiten aus mehreren und verschiedenartigen Fahrzeugen bestehen, wie bei allen Eisenbahnen. Am günstigsten ist die Ausnutzung bei einer Transporteinheit, die nur aus einem Einzelfahrzeug besteht, das sich besser an die verschiedenartigen Verkehrsbedürfnisse anpassen kann. Kann diese, wie z. B. der Lastkraftwagen im Fernverkehr, zwischen zwei Gebieten mit starken Verkehrsbeziehungen eingesetzt werden, so steigt der Ausnutzungsgrad auf 70—80 %, da Hin- und Rückfracht genügend vorhanden sind.

Die durchschnittliche Ausnutzung der Verkehrsmittel durch Nutzlast ist eine wichtige Grundlage für die *Bemessung des Wagenparks* in Abhängigkeit von der *Verkehrsmenge* und für die Preisbildung. Je größer die Ausnutzung ist, um so größer ist die Zuladelaast und um so kleiner kann der Wagenpark sein. Die höhere Ausnutzung steigert auch die Einnahmen des Verkehrsunternehmens je Transporteinheit. Für kleine Verkehrsbedürfnisse gestattet die kleine Transporteinheit die beste Ausnutzung, weshalb der Kraftwagen besondere Vorzüge für die Bedienung des platten Landes im Personen- und Güterverkehr hat. Im gleichen Sinn ist der zunehmende Einsatz von Triebwagen auf Eisenbahnen in bestimmten Beziehungen zu bewerten. Die Verwendung kleiner Transporteinheiten findet eine wirtschaftliche Grenze in dem Grundgesetz, daß in der Regel die Selbstkosten für die Verkehrsleistungseinheit um so niedriger sind, je größer die Nutzladefähigkeit der Transporteinheit ist, und um so höher, je kleiner sie ist.

C. Der Übergangs- und Umschlagverkehr.

In einem großen Wirtschafts- oder Verkehrsgebiet sind in der Regel mehrere Verkehrsmittel vorhanden, die in vielen Fällen in der Weise aufeinander angewiesen sind, daß eines der Zubringer oder Abnehmer des anderen ist. Es löst dann gleichsam aus Gründen der Zweckmäßigkeit des Transportes und der technischen Eignung des Verkehrsmittels ein Verkehrsmittel das andere ab. Das Verkehrsgut wird von dem Versender bis zum Empfänger nicht durch *ein* Verkehrsmittel oder *einstufig*, sondern durch *mehrere* Verkehrsmittel oder *mehrstufig* befördert. Die Ablösung vollzieht sich im Übergangs- und Umschlagverkehr. Das ist von Bedeutung für die Leistungsfähigkeit der Verkehrsmittel in einem Verkehrsgebiet in bezug auf die Schnelligkeit und Wirtschaftlichkeit der Beförderung, denn jeder Übergang oder Umschlag kostet Zeit und Geld und dient auch vielfach nicht der Schonung des Guts. Er vollzieht sich zwischen:

1. Eisenbahn und Eisenbahn bei verschiedener Spurweite.
2. Eisenbahn und Straße.
3. Eisenbahn und Wasserstraße.
4. Eisenbahn- und Luftverkehr.
5. Eisenbahn und Lager
6. Wasserstraße und Lager
7. Schiff und Schiff.

Schleicher, Taschenbuch.

Tabelle 13. Durchschnittliche Ausnutzung der angebotenen Ladefähigkeit durch Nutzlast.

Verkehrsmittel	Von der angebotenen Ladefähigkeit werden durch Nutzlast ausgenutzt	
	Personenverkehr %	Güterverkehr %
1	2	3
Seeschifffahrt . . .	44	46
Eisenbahn	29	45
Straßenbahn	32	—
Omnibus	48	—
Personenkraftwagen	43	—
Binnenschifffahrt . .	—	51
Lastkraftwagen . . .	—	46
Elektrische Leitung	—	30
Flugzeug	47	46

Der Übergang von *Personen* von einem Verkehrsmittel zum anderen erfolgt überall in einfachster Weise und ohne wesentlichen Zeitverlust.

Der Übergang von *Gütern* verlangt dagegen mehr oder weniger umfangreiche Umschlaganlagen und eine Übergangszeit, die für die Schnelligkeit des Transports des betreffenden Gutes von wesentlicher Bedeutung ist. Vom Standpunkt der gewollten Ortsveränderung eines Verkehrsguts ist die Übergangs- oder Umschlagzeit ein reiner Zeitverlust, der nur dann in Kauf genommen werden kann, wenn der Wechsel im Verkehrsmittel entweder durch technische Gründe nötig oder aus verkehrswirtschaftlichen Gründen zweckmäßig ist.

Der Wechsel ist aus technischen Gründen in erster Linie erforderlich, wenn das Verkehrsgut vom Land über weite Meeresflächen zu befördern ist oder ein Verkehrsmittel das Gut nicht genügend weit bis zu der eigentlichen Empfangsstelle bringen kann, so daß ein Übergang wie beispielsweise zwischen Eisenbahn und Straße notwendig wird. Er kommt verkehrswirtschaftlich in Frage, wenn Schnelligkeit oder Billigkeit den Übergang als zweckmäßig erscheinen lassen, ein Vorgang, wie er beispielsweise in der Zusammenarbeit zwischen Eisenbahn und Luftverkehr aus Gründen der Schnelligkeit oder zwischen Eisenbahn und natürlichen Wasserstraßen aus Gründen der Billigkeit praktisch zum Ausdruck kommt.

Der Übergang erfolgt entweder unmittelbar durch Umladung der Güter oder mittelbar durch Übernahme des Fahrzeugs mit Ladung auf das neue Verkehrsmittel. Zwischen beiden liegt der Übergang des Verkehrsguts unter Verwendung von *Behältern*, die als Gefäß das Gut an der Verkehrsquelle übernehmen und es unter Benutzung eines oder mehrerer Verkehrsmittel ohne jede weitere Zwischenbehandlung an der Empfangsstelle abgeben. Die Verwendung von Behältern erleichtert die Zusammenarbeit der Binnenverkehrsmittel Eisenbahn, Kraftwagen und Wasserstraßen in technischer Hinsicht und trägt zur Schonung des Gutes bei.

Die zeitraubendste, aber die große Masse der Güter treffende Übergangsart ist der unmittelbare Umschlag des Verkehrsguts. Die Gesamtzeit für diesen Übergang setzt sich aus der eigentlichen Umschlagszeit und der Liege- oder der Bereitstellungszeit der Fahrzeuge zusammen. Der hierbei entstehende Zeitverlust bewegt sich durchschnittlich zwischen 6 Stunden beim Umschlag Eisenbahn—Straße und 4—5 Tagen beim Umschlag Seeschiff—Land. Er ist um so größer, je größer die umzuschlagenden Mengen sind. Diese Umstände haben sehr früh dazu geführt, durch Steigerung der Leistungsfähigkeit der Umschlag-einrichtungen wie Krananlagen, Kübel, Kipper, Elevatoren, Einführung von Selbstentladewagen, die Übergangszeit zu verringern und damit auch die Verkehrsfahrzeuge schneller für neue betriebliche Zwecke frei zu bekommen.

Für Massengüter scheint kaum noch eine weitere Verminderung der Übergangszeit möglich. Dagegen hat sich unter dem Zwang der Spezialisierung der Verkehrsarbeit durch neue Verkehrsmittel das Bestreben zur Verringerung der Übergangszeit dem schnellen und billigen Übergang von hoch- und mittelwertigen Gütern zugewandt. Die Wege, die heute in dieser Richtung versucht werden, verfolgen den Zweck, das in nicht zu großen Mengen anfallende Verkehrsgut, das nach Art und Wert auch vielfach einer gewissen Verpackung bedarf, in besonderen Gefäßen oder *Behältern* zu verladen, wodurch gleichsam das Fahr-gestell der Fahrzeuge unabhängig vom Ladegefäß gemacht und freizügiger wird. Die Größe der Behälter entwickelt sich nach der Struktur der Verkehrsbedürfnisse der Einzelempfänger des Verkehrsgebiets, in dem sie verwandt werden. Je differenzierter dieses Verkehrsbedürfnis nach Raum und Menge in einem Verkehrsgebiet ist, um so kleiner wird die Einheit der Behälter sein müssen und umgekehrt. So hat sich in den Vereinigten Staaten von Amerika in erster Linie der schwere Behälter mit 5—6,5 t Nutzladefähigkeit durchgesetzt, in England und Deutschland dagegen der kleine und mittlere Behälter mit je 1, 2 und 3 t Nutzladefähigkeit¹.

¹ BRAUNER: Behälterverkehr. Berlin 1933.

D. Der Betriebsplan als Grundlage für die Leistungsfähigkeit eines Verkehrsmittels.

Jedes Verkehrsunternehmen wird zur Erfüllung bestimmter Verkehrsaufgaben im Personen- und Güterverkehr, für die eine Strecke seines Netzes neu gebaut oder eingerichtet werden soll, einen Plan aufstellen, aus dem zu ersehen ist, mit welchen *technischen* und *betrieblichen Mitteln* der anfallende Verkehr nach Zeit und Menge bewältigt werden soll. Dieser Plan besteht aus zwei Abschnitten. Der erste Abschnitt gibt Aufschluß über die gesamte Länge und die Stationsabstände der Linie, ferner über die an den verschiedenen Stationen anfallenden Verkehrsmengen und ihre Richtung sowie über die zeitliche Lage der Verkehrsgelegenheiten. Dieser Abschnitt enthält also das Bild der Bewegungsvorgänge der Transporteinheiten und die Verkehrsgelegenheiten in Abhängigkeit von der Nachfrage nach Ortsveränderung. Auf den ersten Abschnitt baut sich der zweite Abschnitt auf, der die Betriebs- und Verkehrsleistungen enthält sowie die technische Ausgestaltung und Organisation der Strecken und Stationen einschließlich des Bedarfs an Personal und Fahrzeugen.

Beide zusammen bilden den *Betriebsplan* als Grundlage für die Leistungsfähigkeit einer Verkehrslinie (Abb. 15). Da er Aufschluß gibt über die wichtigsten Faktoren eines Verkehrsbetriebs, die die einmaligen und fortlaufenden Ausgaben bestimmen, so ist der Betriebsplan weiterhin eine unentbehrliche Grundlage für die Selbstkostenberechnung und die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit einer Verkehrslinie. Er ist in dieser Form vor allem für die Entscheidung über die Zweckmäßigkeit des Baus oder der Einrichtung neuer Verkehrslinien notwendig.

Für die Aufstellung des Betriebsplans in seinen Einzelheiten sind Untersuchungen zunächst über den zu erwartenden Verkehr der einzelnen Verkehrsquellen oder Stationen nach Größe und Richtung durchzuführen und als Belastungsbild der Strecke durch Verkehrsmengen aufzutragen. Abschnitt VIII gibt hierzu zahlenmäßige Unterlagen. Hierauf baut sich dann die zeitliche Lage der Transportgelegenheiten in der Form der Zeitwegelinien oder eines *bildlichen Fahrplans* auf¹.

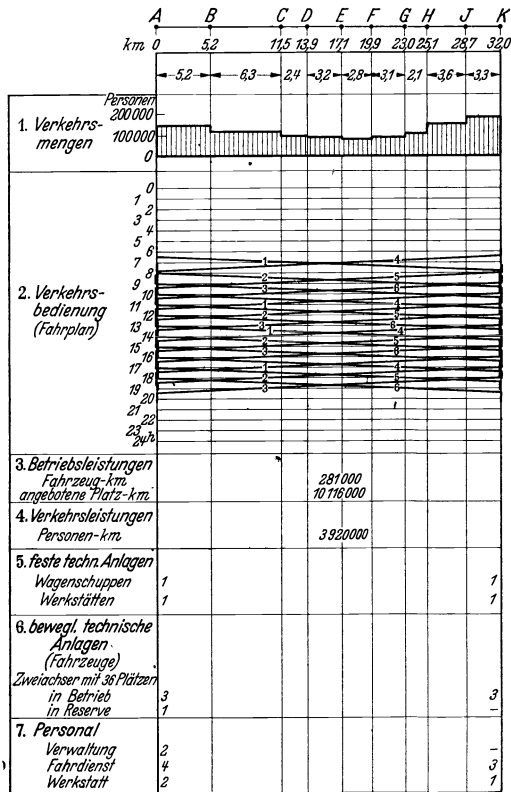


Abb. 15. Betriebsplan der Kraftomnibuslinie A-K.

¹ MÜLLER, W.: Die Fahrzeitermittlung im Abschnitt Eisenbahnwesen S. 677.

Aus ihnen lassen sich die angebotenen Betriebsleistungen nach Zug- oder Fahrzeugkilometer sowie die angebotenen Verkehrsleistungen nach Platzkm und tkm ermitteln. Die tatsächlich genutzten Verkehrsleistungen nach Pkm und tkm ergeben sich aus den Verkehrsmengen und dem von ihnen im einzelnen zurückgelegten Beförderungsweg unter Berücksichtigung des Ausnutzungsgrades. Vergleicht man beispielsweise die genutzten Verkehrsleistungen (4) mit den angebotenen (3) in Abb. 15, so beträgt der Ausnutzungsgrad rd. 39 %, was einem üblichen Ausnutzungsgrad im Personenverkehr entspricht.

Der bildliche Fahrplan des Betriebsplans gibt Aufschluß über den erforderlichen Fahrzeugpark, da jede Zeitwegelinie, beispielsweise für den Omnibus, die Lauf- und Umkehrzeit für die Fahrzeuge angibt und damit die Ermittlung der insgesamt für einen Tag notwendigen Fahrzeuge ermöglicht. Hinzu tritt dann noch eine Fahrzeugreserve für Reparatur und plötzlichen Ausfall von Fahrzeugen, die sich zwischen 20 und 25 % bewegt. In ähnlicher Weise ergibt sich das erforderliche Personal für den Fahrdienst. An Stellen, an denen stationärer Dienst für Verwaltung, Betriebs- und Werkstattarbeiten vorzusehen ist, ist stationäres Personal unterzubringen und sind technische feste Anlagen, wie Dienstgebäude, Werkstattgebäude zu errichten¹.

Die Aufstellung der Betriebspläne erfordert genaue Kenntnis der betriebs- und verkehrswirtschaftlichen Grundlagen des Verkehrsmittels und des praktischen Verkehrsbetriebes. Es liegt häufig vor allem im heutigen Verkehrswesen die Notwendigkeit vor, das zweckmäßigste Verkehrsmittel zur Bedienung bestimmter Verkehrsbeziehungen zu ermitteln. Zum Vergleich der hierfür grundsätzlich in Frage kommenden Verkehrsmittel bietet der Betriebsplan ein unentbehrliches Rüstzeug, mit dem der Verkehrsfachmann arbeiten muß. Er greift aber auch auf ihn zurück, wenn er die Wirtschaftlichkeit der Verkehrslinie prüfen will.

VIII. Die Wirtschaftlichkeit der Verkehrsmittel.

Die Wirtschaftlichkeit der Verkehrsmittel drückt den Erfolg aus, mit dem der Verkehr bedient wird. Es ist ihr Ziel, unter möglichst günstigen Bedingungen die Nachfrage nach dem Verkehr zu befriedigen. Sie muß daher nicht allein beurteilt werden nach den Ausgaben, die ein Verkehrsunternehmen zur Durchführung der Verkehrsarbeit hat, sondern auch nach der Einschätzung der Verkehrsarbeit durch die Verkehrsinteressenten, die in dem Umfang der Verkehrseinnahmen ihren Ausdruck findet. Die *Ausgaben*, die *Güte der Verkehrsleistungen* und die *Einnahmen* sollen in einem möglichst günstigen Verhältnis zueinander stehen, damit sowohl das Verkehrsunternehmen wie die Wirtschaft mit dem Ergebnis des Verkehrs zufrieden sind.

Die Wirtschaftlichkeit auf der *Ausgabenseite* wird in erster Linie durch den Grundsatz bestimmt, mit möglichst geringem Aufwand an Kraft, Stoff und Zeit gute Verkehrsleistungen zu erzielen. Sie betrachtet das innere Leben eines Verkehrsbetriebes unter dem Einfluß der betriebswirtschaftlichen Kräfte und findet ihren stärksten Ausdruck in der Höhe der *Selbstkosten* für die Betriebs- und Verkehrsleistungen. Es ist das Bestreben der Verkehrsunternehmungen und eine sehr wichtige Forderung der Allgemeinheit, die Selbstkosten möglichst niedrig zu halten. Die Wirtschaftlichkeit auf der *Einnahmenseite* wird unmittelbar bestimmt durch die Güte der Verkehrsleistung. Je schneller, bequemer und billiger diese angeboten werden, um so mehr wird das Verkehrsbedürfnis belebt und um so größere Verkehrsmengen, aus deren Ortsveränderungen die Einnahmen erzielt werden, wenden sich dem Verkehrsmittel zu.

Die Ausgaben- und Einnahmenseite eines Verkehrsunternehmens sind daher als organisch zusammenhängende und sich gegenseitig stark beeinflussende Faktoren zu betrachten, deren Wechselbeziehungen klarzulegen sind. Nur in diesem Zusammenspiel wird die gesamte Betriebs-, Preisbildungs- und Wirtschaftspolitik des Verkehrsunternehmens die Wege finden können, auf denen eine möglichst gesunde Entwicklung erzielt werden kann.

¹ PIRATH, C.: Grundlagen der Verkehrswirtschaft, Berlin 1934.

Die Lebensfähigkeit und Daseinsberechtigung eines Verkehrsunternehmens ist nur dann gegeben, wenn der Ausgleich zwischen Ausgaben und Einnahmen aus eigener Kraft erzielt wird. In diesem Fall weist es eine *Eigenwirtschaftlichkeit* auf im Gegensatz zu einer *Fremdwirtschaftlichkeit*, bei der der Ausgleich zwischen Ausgaben und Einnahmen nur durch Zuschüsse und Unterstützungen von dritter Seite, meistens durch den Staat möglich ist. Die Fremdwirtschaftlichkeit kommt in erster Linie dann in Frage, wenn aus verkehrspolitischen Gründen die Verkehrsmittel außerwirtschaftliche, nicht unmittelbar mit dem Verkehr zusammenhängende Aufgaben für Staat und Volk zu erfüllen haben und die Allgemeinheit hierfür die Kosten in Gestalt von Unterstützungen in finanzieller Hinsicht übernimmt.

Die Mittel und Wege, einen gesunden Ausgleich zwischen Ausgaben und Einnahmen zu erreichen, werden in besonderem Maße bestimmt durch das Wesen der Selbstkosten und die Rücksichten, die die Preisbildung im Verkehrswesen auf sie zu nehmen hat. Die *Selbstkosten* setzen sich im allgemeinen in einem Wirtschaftsbetrieb aus den Herstellungs- und Absatzkosten zusammen. Diese vor allem für industrielle Betriebe übliche und zweckmäßige Scheidung ist bei den Verkehrsmitteln nicht anwendbar. Bei den industriellen Unternehmungen ist es ohne jeden Einfluß auf die Herstellungskosten, ob das Erzeugnis in der Nähe oder in größerer Entfernung abgesetzt wird, wenn nur die Menge und die Art der Produktion die gleiche bleibt. Nur die Kosten des Absatzes ändern sich mit der Entfernung des Absatzgebietes von der Herstellungstätte. Bei den Verkehrsmitteln fällt bei der Darbietung von Verkehrsleistungen *Herstellung und Absatz zusammen*, so daß die für beide gemeinsam entstehenden Kosten nicht getrennt werden können und sich mit der Entfernung des Absatzes ändern. Das gibt der Selbstkostenstruktur eines Verkehrsbetriebes eine ganz andere und viel größere Bedeutung für die Preisbildung als bei industriellen Betrieben. Dadurch, daß Produktions- und Absatzfeld im Verkehrsbetrieb zusammenfallen, ist die Preisbildung in hohem Maße an die Kostenbildung gebunden, wenn sie nicht grundsätzlich gegen die wirtschaftlichen Zusammenhänge zwischen Angebot und Nachfrage verstoßen wollen.

Zwischen den Selbstkosten und den *Preisen* für die Verkehrsleistungen stehen die Verkehrsbedürfnisse nach Art, Menge und Reichweite. Sie sind Ursache und Grundlage für die Selbstkosten, aber auch Maßstab für die Transportpreise, weil für die Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse nur bestimmte Transportkosten für den Verkehr tragbar sind. Alle drei zusammen bestimmen die Wirtschaftlichkeit der Verkehrsmittel.

Die Untersuchung der Faktoren, die von der Ausgaben- und Einnahmenseite her die Wirtschaftlichkeit eines Verkehrsmittels beeinflussen, hat sich daher auf die *Ermittlung der Verkehrsmengen*, den *Aufbau und das Wesen der Selbstkosten* und die *Preisbildung* zu erstrecken. Die theoretischen Erkenntnisse, die hierbei gewonnen werden, können nur Wegweiser sein. Es gibt keine durch Zahlen erfassbare absolute Wirtschaftlichkeit, sondern nur eine Wirtschaftlichkeit in relativer Abhängigkeit von dem Willen und den Fähigkeiten des leitenden Menschen. Das trifft vor allen Dingen für das regional weit verzweigte Arbeitsfeld der Verkehrsmittel zu, das die Anwendung wirtschaftlich richtiger Grundsätze um so mehr erschwert, als jedes Verkehrsunternehmen neben seinen privatwirtschaftlichen Zielen auch volkswirtschaftlichen Interessen zu dienen hat. Je klarer aber die Leitung die Zusammenhänge zwischen den Verkehrsbedürfnissen und den Kosten für ihre Befriedigung erkennen kann, um so leichter wird es ihr möglich sein, die privatwirtschaftlichen Interessen des Unternehmens mit den Forderungen der Volkswirtschaft in Einklang zu bringen und eine gesunde Verkehrswirtschaft zu betreiben.

A. Die Ermittlung der Verkehrsmengen.

Bereits in Abschnitt III ist festgestellt worden, daß die Verkehrsbedürfnisse und damit die Verkehrsmengen in erster Linie von der Wirtschaftsstruktur des Verkehrsgebiets abhängig sind. Über diese allgemeine Beziehung zwischen Wirt-

schaft und Verkehrsbedürfnis hinaus ist es für den Einzelfall nötig, das spezifische Verkehrsbedürfnis in engeren Grenzen und unter Zugrundelegung des Einzugs- oder Einflußgebiets zu bestimmen. Das *Einflußgebiet* einer Verkehrslinie ergibt sich aus dem Betriebs- und Verkehrswert des Verkehrsmittels. Es liegt beiderseits der Verkehrslinie. Da der Zugang und Abgang des Verkehrs in der Regel bei öffentlichen Verkehrsmitteln nur an bestimmten Punkten oder Stationen der Verkehrslinie möglich ist, so setzt sich das Einflußgebiet aus den Einflußzonen dieser Stellen zusammen.

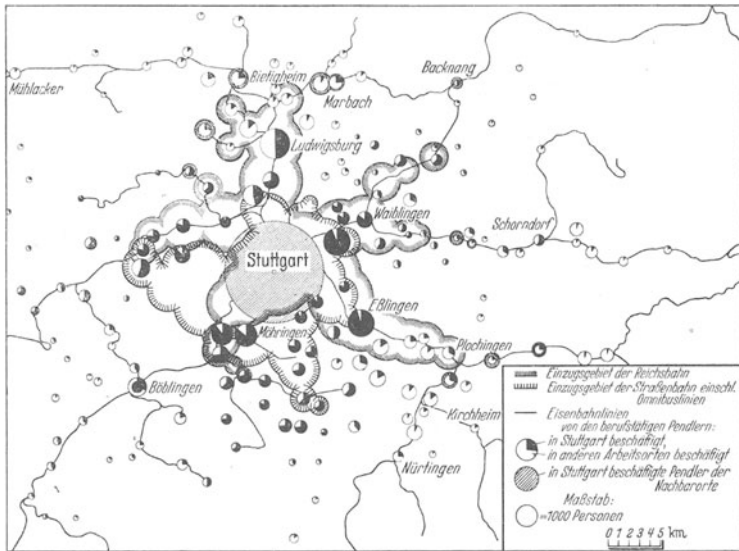


Abb. 16. Einflußzone und Pendelwanderung im Personenverkehr für öffentliche Verkehrsmittel (Reichsbahn, Straßenbahn und Omnibuslinien) von Stuttgart bei durchgehender Arbeitszeit.

Die Größe der Einflußzone ist im Nah- und Fernverkehr verschieden. Sie ist im Nahverkehr wesentlich kleiner als im Fernverkehr, da der Anmarschweg zur nächsten Station eines Verkehrsmittels in einem richtigen Verhältnis zu dem anschließenden Reiseweg stehen muß. Die verhältnismäßig kurzen Beförderungsweiten im Nahverkehr einer Großstadt gestatten nur kurze Anmarschwege, die verhältnismäßig großen Beförderungsweiten im Überland- und Fernverkehr dagegen erheblich weitere. Die individuellen Verkehrsmittel wie Fahrrad und Kraftwagen nutzen mit ihrem Haus-Haus-Verkehr besser die für den Ortswechsel zur Verfügung stehende Zeit aus als die öffentlichen Verkehrsmittel wie Eisenbahnen jeglicher Art und Omnibusse.

Im *großstädtischen* Verkehr können als zulässige Anmarschwege zu den Haltepunkten oder Stationen angenommen werden:

bei Straßenbahn und Omnibus:	
	im Städtinnern 550 m
	in Außenbezirken 1000 m
bei Schnellbahnen:	
	im Städtinnern 700 m
	in Außenbezirken 1000 m und mehr.

Daraus ergibt sich bei der verhältnismäßig großen Dichte der großstädtischen Verkehrsmittel eine durchschnittliche einseitige Breite des Einflußgebietes der Straßenbahnen zu rd. 400 m und ein Halbmesser der Einflußzone der Schnellbahnstationen von 550 m. Die zweckmäßige Maschenweite für ein großstädtisches

Verkehrsnetz beträgt dann 0,8—1 km. Alle in der Einflußzone wohnenden Einwohner, die als *Verkehrsbevölkerung* zu bezeichnen sind, ergeben, multipliziert mit dem richtig gewählten spezifischen Verkehrsbedürfnis der Großstadt, für das in Abschnitt III Durchschnittswerte gegeben wurden, die Zahl der Fahrten, die für die Linie zu erwarten sind¹. Das spezifische Verkehrsbedürfnis setzt sich dabei zusammen aus dem allgemeinen und dem besonderen Verkehr. Zum allgemeinen Verkehr gehören der Berufs- und Wohnverkehr, der Geschäfts- und Marktverkehr, zum besonderen Verkehr der Vergnügens-, Ausflugs- und Bahnhofsverkehr, letzterer von und zu den Fernbahnhöfen.

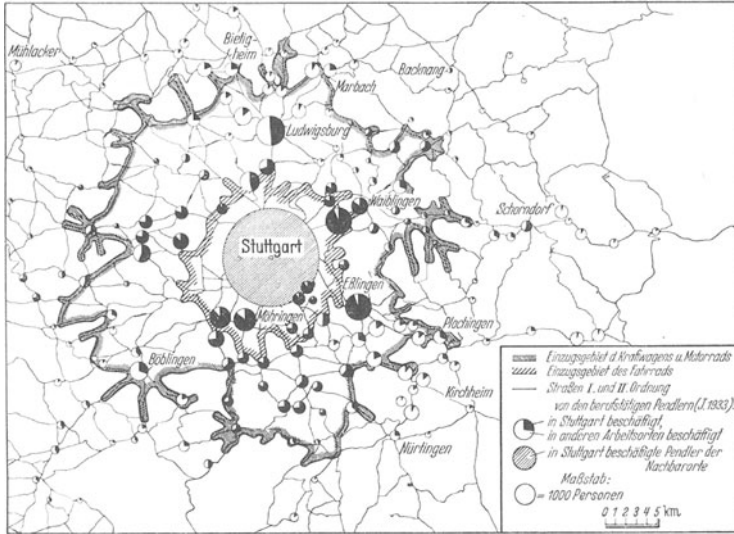


Abb. 17. Einflusszone und Pendelwanderung im Personenverkehr für individuelle Verkehrsmittel (Kraftwagen, Motorrad, Fahrrad) von Stuttgart bei durchgehender Arbeitszeit.

Für die Ermittlung der Einflußzone der großstädtischen Verkehrsmittel ist noch die für *Anmarschwege* und *Fahrt* zur Verfügung stehende Reisezeit zwischen Wohnung und Arbeitsstätte von besonderer Bedeutung. Sie ist verschieden, je nachdem getrennte oder durchgehende Arbeitszeit üblich ist, d. h. die Menschen um die Mittagszeit nach Hause fahren oder nicht. Bei getrennter Arbeitszeit ist im allgemeinen nur eine Reisezeit zwischen Wohnung und Arbeitsstätte und umgekehrt von je 45 Minuten, bei durchgehender Arbeitszeit von je 60 Minuten tragbar und zulässig. Davon entfallen in beiden Fällen 15 Minuten zusammen auf An- und Abmarschweg zu Fuß oder mit dem Fahrrad und 30 Minuten bzw. 45 Minuten auf die eigentliche Fahrt mit öffentlichen Verkehrsmitteln, Straßenbahn und Vorortbahnen. Für das Fahrrad und den Kraftwagen steht naturgemäß die gesamte Reisezeit für die Fahrt zur Verfügung. Unter Zugrundelegung dieser Zeiten lassen sich für eine Großstadt die vom Stadtzentrum aus auf den Straßen der Verkehrsmittel äußerstenfalls bedienbaren Außenbezirke in einer *Zeitzonenkarte* festlegen und damit die Einflußzonen der Verkehrsmittel sowie die Verkehrsmengen bestimmen. Die Abb. 16 und 17 geben ein Bild über die charakteristische Form der Zeitzonenkarte der öffentlichen (Abb. 16) und individuellen (Abb. 17) Verkehrsmittel einer Großstadt bei durchgehender Arbeitszeit.

¹ LEHNER: Die Linienführung innerstädtischer Verkehrsmittel. Arch. Eisenbahwes. Berlin 1922. — GIESE: Die Tarifverhältnisse und die Wirtschaftlichkeit der Berliner Verkehrsgesellschaft. Berlin 1931. — KEMMANN: Die Berliner Verkehrs-A.G., Betrachtungen zur Tarif- und Verkehrsgestaltung. Berlin 1931.

Die Zeitzonekarten sind neben ihrer Bedeutung für die Ermittlung der Verkehrsmengen auch für die zweckmäßige Erschließung der großen Siedlungen durch leistungsfähige Verkehrsmittel und für eine möglichst gesunde bodenverbundene Wohnlage der Berufstätigen ein unentbehrliches Rüstzeug. Sie bilden in Verbindung mit der Untersuchung der *Pendelwanderung der Berufstätigen* in der Nähe einer Großstadt einen wesentlichen Bestandteil für die Aufstellung eines *Wirtschaftsplans*, in dem neben den Erfordernissen der Bebauung und der Industrie auch die des Verkehrs in den Grundzügen geregelt werden.

Während die Einflußzonen der Großstädte verhältnismäßig eindeutig zu bestimmen sind, da es sich immer wieder um eine Verkehrsart, den Personenverkehr, handelt, und außerdem die Bevölkerungs- und Siedlungsverhältnisse leicht zu übersehen und zu beurteilen sind, ist die Einflußzone für eine Linie des *Fernverkehrs* schwieriger zu ermitteln. Die Fernverkehrslinie hat sowohl den Personen- wie den Güterverkehr zu bedienen und da sie Verkehrsgebiete verschiedenartiger Wirtschaftsstruktur durchzieht, so werden die Verkehrsbedürfnisse entlang der Linie sehr unterschiedlich sein können. Trotzdem lassen sich für ein durch Eisenbahnen erschlossenes Gebiet die Einflußgebiete der einzelnen Linie nach bestimmten Grundsätzen feststellen und auf neu zu bauende Linien zur Ermittlung ihres Verkehrsbedürfnisses anwenden. Diese für die *Eisenbahnen* in Frage kommende Methode kann sinngemäß und grundsätzlich auch auf andere Verkehrsmittel des Binnenverkehrs, wie Wasserstraßen und Straßen angewendet werden.

Die in den Einflußzonen wohnenden Einwohner haben ein bestimmtes *spezifisches Verkehrsbedürfnis* für den Personen- und Güterverkehr, das in erster Linie abhängig ist von der Bevölkerungsart und der Wirtschaftsstruktur des Verkehrsgebiets und von der Entfernung der Einwohner vom Stationsort. Das Verkehrsbedürfnis ist dabei von allgemeiner und besonderer Art, je nachdem es sich um Verkehrsbedürfnisse handelt, die immer wieder in einem Verkehrsgebiet auftreten und um solche, die nur an bestimmten Stellen vorhanden sind. So gehört zum besonderen Personenverkehr der Arbeiter-, Touristen-, Vergnügungs-, Bäderverkehr usw., zum besonderen Güterverkehr der Verkehr, den großindustrielle Werke und Bodenschätze in der Nähe bestimmter Stationen oder Linien über das allgemeine Verkehrsbedürfnis hinaus mit sich bringen. Während der allgemeine Verkehr für eine Eisenbahnlinie aus dem Verkehrsumfang von Eisenbahnen in einem Verkehrsgebiet ähnlicher Wirtschaftsstruktur in der Regel abgeleitet werden kann, ist der besondere Verkehr örtlich festzustellen.

Im *Personenverkehr* beträgt das für den *allgemeinen* Verkehr vorhandene spezifische Verkehrsbedürfnis oder die auf den Einwohner des Einflußgebiets entfallende durchschnittliche Zahl der abgefahrenen Personen oder Reisen im Jahr:

- 3—6 in rein landwirtschaftlichen Gebieten,
- 6—12 in vorwiegend landwirtschaftlichen Gebieten,
- 12—18 in gemischt landwirtschaftlich-industriellen Gebieten,
- 18—26 in überwiegend industriellen Gebieten mit starkem Handels- und Geschäftsleben.

Dieses spezifische Verkehrsbedürfnis ist aber nur für die Bewohner des *engeren Verkehrsgebiets* einer Station oder im Umkreis von 1,5 km mit der Station als Mittelpunkt vorhanden. Im *weiteren Verkehrsgebiet*, das bis zum Umkreis von 7 km reicht, nimmt mit der Entfernung das spezifische Verkehrsbedürfnis ab, und zwar in vorwiegend industriellen Gegenden stärker als in vorwiegend landwirtschaftlichen. Um die im weiteren Verkehrsgebiet vorhandene Verkehrsbevölkerung zu ermitteln, wird die in ihm wohnende Bevölkerung mit einem Reduktionsfaktor multipliziert, der in vorwiegend industriellen Gebieten $\frac{1}{4}$ und in vorwiegend landwirtschaftlichen $\frac{1}{8}$ beträgt. Hieraus, sowie aus den Einwohnerzahlen des engeren Verkehrsgebiets ergibt sich dann die gesamte für die Station in Frage kommende Verkehrsbevölkerung. Multipliziert man diese Verkehrsbevölkerung mit dem nach der wirtschaftlichen Struktur des Verkehrsgebiets in Frage kommenden spezifischen Verkehrsbedürfnis, so erhält man die Zahl der abfahrenden Reisenden, die jährlich die Station und damit die Strecken benutzen werden.

Dem so gewonnenen allgemeinen Verkehr ist der etwa zu erwartende besondere Verkehr zuzurechnen, um den Gesamtpersonenverkehr der Landschaft für eine Linie zu erhalten. Wird eine neue Verkehrslinie auch noch von durchgehendem Verkehr berührt, so bringt auch dieser Einnahmen und es ist zu untersuchen, wie weit die neue Linie auf den Verkehr bestehender Linien zurückwirkt.

In Abb. 18 ist das Einflußgebiet einer neuen Eisenbahnlinie ermittelt. Die Einwohner der Anschlußstationen kommen nur zum Teil, und zwar im Verhältnis der die Station berührenden Linien als Verkehrsbevölkerung für die neue Linie in Frage. Überall dort, wo die Einflußzone der neuen Linie mit der Einflußzone vorhandener Linien sich schneidet, ist die Mittellinie für die Abgrenzung der

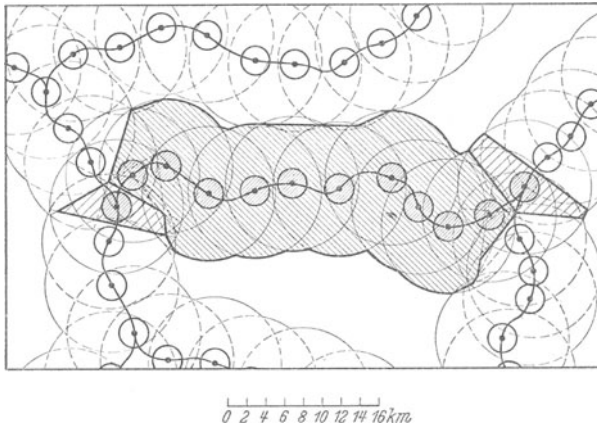


Abb. 18. Einzugsgebiet einer neuen Eisenbahnlinie.

beiderseitigen Einflußgebiete maßgebend. Auch werden bei bewegtem Gelände die Zukömmlichkeiten zu den Stationen auf dem vorhandenen Straßennetz für die Reichweite der Einflußzone der Eisenbahnlinie zu berücksichtigen sein.

In ähnlicher Form wie für den Personenfernverkehr kann auch die Verkehrsmenge im *Güterfernverkehr* der Eisenbahnen ermittelt werden. Für den allgemeinen Verkehr sind als durchschnittliche Menge der abgehenden und ankommenden Güter im Jahr auf den Kopf der Verkehrsbevölkerung zu rechnen:

- 1— 2 t in kleinfärlich-landwirtschaftlichen Gebieten,
- 4— 5 t in landwirtschaftlich-industriellen Gebieten,
- 6— 8 t in vorwiegend industriellen Gebieten,
- 10—18 t in Rohstoffgebieten und in landwirtschaftlichen Gebieten mit Großgrundbesitz.

Diese spezifischen Verkehrsbedürfnisse multipliziert mit der Verkehrsbevölkerung ergibt die jährlich für eine Station im Empfang und Versand zu erwartenden Güter, denen ein etwa zu erwartender Sonderverkehr zuzurechnen ist. Auch der Durchgangsverkehr ist unter Umständen zu untersuchen und zu berücksichtigen.

Für den Verkehr auf *Wasserstraßen* wird im einzelnen die Verkehrsmenge durch örtliche Erhebungen und besondere Untersuchungen ermittelt. Für den *Kraftwagenverkehr* auf Landstraßen und Autobahnen geben die für die Eisenbahnen maßgebenden spezifischen Verkehrsbedürfnisse sowie die in Abschnitt III Tabelle 2 gegebene Analyse des spezifischen Verkehrsbedürfnisses nach Eil- und Expreßgut, Stückgut und Wagenladungen neben örtlichen Erhebungen einen wertvollen Anhalt für die Verkehrsmengen. Für den *Luftverkehr* kommen die auf großen Entfernungen durch Eisenbahnen und Seeschiffe bisher in 1. und 2. Klasse beförderten Personen, hoch- und eilwertige Güter sowie Postmengen auf diesen Strecken in Frage.

Für die so ermittelten Verkehrsmengen ist weiterhin durch örtliche Erhebungen festzustellen, auf welche Beförderungswerte und in welcher Richtung der Verkehr eine neue Linie benutzen wird, um ihre Verkehrsleistungen und damit die zu erwartenden *Einnahmen* genauer bestimmen zu können. Diese Untersuchungen dienen als Grundlage für die Aufstellung des in Abschnitt VII behandelten

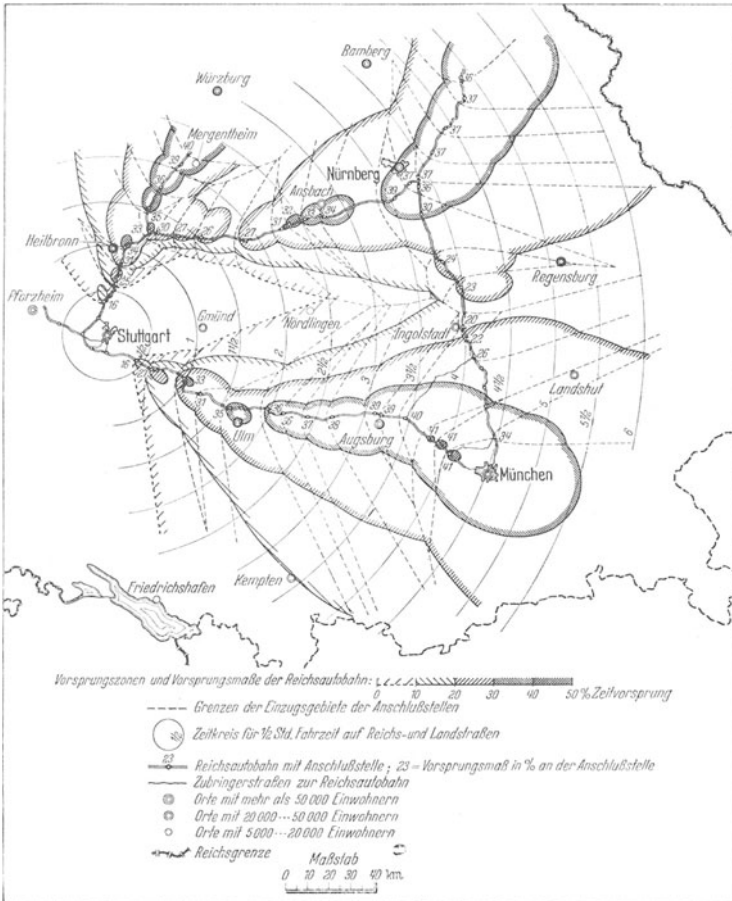


Abb. 19. Einflußzonen der Reichsautobahnen für Stuttgart als Ausgangsort mit Zeitvorsprungszonen gegenüber den Landstraßen im östlichen süddeutschen Gebiet für Personenkraftwagen bei $V_L : V_R = 50 \text{ km/h} : 85 \text{ km/h} = 1 : 1,7$.

Betriebsplans. Statistisches Material für die Ermittlung der Verkehrsmengen ist bei den vorhandenen Verkehrsunternehmungen sowie bei den staatlichen statistischen Ämtern und den Handelskammern zu erhalten.

Das weitmaschige Netz der Reichsautobahnen bringt grundsätzliche Wandlungen in der Raumerschließung durch den Kraftwagenfernverkehr mit sich. Es ist dabei für jeden Ort, vor allem aber für die großen Siedlungen die stets wichtige Frage zu beantworten, ob bei Fernreisen mittels Kraftwagen von einem bestimmten Ort aus die Landstraßen oder die Reichsautobahnen aus Gründen der Zeit- und

Kostensparnis zweckmäßig benutzt werden. Nach einem allgemeingültigen Verfahren¹ lassen sich hierzu die Einflußzonen der Reichsautobahnen für einen bestimmten Ausgangsort mit Zeit- und Kostenvorsprungsmaßen gegenüber den im gleichen Raum liegenden Landstraßen ermitteln (Abb. 19) und für die Verlagerung der Straßenverkehrsströme im Fernverkehr im Bereich des Ausgangsorts und die Verbesserung der Raumschließung der Landschaft durch die Reichsautobahnen auswerten.

Die Grundformel für die Ermittlung dieser Einflußzonen, die in der angezogenen Zeitschrift näher erläutert ist, lauten:

1. Für die Ermittlung des Zeitvorsprungs

$$x = \frac{R}{1 + \frac{b}{100}} \cdot \frac{V_L}{V_R} + \frac{z}{1 + \frac{b}{100}} + y.$$

2. Für die Ermittlung des Kostenvorsprungs

$$x = \frac{R}{1 + \frac{b}{100}} \cdot \frac{b_R}{b_L} + \frac{z}{1 + \frac{b}{100}} + y.$$

Es bedeutet hierbei:

R = Reichsautobahnlänge in km;

b = Verlängerungswert oder die Mehrlänge der tatsächlichen Weglänge der Landstraßenverbindung zwischen zwei Orten gegenüber ihrer Luftlinienverbindung in % (15 % für ebenes, 20 % für hügeliges Gelände);

V_L = durchschnittliche Fahrgeschwindigkeit in km/h auf der Landstraße und der Zubringerstrecke z ;

V_R = durchschnittliche Fahrgeschwindigkeit in km/h auf der Reichsautobahn;

b_R = Betriebsstoffverbrauch je Wagen/km auf der Reichsautobahn;

b_L = Betriebsstoffverbrauch je Wagen/km auf der Landstraße und der Zubringerstrecke z ;

= Zubringerstrecke zwischen Ausgangspunkt und nächster Anschlußstelle der Reichsautobahn;

x = Luftlinienverbindung als virtuelle Länge des Fahrwegs auf der Landstraße vom Ausgangspunkt zu irgendeinem Zielpunkt;

y = Luftlinienverbindung als virtuelle Länge des Fahrwegs auf der Landstraße von einer Anschlußstelle der Reichsautobahn zu irgendeinem Zielpunkt.

Für das Verhältnis $\frac{V_L}{V_R}$ können zugrundegelegt werden:

$$\frac{60 \text{ km/h}}{120 \text{ km/h}} = 1 : 2 \text{ (schwere Personenwagen),}$$

$$\frac{50 \text{ km/h}}{85 \text{ km/h}} = 1 : 1,7 \text{ (leichte Personenwagen),}$$

$$\frac{35 \text{ km/h}}{52,5 \text{ km/h}} = 1 : 1,5 \text{ (schwere Lastkraftwagen),}$$

$$\frac{56 \text{ km/h}}{70 \text{ km/h}} = 1 : 1,25 \text{ (leichte Lastkraftwagen).}$$

In beiden Formeln sind alle Werte außer x und y bekannt. Werden für y bestimmte Werte angenommen und eingesetzt, so lassen sich hierzu die x -Werte berechnen, so daß sich dann aus den Werten x und y in einfacher Weise Hyperbeln konstruieren lassen, die die Vorsprungsgrenzen und die Vorsprungsmaße der Reichsautobahnen gegenüber den Landstraßen im gleichen Verkehrsraum nach Zeit und Kosten darstellen.

¹ PIRATH: „Zeit- und Kostenvorsprung der Reichsautobahnen für die Raumüberwindung mittels Kraftwagen“ in: „Raumforschung und Raumordnung“ Heft 6, Heidelberg 1938.

Zwischen dem Zeit- und Kostenvorsprung besteht das grundsätzliche Verhältnis, daß bei

$$V_L : V_R = 1 : 1 \text{ das Verhältnis } b_R : b_L$$

$$= 1 : 1,13 \text{ bis } 1 : 1,57 \text{ ist, bei}$$

$$V_L : V_R = 1 : 1,25 \text{ bis } 1 : 1,7 \text{ das Verhältnis}$$

$$b_R : b_L = 1 : 1 \text{ ist.}$$

B. Die Selbstkosten des Verkehrs.

Die Ortsveränderung von Personen, Gütern und Nachrichten verursacht persönliche und sachliche Kosten, die entweder unmittelbar im Tätigkeitsbereich des Verkehrskunden oder in dem der Verkehrsunternehmen entstehen. Es ist Sache des Verkehrskunden, den Verkehrsgegenstand für seine Ortsveränderung vorzubereiten, zu verpacken oder technisch transportfähig zu machen. Die hierbei entstehenden Kosten sind in der Regel weit geringer als die Kosten, die die Beförderung des Verkehrsgegenstands von der Verkehrsquelle zum Zielpunkt verursacht und die im Tätigkeitsbereich des Verkehrsunternehmens entstehen. So kommt es, daß im Verkehrswesen im allgemeinen unter Transportkosten nur die Kosten der eigentlichen Ortsveränderung, nicht auch die der Vorbereitung verstanden werden.

Die *Selbstkosten* der Beförderung eines Verkehrsgegenstandes gliedern sich im allgemeinen nach den Kosten der eigentlichen Beförderung in den Fahrzeugen eines oder mehrerer Verkehrsmittel und den Kosten des Übergangsverkehrs. Letztere fallen beim Haus-Haus-Verkehr fort. Die Selbstkosten umfassen die Summe des in Geld ausgedrückten Aufwands eines Verkehrsunternehmens. Sie setzen sich aus verschiedenen Elementen oder *Kostenarten* zusammen, deren Gliederung am zweckmäßigsten nach den Ursachen ihrer Entstehung und nach folgendem Aufbau erfolgt:

I. Zinsendienst.

1. Verzinsung des Anlagekapitals.
2. Tilgung des Anlagekapitals.

II. Abschreibungen.

1. Einmalige Abschreibungen.
2. Besondere Abschreibungen und Rucklagen.

III. Werbe- und ähnliche Kosten.

IV. Kosten für Leistungen Dritter.

1. Unternehmerarbeiten.
2. Leistungen fremder Verkehrsverwaltungen.
3. Verbandsbeiträge.
4. Versicherungen.
5. Post- und Telephonegebühren.

V. Kosten für Leistungen des Staats und der Aufsichtsbehörde.

1. Steuern und andere Abgaben.
2. Gerichtskosten.
3. Leistungen der Aufsichtsbehörden.

VI. Personalkosten.

1. Gehälter.
2. Löhne.
3. Reisekosten, Prämien, sonstige Zuwendungen.
4. Soziale Aufwendungen.

VII. Materialkosten.

1. Werkstoffe.
2. Betriebsstoffe.
3. Baustoffe.
4. Gas, Elektrizität.
5. Rohmaterialien.
6. Sonstige Materialien.

Ein Verkehrsunternehmen, das alle diese Kostenarten zu tragen und zu decken hat, arbeitet mit *objektiven* Selbstkosten. Im Gegensatz zu diesen objektiven Selbstkosten stehen die *partiellen* Kosten eines Verkehrsunternehmens, das nur für einen Teil der objektiven Selbstkosten die Verantwortung hat, während der übrige Teil von anderen Stellen, meist von der öffentlichen Hand, übernommen wird. Nur die objektiven Selbstkosten geben eine klare Grundlage für die wirklichen Selbstkosten und für den Vergleich verschiedener Verkehrsmittel und ihre volkswirtschaftliche Bedeutung.

Soll die Entstehung der Selbstkosten laufend nach ihrer wirtschaftlichen Notwendigkeit überwacht und geprüft werden, so müssen die Stellen des Verkehrsbetriebs, in denen die Kostenarten aufkommen, mit diesen Kostenarten in Beziehung gebracht werden. Das führt zur weiteren Gliederung der Selbstkosten nach *Kostenstellen*, wie allgemeine Verwaltung, Strecken, Stationen oder Betriebsstellen.

Eine Verteilung der Selbstkosten auf die Einzelerzeugnisse des Verkehrs nach Gemeinkosten und Einzelkosten, wie es bei Industriebetrieben möglich und zweckmäßig ist, ist bei Verkehrsbetrieben nicht durchführbar. Es ist im Charakter der Verkehrsleistungen, Pkm oder tkm, begründet, daß überhaupt keine Erzeugniseinzelkosten auftreten. Die *Kostenträger* stellen daher die Betriebs- oder Verkehrsleistungen insgesamt dar, auf die die Selbstkosten umgelegt werden, um die Einheitskosten für die Betriebs- oder Verkehrsleistung zu erhalten.

Zur Einrichtung einer neuen Verkehrsverbindung bedarf es der Bereitstellung der technischen Anlagen in Gestalt von Weg, Triebkraft, Fahrzeugen und Stationen sowie der Organisation zur Benutzung der technischen Anlagen für Verkehrszwecke, die den Betrieb und die Verwaltung umfaßt. Die Kosten der Anlage bezeichnet man mit *Anlagekosten*, die Kosten der Organisation oder des Betriebs und der Verwaltung mit *Betriebskosten*. Jeder Ermittlung der Selbstkosten hat demnach die Feststellung des Umfangs und der Kosten der technischen Anlagen sowie der Organisation in Abhängigkeit von dem Zweck und Umfang des Verkehrs voranzugehen. Hierzu dient der Kostenanschlag für den Bau des Verkehrswegs, falls ein solcher neu zu schaffen ist, und ein Betriebsplan, der Aufschluß gibt über die erforderliche Zahl der Fahrzeuge, die Einrichtung und Besetzung der Stationen sowie über das Fahr- und stationäre Personal, wie er in Abschnitt VII erläutert wurde.

Das *Anlagekapital* ist unterteilt nach *festen* Anlagen, die ortsgebunden im Weg und in den Stationen liegen, und *beweglichen* Anlagen, die nicht ortsgebunden sind und die die Triebmaschine und die Fahrzeuge umfassen. Bei der Inbetriebnahme des Verkehrswegs und auch für die weitere Zeit muß ein *Betriebskapital* zur Verfügung stehen, aus dem die laufenden dringenden Ausgaben für den Zeitraum eines halben Betriebsjahres gedeckt werden können. Das Betriebskapital ist wie das Anlagekapital zu verzinsen. So beträgt das Anlage- und Betriebskapital für die in Abschnitt VII im Betriebsplan untersuchte Omnibuslinie:

I. Anlagekapital	
1. Feste Anlagen	
Garagen und Werkstätten	33 600,— RM.
2. Bewegliche Anlagen	
Fahrzeuge: 7 Wagen zu RM 23 800,—	166 600,— „
	<u>200 200,— RM.</u>
II. Betriebskapital	41 000,— „
Anlage und Betriebskapital	<u>241 200,— RM.</u>

Je höher der Anteil der festen Anlagen an den Gesamtanlagekosten ist, um so starrer ist der Verkehrsapparat an sein einmal gewähltes Verkehrsgebiet gebunden, je geringer er ist, um so leichter kann durch Verschiebung der beweglichen Anlagen der Verkehrsapparat in mehreren Verkehrsgebieten eingesetzt werden (Tabelle 14).

Das Anlage- und Betriebskapital der Verkehrsmittel ist die Grundlage für den Zinsendienst und die Abschreibung der technischen Anlagen. Für den *Zinsendienst* gelten die landesüblichen Zinssätze von 4—6%. Wird das Kapital nicht getilgt, wie vielfach im Verkehrswesen üblich, so sind Abschreibungen vorzusehen. Die *Abschreibungen* sind Rücklagen, die notwendig sind, um gleichzeitig mit dem allmählichen Verschleiß oder Abgang der technischen Anlagen die Mittel zu ihrem Ersatz zu beschaffen und zur Verfügung zu haben. Durch jährliche planmäßige Abschreibung sinkt der Wert der Anlage vom Neuwert W auf den Altwert W_1 und hat den Mittel-

Tabelle 14. Verhältnis der Anlagekosten für feste und bewegliche Anlagen von Verkehrsmitteln

Verkehrsmittel	Kosten für feste Anlagen	Kosten für bewegliche Anlagen
	%	%
1	2	3
Eisenbahn	70	30
Seilschwebebahn	89	11
Seeschifffahrt	30	70
Binnenschifffahrt	70	30
Kraftomnibus (ohne Anlagekosten des Wwegs)	20	80
Kraftomnibus (mit Anlagekosten des Wwegs)	77	23
Flugzeug	75	25

wert $\frac{W + W_1}{2}$. Bei einem Zinssatz von 5% ist dann die durchschnittliche Zinsbelastung oder der Zinsendienst

$$\frac{W + W_1}{2} \cdot 0,05.$$

Der *Abschreibungssatz* richtet sich nach dem durchschnittlichen Lebensalter der technischen Einrichtungen, das vom Verschleiß oder dem technischen Fortschritt abhängt und über das für den Fahrzeugpark bereits in Abschnitt VII nähere Angaben gemacht wurden. Bezüglich des Verkehrswegs rechnet man als durchschnittliche Abschreibungszeit für Dämme und Einschnitte 100 Jahre, für die Kunst- und Hochbauten 40 Jahre, für Sicherungsanlagen 16 Jahre. Im übrigen müssen die Abschreibungszeiten auf Grund von Erfahrungen im einzelnen festgestellt werden. Zu diesen sog. normalen Abschreibungen treten vielfach besondere Abschreibungen oder Rücklagen, die sich aus unerwarteten Entwertungen der technischen Anlage, beispielsweise bei dauerndem Verkehrsrückgang und bei katastrophalen Zerstörungen von Verkehrsanlagen durch Naturereignisse ergeben.

Nachdem so die laufenden Ausgaben der Verkehrsmittel für den Zinsendienst und die Abschreibungen festgelegt sind, können auf Grund des Betriebsplans und der Erfahrungen bei vorhandenen Verkehrsbetrieben die übrigen Kostenarten oder die *Betriebskosten* ermittelt und auf die Kostenstellen verteilt werden. Im laufenden Verkehrsbetrieb erfolgt dies auf Grund der Buchhaltung und einer Betriebskostenrechnung nach dem Hauptschema der Selbstkostenermittlung¹.

Verkehrswirtschaftlich ist die Ermittlung der Selbstkosten in Abhängigkeit von der Beförderungsweite und vom Verkehrsumfang oder dem Beschäftigungsgrad von besonderer Bedeutung, da sie gleichzeitig Grundlagen für die Preisbildung und für eine wirtschaftliche Betriebsführung bietet. Die Selbstkosten lassen sich in diesem Sinn scheiden in Kostenarten, die

1. von der Beförderungsweite abhängig oder unabhängig sind,
2. von dem Verkehrsumfang oder der Verkehrsleistung abhängig oder unabhängig sind.

Die *Selbstkosten in Abhängigkeit von der Beförderungsweite* bauen sich auf dem Bewirtschaftungszustand eines bestimmten Zeitabschnitts, in der Regel eines Jahres, auf, in dem das Verkehrsmittel seine Arbeit leistet. Es entspricht dies einer *statischen* Betrachtung der Selbstkosten. Die von den Beförderungsweiten unabhängigen Kosten entstehen in erster Linie auf den Stationen (Bahnhöfen,

¹ SOMMER: Selbstkostenermittlung im Verkehrswesen. Verkehrstechn. Woche Nr. 35 u. 36. Berlin 1927. — TECKLENBURG: Betriebskostenrechnung und Selbstkostenermittlung bei der Deutschen Reichsbahn. Berlin 1936. — MÜLLER, W.: Fahrdynamik der Verkehrsmittel, Berlin 1940.

Häfen, Flughäfen) und werden daher *Stationskosten* genannt, die von ihr abhängigen Kosten in erster Linie auf der Strecke, sie heißen daher *Streckenkosten*. Werden die Stationskosten mit a , die Streckenkosten mit $b \cdot l$ bezeichnet, wobei b den Streckenkostensatz für 1 km und l die Beförderungsweite in km bedeutet, so betragen die Selbstkosten je Person oder Tonne

$$K = a + b \cdot l.$$

Während die Stationskosten a aus dem Grundschemata der Selbstkostenrechnung ermittelt werden können, muß der Faktor b mit Hilfe der mittleren Beförderungsweite

$$l_m = \frac{\text{Pkm}}{\text{Personen}} \quad \text{oder} \quad \frac{\text{tkm}}{t}$$

festgestellt werden. Trägt man in einem Koordinatensystem, in dem die Ordinate die Kosten, die Abszisse die Beförderungsweite darstellt, in Höhe der mittleren Beförderungsweite die gesamten Selbstkosten je beförderte Person oder Tonne als Ordinate auf, so enthält diese in einer Summe die Stationskosten a' , die Verwaltungskosten v und die Streckenkosten $b' \cdot l$ je beförderte Person oder Tonne. Die Verwaltungskosten v müssen sowohl den Stationskosten wie den Streckenkosten zugeschlagen werden. Der Verteilungsschlüssel ergibt sich aus dem Verhältnis $\frac{a'}{b'}$. Die Stationskosten erhöhen sich dann auf das Maß

$$a = a' + v \cdot \frac{a'}{b'}$$

und die Streckenkosten auf das Maß

$$b \cdot l_m = b' + \left(v - v \cdot \frac{a'}{b'} \right).$$

Damit ist auf der Nullpunkt-Ordinate der Ausgangspunkt für die Selbstkostenlinie $a + b \cdot l$ festgelegt, die sich aus der Verbindungslinie dieses Punktes mit dem oberen Ende der Selbstkostenordinate über der mittleren Beförderungsweite ergibt.

Aus den Kosten für die Beförderung einer Person oder Tonne berechnen sich die Kosten k je Pkm oder tkm in Abhängigkeit von der Beförderungsweite aus der Gleichung

$$k = \frac{a}{l} + b,$$

die einer Hyperbel entspricht. Auf Grund dieser Betrachtungen sind für einen Omnibus- und Eisenbahnverkehrsbetrieb die Selbstkosten je Person oder Tonne sowie je Pkm oder tkm in Abhängigkeit von der Beförderungsweite in den Abb. 20 und 21 ermittelt und dargestellt. Sie lassen erkennen, wie sehr hohe Stationskosten bei nahen Entfernungen die Selbstkosten auf diese Entfernung erhöhen und wie mit den weiten Entfernungen die Selbstkosten für die Verkehrseinheit abnehmen. Mit Hilfe dieser Darstellungen lassen sich in einfacher Weise die Grenzweiten der Verkehrsmittel für die wirtschaftlichste Beförderung für den Fall ermitteln, daß mehrere Verkehrsmittel für den Transport im gleichen Verkehrsgebiet in Frage kommen.

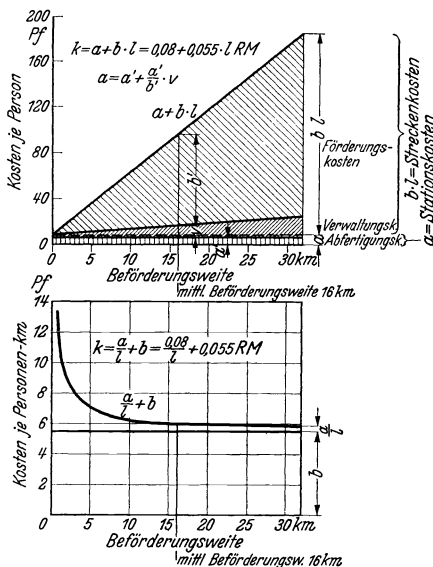


Abb. 20. Selbstkosten im Personenverkehr der Kraftomnibuslinie A—K in Abhängigkeit von der Beförderungsweite.

Die Erfassung der *Selbstkosten in Abhängigkeit von dem Verkehrsumfang* oder dem *Beschäftigungsgrad* des Verkehrsunternehmens und damit in Abhängigkeit von den Verkehrsschwankungen erfolgt auf Grund der *dynamischen Betrachtungsweise*. Die von dem Verkehrsumfang unabhängigen Kosten werden feste Kosten

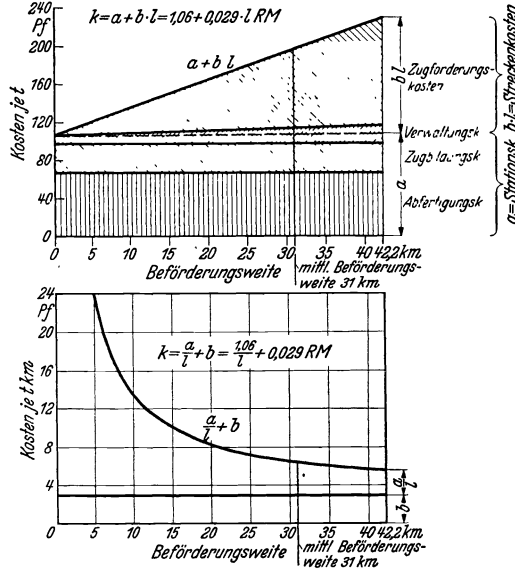


Abb. 21. Selbstkosten im Güterverkehr einer Eisenbahnlinie in Abhängigkeit von der Beförderungsweite.

genannt, die von ihm abhängigen veränderliche Kosten. Zu den *festen* Kosten zählen in der Regel bei normalem Beschäftigungsgrad die Zinsen, Abschreibungen, Verwaltung, ein Drittel der Unterhaltung für Weg und Fahrzeuge sowie feste Personalkosten, die in erster Linie beim Stationspersonal entstehen. Die übrigen Kosten sind *veränderlich*. Der Verkehrsumfang wird durch die Verkehrsleistungen in Pkm oder tkm ausgedrückt. Dann betragen die gesamten Selbstkosten:

$$K_1 = A + B \cdot L,$$

wobei bedeutet

- A = feste Kosten für normalen Beschäftigungsgrad.
- B = Kostensatz der veränderlichen Kosten je Einheit der Verkehrsleistung.
- L = Verkehrsleistungen bei normalem Beschäftigungsgrad.

Unter *normalem Beschäftigungsgrad* versteht man dabei die durchschnittliche Beschäftigung von etwa 70% der technischen Leistungsfähigkeit des vorhandenen Betriebsapparats. Trägt man in einem Koordinatensystem, dessen Ordinate die Gesamtkosten und dessen Abszisse die Verkehrsleistungen darstellen, in dem Punkt der Abszisse, der der Verkehrsleistung bei normalem Beschäftigungsgrad entspricht und der in den Abb. 22 und 23 gekennzeichnet ist, die Gesamtkosten auf, so läßt sich aus dem Verhältnis der festen und veränderlichen Kosten, die aus der Buchhaltung und der Betriebskostenrechnung zu bestimmen sind, die Neigung der Kostenlinie für den normalen Beschäftigungsgrad ermitteln. Auf Grund des Betriebsplans des Verkehrsmittels läßt sich nun feststellen, bei welchem Verkehrsrückgang die festen Kosten sich verringern und bei welcher Verkehrssteigerung sie zunehmen. Die Abnahme oder Zunahme äußert sich in Kosten-

sprüngen der Abbildungen, die sich in erster Linie aus dem Abbau oder Neueinsatz von Fahrzeugen und Personal ergeben.

Die Einheitskosten k_1 der Verkehrsleistung je Pkm oder tkm lassen sich ähnlich wie bei der statischen Betrachtungsweise aus der Gleichung

$$k_1 = \frac{A}{L} + B$$

ermitteln und, wie in den Abbildungen geschehen, anschaulich darstellen. Sie lassen für die Kosten der Verkehrsleistungseinheit erkennen, wie mit zurückgehendem Verkehr die Selbstkosten ganz erheblich steigen, vor allem bei den Verkehrsmitteln mit hohem Anteil an festen Kosten. Andererseits ändern sich mit zunehmendem Verkehr die Einheitskosten immer weniger. Der Einfluß der festen Kosten ist also bei schwacher Beschäftigung besonders nachteilig. In diesem Sinn kann von einer *wirtschaftlichen Anpassungsfähigkeit* der Verkehrsmittel an die Verkehrsgröße gesprochen werden, deren Lage und Wesen für die wichtigsten Verkehrsmittel in dem Verhältnis der festen zu den veränderlichen Kosten nach Tabelle 15 charakterisiert ist.

Um klare eindeutige Grundlagen für die Selbstkosten zu erhalten, empfiehlt es sich, die oben erläuterten Untersuchungen für die *angebotenen* Verkehrsleistungen in Personen- (Platz-) oder Tonnenkm durchzuführen, so daß aus ihnen die Selbstkosten für die geleisteten oder genutzten Verkehrsleistungen entsprechend dem Ausnutzungsgrad ermittelt werden können. Betragen beispielsweise die Selbstkosten für das angebotene Tonnenkm 1,— RM, so werden bei 50% Auslastung der Ladefähigkeit der Fahrzeuge mit Nutzlast die Kosten für den genutzten Tonnenkm $\frac{1,0}{0,5} = \text{RM. 2,—}$

betragen, wenn die Ausgaben durch Einnahmen gedeckt werden sollen. Vor allem bei dem Vergleich der Selbstkosten verschiedener Verkehrsmittel ist der *Ausnutzungsgrad* der angebotenen Verkehrsleistung durch zahlende Last besonders zu berücksichtigen, da, wie früher festgestellt, dieser Ausnutzungsgrad durchaus verschieden ist.

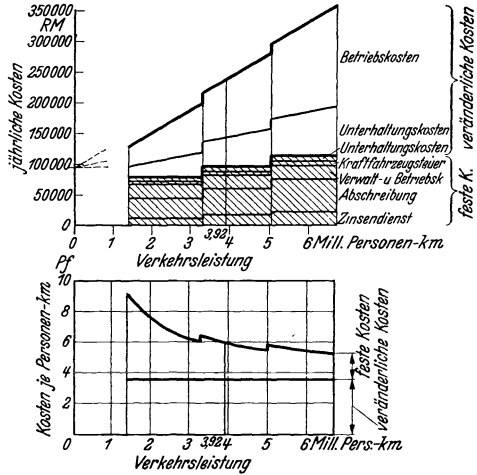


Abb. 22. Selbstkosten im Personenverkehr der Kraftomnibuslinie A—K in Abhängigkeit von der Verkehrsgröße 3,92 Mio. Pkm bei normalem Beschäftigungsgrad.

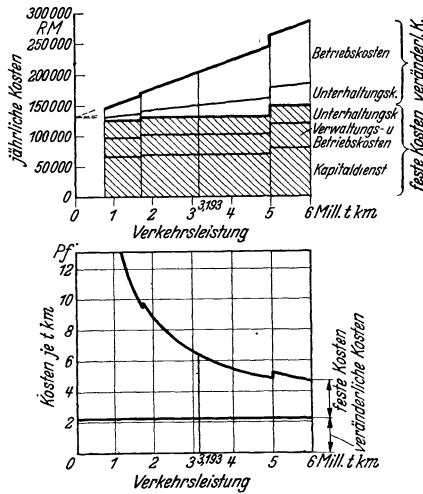


Abb. 23. Selbstkosten im Guterverkehr einer Eisenbahnlinie in Abhängigkeit von der Verkehrsgröße 3,193 Mio. tkm bei normalem Beschäftigungsgrad.

Tabelle 15. Wirtschaftliche Anpassungsfähigkeit der Verkehrsmittel an die Verkehrsgröße.

Verkehrsmittel	Feste Kosten				Veränderliche Kosten		
	Zinsen	Ab-schrei-bungen	Feste Be-triebs-kosten	Summe	Reine Beförde-rungs-kosten	Sonstige verän-derliche Kosten	Summe
	%	%	%	%	%	%	%
1	2	3	4	5	6	7	8
Eisenbahn	15	15	31	61	22	17	39
Seeschifffahrt	30	14	12	56	32	12	44
Natürliche Wasserstraßen . .	17	8	19	44	47	9	56
Künstliche Wasserstraßen . .	34	12	15	61	34	5	39
Kraftomnibus	7	18	15	40	40	20	60
Kraftomnibus mit Verzinsung der Straße	17	16	13	46	36	18	54
Lastkraftwagen	6	11	15	32	58	10	68
Lastkraftwagen mit Verzinsung der Straße	25	14	11	50	43	7	50
Privatkraftwagen	10	22	22	54	35	11	46
Flugzeug	7	8	39	54	26	20	46

Über die durchschnittlichen objektiven Selbstkosten für ein angebotenes Pkm und tkm der wichtigsten Verkehrsmittel gibt Tabelle 16 Aufschluß und über die Selbstkosten je Fahrzeugkm im Kraftfahrzeugverkehr ohne Straßenkosten

Tabelle 16. Durchschnittliche objektive Selbstkosten für das angebotene Personen- (Platz-) und Tonnenkilometer der verschiedenen Verkehrsmittel.

Verkehrsmittel	Selbstkosten	
	Rpf. je Pkm	Rpf. je tkm
1	2	3
<i>Nahverkehrsmittel</i>		
Straßenbahn mit Anhänger	1,0	—
Schnellbahn	1,5	—
Omnibus	1,6	—
Zweispanner Tagesleistung 20 km	—	52
Lastkraftwagen (5 t) Tagesleistung 20 km	—	56
Lastkraftwagen (5 t) Tagesleistung 40 km	—	30
Schnelllastkraftwagen (2 t) Tagesleistung 60 km	—	35
Privatkraftwagen	4,2	—
Motorrad (2 Personen)	1,8	—
Fahrrad	0,7	—
<i>Fernverkehrsmittel</i>		
Eisenbahn	1,2	—
Eisenbahn, Stückgut	—	5,0
Eisenbahn, Wagenladungsgut	—	2,0
Eisenbahn, Massengut in geschlossenen Zügen	—	0,81
Seeschifffahrt	—	0,1
Natürliche Wasserstraßen ohne Umschlag	—	0,45
Künstliche Wasserstraßen ohne Umschlag	—	0,84
Omnibus	1,2	—
Lastkraftwagen (5 t)	—	16,0
Flugzeug im planmäßigen Verkehr	13,0	150,0

Bemerkung: Im Verkehr der Kraftfahrzeuge sind die Kosten für die Straßen nicht berücksichtigt.

die Selbstkostenanalyse in Tabelle 17. Werden für die Kraftfahrzeuge Abgaben zur Deckung der Straßenunterhaltung erhoben, so erhöhen sich die in der Tabelle 17 angegebenen Selbstkosten durchschnittlich um 4—6%.

Angesichts der großen Bedeutung, die eine möglichst geringe Belastung der Wirtschaft durch Transportkosten für die Allgemeinheit hat, ist die Senkung der Selbstkosten der Verkehrsbetriebe ein ständig lebendiges Problem. Ein

Табелла 17. Selbstkosten im Kraftfahrzeugverkehr ohne Straßenkosten¹.
 Jahresleistung: Gruppe I—II = 15000 km
 Gruppe III—IV = 20000 km.

Kraftfahrzeug	Nr.	Hubraum bzw. Nutzlast	Höchstgeschwindigkeit	Selbstkosten für 1 Fahrzeugkilometer in Rpf. und % der Gesamtkosten													
				Feste Kosten für 1 Fahrzeugkilometer				Veränderliche Kosten für 1 Fahrzeugkilometer									
				Versicherung, Un-terkunft, Fahrer	Zins und Abschreibung	Gesamtkosten Spalte 5+6	Benzin (+el. Strom)	Öl	Reifen	Unterhaltung	Pflege	Gesamtkosten Spalte 8-12	Gesamtkosten Spalte 7+13				
Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %	Rpf. %						
I. Krafttrader	1	200	85	0,6 17	0,8 22	1,4 39	1,2 34	0,3 8	0,3 8	0,3 8	0,1 3	2,2 61	3,6 100				
II. Personenkraftwagen	1	1200	95	2,8 18	5,0 33	7,8 51	4,2 27	0,4 3	0,8 5	1,4 9	0,8 5	7,6 49	15,4 100				
	2	1700	100	3,1 17	6,6 35	9,7 52	5,2 28	0,5 3	0,9 5	1,6 9	0,8 4	9,0 49	18,7 100				
	3	2500	110	3,2 14	9,5 40	12,7 54	5,9 25	0,7 3	1,0 4	2,4 10	0,9 4	10,9 46	23,6 100				
III. Lastkraftwagen	1	1 t	65	14,0 42	5,0 15	19,0 57	8,8 26	0,9 3	2,0 6	2,4 7	0,2 1	14,3 43	33,3 100				
	2	3 t	60	18,2 33	10,6 20	28,8 53	14,7 27	1,5 3	3,6 7	5,0 9	0,3 1	25,1 47	53,9 100				
	3	5,5 t	60	21,0 24	23,6 27	44,6 51	21,5 24	2,1 2	11,4 13	8,1 9	0,3 1	43,6 49	88,2 100				
Omnibus m. Leitungsanlage (Trolleybus)	4	40 Pl.	60	17,6 33	6,8 15	24,4 54	12,0 26	1,4 3	3,0 7	4,3 9	0,3 1	21,0 46	45,4 100				
	5	40 Pl.	60	17,7 46	6,8 18	24,5 64	6,6 17+	0,2 1	2,0 5	4,7 12	0,3 1	13,8 36	38,3 100				
IV. Zugmaschinen	1	Eigen-gewicht 4,0 t	45	18,0 35	9,6 18	27,6 53	14,0 27	1,5 3	3,6 7	5,0 9	0,4 1	24,5 47	52,1 100				

¹ Nach Мәурин, Techn. u. Wirtsch. 6 (1936) S. 161.

Hilfsmittel zu seiner möglichst günstigen Lösung bildet die Anwendung der Methoden der *wissenschaftlichen Betriebsführung* im Verkehrswesen¹.

Für die Einzeluntersuchung und Berechnung der *reinen Betriebskosten* von Eisenbahnen und Kraftwagen in Abhängigkeit von den Streckenverhältnissen dient ein besonderes, den Bedürfnissen des neuzeitlichen Verkehrswesens gerecht werdendes Verfahren².

C. Die Selbstkosten des Übergangs- und Umschlagverkehrs.

Der Übergangs- und Umschlagverkehr ist vom Standpunkt der Selbstkosten fast ausschließlich für den Güterverkehr von Bedeutung. Am stärksten vertreten ist der unmittelbare Umschlag zwischen Eisenbahn und Straßenfahrzeugen, der 40 % der gesamten Gütermengen der Eisenbahn umfaßt, und zwischen Land- und Wasserverkehrsmitteln, der bis zu 90 % der auf Wasserstraßen beförderten Güter ausmacht.

Über die *Umschlagkosten* gibt Tabelle 18 für Hand- und Maschinenbetrieb Durchschnittswerte für die am meisten vorkommenden Umschlaggüter an. Die Umschlagkosten umfassen die Betriebskosten und die Kosten der Geräte und Krananlagen. Die Mechanisierung der Umschlagarbeit hat in erster Linie zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Umschlaganlagen und zur Verkürzung der Umschlagzeit, weniger dagegen zur Senkung der Umschlagkosten geführt. Die Erhöhung der Umschlagleistung hat jedoch die Selbstkosten des eigentlichen

Tabelle 18. Umschlagzeiten und -kosten im Übergangsverkehr.

Güterart	Umschlag		Umschlagmittel	Arbeitsstunden des Umschlagmittels für 10 t Gut	Umschlagkosten für 1 t Gut Rpf.
	von	auf			
1	2	3	4	5	6
Gewöhnliches Stückgut.	Eisenbahn	Straßenfahrzeug ¹	von Hand	6,0	52
Sperriges Stückgut . . .	„	Straßenfahrzeug ¹	„ „	30,0	250
Milchkannen	„	Straßenfahrzeug ¹	„ „	2,0	18
Holz	„	Straßenfahrzeug ¹	„ „	8,0	70
Kohlen	„	Straßenfahrzeug ¹	„ „	4,0	35
Behälterverkehr	„	Straßenfahrzeug ¹	von Hand mit Kran	0,8	42
Kohlen	„	Binnenschiff	Kipper	0,04	12
Kohlen	„	„	10 t-Portaldrehkran	0,06	16
Kali	„	„	mit Kübel von Hand	3,2	30
Stückgut	„	Binnenschiff ¹	mit Rutschen	0,25	70
Kohlen	Binnenschiff	Eisenbahn	Portaldrehkran	0,25	70
Getreide	„	Speicher	Verladebrücke	0,15	25
Getreide	„	„	5 t Greifer		
Getreide	„	„	Becherwerk	0,2	28
Getreide	„	„	Saugheber	0,2	37
Bunkerkohlen	„	Seeschiff	Körbe und Handwinde	0,6	60
Bunkerkohlen	„	„	Körbe und Dampfwinde	0,5	38
Bunkerkohlen	„	„	schwimmender Kohlenheber	0,3	30

¹ und umgekehrt.

¹ PRATH, C.: Arch. Eisenbahnwes. Berlin 1924 und 1928.

² MÜLLER, W.: Neuere Methoden für die Betriebsuntersuchung von Bahnanlagen. Berlin 1935. — Betriebs- und Kostenuntersuchung städtischer Verkehrslinien. Berlin 1935. Verkehrstechnik, S. 587. — Ferner Abschnitt Fahrdynamik und Betriebskosten der Verkehrsmittel, S. 672.

Tabelle 18. (Fortsetzung.)

Güterart	Umschlag		Umschlagmittel	Arbeitsstunden des Umschlagmittels für 10 t Gut	Umschlagkosten für 1 t Gut Rpf.
	von	auf			
1	2	3	4	5	6
Getreide	Seeschiff	Binnenschiff	schwimmender Getreideheber	0,07	43
Kohlen	„	„	Körbe und Dampfwinde	0,29	40
Kohlen	„	„	schwimmender Kohlenheber	0,17	30
Kohlen	„	„	Verladebrücke 5-t-Greifer	0,06	20
Erz	„	„	Verladebrücke 12,5-t-Greifer	0,08	20
Leichtes Stückgut . . .	„	Schuppenspeicher	Portaldrehkran	0,30	170
Schweres Stückgut . . .	„	Schuppenspeicher	Portaldrehkran	0,35	63

Transports insofern günstig beeinflußt, als die Be- und Entladezeiten wesentlich verringert und damit die Kosten für den Fahrzeugpark der Verkehrsmittel erheblich vermindert werden konnten. Bei manchen *Gütern* ist bei der Gesamtkalkulation der Transportkosten noch die Wertminderung des Guts infolge des Umschlags zu berücksichtigen, die z. B. beim Kohlenumschlag 8 bis 10 % des Werts beträgt. Für den im Landverkehr Deutschlands üblichen Umschlagverkehr zwischen Eisenbahn und Straßenfahrzeugen erhöht ein zweimaliger Umschlag die durchschnittlichen Selbstkosten für einen tkm Schüttgut in Wagenladungen auf die mittlere Transportweite von 154 km um 11 %.

D. Die Preisbildung im Verkehrswesen.

Sie erfolgt nach den allgemeinen Grundsätzen von Leistung und Gegenleistung nach privat- und gemeinwirtschaftlichen Gesichtspunkten. In der Regel ist beides maßgebend, so daß sich die Preise zwischen den Selbstkosten als untere Grenze und dem Wert der Leistung für die Verkehrskunden und die Allgemeinheit als obere Grenze bewegen. Besonders wichtig ist hierbei: Gleichheit der Transportpreise im Raum, Berücksichtigung der sozialen Schichtung und des Werts des Verkehrsgegenstandes, Struktur und Höhe der Selbstkosten und des Werts der Ortsveränderung für den Verkehrskunden. Die beiden ersten Grundsätze dienen vorwiegend volkswirtschaftlichen Forderungen, die beiden letzteren ergeben sich aus privatwirtschaftlichen Überlegungen.

Um die Allgemeinheit vor unbilligen Preisfestsetzungen von Verkehrsmitteln mit Monopolcharakter zu schützen, hat der *Staat* überall *starken Einfluß auf die Preisbildung* genommen. Besonderen Wert legt er auf die Gleichheit der Transportpreise im Raum für jedermann ohne Rücksicht darauf, ob eine Strecke in Gebieten mit großen Verkehrsbedürfnissen, also hohen Einnahmen, oder in Gebieten mit geringeren Verkehrsbedürfnissen, also geringen Einnahmen liegt. Dieses als regionaler Ausgleich der Transportpreise anzusehende volkswirtschaftliche Prinzip hat die große *siedlungspolitische* Bedeutung, daß das platte Land mit seinen geringen Verkehrsbedürfnissen nicht durch zu hohe Transportkosten belastet wird und die Landbewohner nicht von ihrer Scholle in die Großstädte und Wirtschaftszentren getrieben werden. Diesem Gesichtspunkt dient auch im wesentlichen die *Beförderungspflicht*, der die Eisenbahnen als wichtigstes allgemeines Verkehrsmittel unterworfen sind, und nach der jedes dem Verkehrsmittel zur Beförderung angebotenes Gut zu den festgesetzten Preisen und Bedingungen zu befördern ist, gleichgültig, ob die Einnahmen daraus gering oder

hoch sind, wenn es nur bestimmten Vorschriften der Verpackung und Sicherheit genügt. Die Beförderungspflicht ist für verkehrsarme oder dünn besiedelte Landstriche eine wichtige Voraussetzung für ihre ausreichende Verkehrsbedienug.

Die *Form der Preisbildung* kann in der freien Vereinbarung zwischen dem Verkehrsunternehmen und dem Versender bestehen, oder es werden für alle in gleicher Weise bindende Einheitspreise für bestimmte Verkehrsleistungen festgesetzt. Danach unterscheidet man *freie* und *gebundene* Preise, letztere auch nach einem arabischen Wort, das Preisverzeichnis bedeutet, Tarif genannt. Im öffentlichen Verkehr verlangt die Allgemeinheit in der Regel gebundene allgemeingültige Preise und ihre rechtzeitige Veröffentlichung, um einer ungleichen Behandlung der Verkehrsinteressenten in der Preisfrage im Interesse der wirtschaftschwachen Bevölkerungskreise vorzubeugen.

Als *Form der Tarife* kommen in Frage: einheitliche Tarife für das Streckenkm oder Entfernungstarife, gestaffelter Tarif für das Streckenkm oder Staffeltarife, Einheitstarife für die gesamte Strecke, Einheitstarife für Teile der Strecke und Zonentarife und Zuschläge für besondere Leistungen. Für bestimmte Verkehrsgüter und -beziehungen werden aus volkswirtschaftlichen, sozialen und bevölkerungspolitischen Gründen Ermäßigungen gegenüber den Normaltarifen gewährt und als Ausnahmetarife bezeichnet.

Die Tarifbildung verlangt im einzelnen eine ständige Beobachtung des wirtschaftlichen Lebens und des innerwirtschaftlichen Ablaufs des Verkehrsbetriebs, um durch eine zweckmäßige Tarifgestaltung ein möglichst günstiges Verhältnis zwischen Angebot und Nachfrage zu erzielen.

Gelingt es dem Verkehrsmittel nicht, aus den Einnahmen die Ausgaben oder die objektiven Selbstkosten zu decken, ist es aber andererseits für die Volkswirtschaft unentbehrlich, so erhält es Unterstützungen von der öffentlichen Hand oder *Subventionen*. Sie werden in der Regel nur für die verhältnismäßig lange Entwicklungszeit eines neuen Verkehrsmittels gewährt, bis es die nötige Verkehrsreife erreicht hat. Im heutigen Verkehrswesen, in dem entwickelte und noch in der Entwicklung befindliche Verkehrsmittel im gleichen Raum der Volkswirtschaft arbeiten, ist das Bild der Subventionen sehr uneinheitlich, insofern beispielsweise die Eisenbahnen für die volle Deckung ihrer objektiven Selbstkosten verantwortlich sind, im Wasserstraßen-, Kraftwagen- und Luftverkehr dagegen die Kosten für den Weg in der Hauptsache vom Staat getragen werden. In der Überseeschifffahrt erfordert die große Überkapazität des Schiffsparks, die nicht genügend ausgenutzt werden kann, in allen Ländern im Interesse des nationalen Wettbewerbs und der Weltgeltung erhebliche Subventionen, wie sie früher nicht nötig waren. Bei der zunehmenden Verteilung der Verkehrsbedürfnisse, die sich auf lange Sicht gesehen nicht wesentlich steigern werden, auf die zahlreichen alten und neuen Verkehrsmittel gewinnt die Selbstkostendeckung durch Verkehrseinnahmen *und* Zuschüsse der öffentlichen Hand immer mehr an praktischer Bedeutung.

IX. Die Zusammenarbeit der Verkehrsmittel.

Die verkehrswirtschaftliche Lage der heutigen Zeit und wohl auch noch der weiteren Zukunft wird durch zwei Tatsachen gekennzeichnet: Die stark abweichenden Meinungen über den Wert der zahlreichen alten und neuen Verkehrsmittel und das Bedürfnis der Wirtschaft, diese Frage eindeutig beantwortet zu sehen. Bewährte Verkehrsmittel sind in ihrer Entwicklung anscheinend schon über die Mittagshöhe hinweggeschritten, neue Verkehrsmittel treten gegen sie auf, versuchen ihre Stelle einzunehmen und das Leben der Völker zu verändern. Die Belebung der Landstraßen durch den Kraftwagen, der Transport von Energien in veredeltem Zustand mittels Leitungen sowie die Verwendung des Luftwegs für den Luft- und Nachrichtenverkehr gesellen sich immer mehr zu der bisherigen einheitlichen Verkehrsbedienug durch Eisenbahnen und Wasserstraßen, die das wirtschaftliche Bild eines Landes in hohem Maße bestimmte.

Bei dieser Dynamik des Verkehrswesens kann nur die *Zusammenarbeit* der verschiedenen Verkehrsmittel und die Erkenntnis zum Ziele führen, daß jedes Verkehrsmittel nur im *Dienste der Volkswirtschaft* den Platz beanspruchen kann, der ihm auf Grund seiner besonderen Eigenschaften zukommt. Diese Zusammenarbeit hat in erster Linie Bedeutung für den *öffentlichen* Verkehr, für den privaten Verkehr nur insofern, als dieser keine irgendwie geartete Sonderstellung gegenüber dem öffentlichen Verkehr einnehmen darf, die diesem abträglich ist. Ihr Ziel ist, eine *Verkehrseinheit für das Gebiet einer Volkswirtschaft* zu schaffen, um ein harmonisches Zusammenspiel zwischen Angebot und Nachfrage im öffentlichen Verkehrsleben zu erreichen und damit den *eigentlichen Lebensbedingungen* eines Landes zu entsprechen. Diese früher im Grund vorhandene Verkehrseinheit ist heute in technischer, betrieblicher, organisatorischer und volkswirtschaftlicher Hinsicht gewandelt und gestört.

Verschiedene Neuerscheinungen kennzeichnen *Ursachen* und *Folgen* dieser Wandlung: Zunahme kleiner Transporteinheiten und Zunahme der Verkehrsmittel mit einfachen betrieblichen Verhältnissen und individueller Verwendungsmöglichkeit (Kraftwagen), Verlagerung der Verantwortung für die betriebssichere Bereithaltung der technischen Anlagen (Trennung von Bau und Betrieb bei Straßen und Wasserstraßen), räumliche Überlagerung mehrerer Verkehrsmittel im gleichen Verkehrsgebiet und bei nahezu unverändertem Verkehrsbedürfnis (Eisenbahnen, Kraftwagen, Wasserstraßen, Luftverkehr), Auseinanderfließen der Verkehrsbedienungen auf eine Vielzahl von Verkehrsunternehmungen (Kraftwagenverkehr) und ein grundsätzlicher Einbruch in die bisherigen Methoden der Preisbildung im Verkehrswesen durch zunehmende Abkehr von der für jedermann und jeden Wirtschaftszweig einheitlichen oder gebundenen Preisbildung (Kraftwagen).

Bei diesen zum Teil sehr einschneidenden Veränderungen in der bisherigen Struktur der Verkehrswirtschaft und ihrem Einfluß auf das Gleichgewicht zwischen Wirtschaft und Verkehr, wie es der Eisenbahnverkehr schuf, sind der *staatlichen Verkehrspolitik*, die der Verkehrswirtschaft übergeordnet ist, neue schwierige Aufgaben gestellt. Ihre Maßnahmen zur Erzielung einer *neuen gesunden Verkehrseinheit* ergeben sich aus den grundsätzlichen Forderungen nach einer gesunden Verkehrswirtschaft: Gleiche Verantwortung aller Verkehrsmittel für ihre Wirtschaftlichkeit, Verkehrsbedienungen für jedermann und jeden Gebietsteil des Landes unter gleichen Bedingungen des Preises, Beseitigung der zunehmenden Schäden eines ungehemmten Wettbewerbs im Verkehrswesen für die Allgemeinheit und Förderung der Verkehrsmittel, die dem Bedürfnis nach Auflockerung der Industriestandorte und der Großstädte im Interesse der Bodenverbundenheit der Bevölkerung und zur Verbesserung der sozialen Verhältnisse dienen.

Die Mittel und Wege, dieses Ziel zu erreichen, liegen in der Aufgabe des Staats, die *Führung in der Regelung einer planmäßigen Zusammenarbeit der verschiedenen Verkehrsmittel* nach volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten und nach dem Stand der technischen Entwicklung in einem Maß zu übernehmen, wie es bisher nicht erforderlich war. In fast allen Ländern ist dieser Weg beschritten worden. Verschieden sind noch die Grenzen, die sich der Staat hierbei selbst zieht, und die sich erstrecken von nur in Einzelheiten eingreifende, die größten Mißstände beseitigenden Vorschriften bis zu dem Gedanken, alle öffentlichen Verkehrsmittel unter die einheitliche Leitung des Staats zu stellen und in einer Hand zu vereinigen. Grundsätzliches Ziel wird hierbei sein, die staatliche Führung und die Freiheit des wirtschaftenden Menschen in den Verkehrsbetrieben in ein gesundes, die Entwicklung förderndes Verhältnis zu bringen.

Praktisch beschäftigt sich die staatliche Verkehrspolitik am stärksten mit der zweckmäßigen *Einordnung von Eisenbahnen und Kraftwagen in den Verkehrsbedarf* der Volkswirtschaft. Frankreich geht hierbei den Weg der regionalen Verkehrsteilung, wobei der Nahverkehr im wesentlichen dem Kraftwagen, der Fernverkehr aber der Eisenbahn zufallen soll. Deutschland verfolgt das Prinzip des freien Wettbewerbs im Nahverkehr und des geregelten Leistungswettbewerbs

bei gleichen Transportpreisen im Fernverkehr. England vertritt einen an die Bedürfnisfrage gebundenen freien Wettbewerb. Die praktischen Erfahrungen aus allen diesen Lösungsversuchen sind abzuwarten und wichtig für eine möglichst endgültige Konsolidierung in dem von starken Kräften beherrschten und vorwärts getriebenen *Aufbau der neuen Verkehrswirtschaft*, der nach neuen Verkehrsformen sucht, aber den unveränderten Grundsätzen einer gesunden Verkehrswirtschaft unterworfen bleibt.

Literaturverzeichnis.

SAX: Die Verkehrsmittel in Volks- und Staatswirtschaft, Bd. 3. Berlin 1918, 1920, 1922. — BLUM: Der Weltverkehr und seine Technik im 20. Jahrhundert, Bd. 2. Stuttgart 1921. — RATZEL: Politische Geographie. München und Berlin 1923. — SOMMER: Selbstkostenermittlung im Verkehrswesen. Verkehrstechn. Woche, Nr. 35 und 36. Berlin 1927. — TECKLENBURG: Betriebskostenrechnung und Selbstkostenermittlung bei der Deutschen Reichsbahn. Berlin 1930. — PIRATH: Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt, Heft 1, 5, 8 und 10. München und Berlin 1929—1936. — LIST: Schriften zum Verkehrswesen, Bd. 2. Berlin 1929 und 1931. — STEUERNAGEL: Statistik und Eisenbahn. Berlin 1931. — PIRATH: Die Grundlagen der Verkehrswirtschaft. Berlin 1934. — SCHNEIDER: Verkehrsunfälle. Berlin 1935. — MÜLLER, W.: Neuere Methoden für die Betriebsuntersuchung von Bahnanlagen. Berlin 1935. — BLUM: Verkehrsgeographie. Berlin 1936. — KELLERER: Verkehrsstatistik Berlin 1936. — PIRATH: Verkehr und Landesplanung. Stuttgart 1938. — MÜLLER, W.: Fabrikdynamik der Verkehrsmittel. Berlin 1940.

Flugbetrieb, Linienführung und Flughäfen des Luftverkehrs.

Von

Dr. Ing. **CARL PIRATH**,

o. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

I. Allgemeines.

Das *Luftfahrtwesen* umfaßt alle technischen und organisatorischen Einrichtungen, um die Ortsveränderung von Personen, Gütern und Nachrichten auf dem Luftwege zu ermöglichen. Es ist eines seiner wesentlichsten Ziele, den Luftverkehr zur Überwindung der räumlichen Entfernungen im Dienste der Volks- und Weltwirtschaft zu entwickeln und aufzubauen. Der bedeutendste Teil der *Zivilluftfahrt* ist der Luftverkehr. Wie bei allen Verkehrsmitteln, so sind auch bei dem Luftverkehr Weg, Triebkraft, Fahrzeug und Stationen oder Betriebsstellen herzurichten, um die technischen Vorbedingungen zu schaffen. Sie beziehen sich im einzelnen auf den Bau leistungsfähiger Luftfahrzeuge, die Technik des Fliegens und die technische Einrichtung von Fluglinien und Flughäfen. Das Gebiet, das den Bauingenieur angeht, erstreckt sich auf die *technische Einrichtung von Fluglinien und Flughäfen (Bodenorganisation)*, zu deren zweckmäßiger Ausgestaltung er die Grundzüge der Technik des Fliegens oder des *Flugbetriebs* kennen muß.

Im Jahr 1935 betrug das in der gesamten Luftfahrt angelegte Kapital schätzungsweise 25 Millrd. RM. Davon entfielen auf die Zivilluftfahrt 1,5 Millrd. RM., die sich mit 1,2 Millrd. RM. auf den planmäßigen Luftverkehr und mit 0,3 Millrd. RM. auf den außerplanmäßigen oder Privatluftverkehr verteilen. Auf die Bodenorganisation des Luftverkehrs entfielen allein 1,1 Millrd. RM., auf den Flugzeugpark 0,4 Millrd. RM.

Die Untersuchung der Bedürfnisfrage für die Einrichtung von Luftverkehrslinien erfolgt nach den Grundlagen der Verkehrswirtschaft. Dabei ist als wichtigste verkehrswirtschaftliche Eigenart des Luftverkehrs anzusehen: 3—4mal höhere Reisegeschwindigkeit als das schnellste und 3—4mal höhere Transportkosten als das teuerste Landverkehrsmittel. Der Luftverkehr kommt daher im Rahmen des gesamten Verkehrswesens in verkehrlich gut erschlossenen Gebieten nur in Frage für große Entfernungen, auf denen der Vorzug der größeren Schnelligkeit zur Geltung kommen kann, und für hoch- und eilwertige Verkehrsarten, die hohe Transportkosten für den Vorzug der schnellen Beförderung übernehmen können und nur eine verhältnismäßig dünne Verkehrsschicht darstellen. Nur in verkehrlich schlecht erschlossenen Gebieten, wie in Kolonien, bringt er auch auf kleinen Entfernungen bei dem gänzlichen Mangel an anderen leistungsfähigen Verkehrsmitteln besondere Vorzüge.

Über die Größe und Bedeutung der für den planmäßigen Verkehr eingerichteten Luftverkehrsnetze der Welt und ihre Leistungen gibt Tabelle 1 Auskunft. Sie zeigt die vorherrschende Stellung der wirtschaftlich und kulturell am höchsten entwickelten Erdteile, Europa und Nordamerika, die führend den Luftverkehr der ganzen Welt aufbauen.

Tabelle 1. Netzgröße und Flugleistungen im planmäßigen Luftverkehr der Erdteile im Jahr 1935.

Erdteil	Netzgröße		Flugkilometer	
	Insgesamt	Davon für Flug bei Dunkelheit eingerichtet	Insgesamt	Davon bei Dunkelheit durchgeführt
	1000 km	1000 km	1000 km	1000 km
1	2	3	4	5
Europa	97	12	77 576	9200
Nordamerika	90	35	90235	26400
Südamerika	61	—	7190	—
Afrika	34	—	2632	—
Asien	74	—	7300	—
Australien	25	—	3716	—
Gesamt	381	47	188649	35600

Der Luftverkehr vollzieht sich in der Regel in der Form eines *öffentlichen* und *planmäßigen Luftverkehrs*. Daneben besteht für besondere Verkehrszwecke der Bedarfsluftverkehr und der *private* oder nicht öffentliche Luftverkehr, der dem Berufs-, Geschäfts-, Vergnügungsverkehr sowie der sportlichen Betätigung des Verkehrsinteressenten unter Verwendung von Flugzeugen im Privatbesitz dient und daher als *privater Reiseflug* und *Sportflug* bezeichnet wird. Für alle Arten des Luftverkehrs sind die technischen Einrichtungen nach den gleichen Grundsätzen der Sicherheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit herzurichten. Nur für die beiden grundsätzlich verwandten Luftfahrzeugarten, *Flugzeug* und *Luftschiiff*, bestehen in der Herrichtung der Bodenorganisation gewisse Unterschiede. Da der Luftverkehr mit Flugzeugen vorherrschend ist und an seine technischen Einrichtungen der Bodenorganisation wesentlich höhere Anforderungen gestellt werden als im Luftschiiffverkehr, so sollen in den nachfolgenden Abschnitten in erster Linie seine betrieblichen Bedingungen (Flugbetrieb), sowie seine technische Linienführung und Flughafenanlagen behandelt werden.

II. Der Flugbetrieb.

Die Elemente des Flugbetriebs werden im wesentlichen bestimmt durch die Theorie des Flugzeugs, die das Zusammenspiel zwischen Weg und Fahrzeug, oder zwischen Luft und Boden, bei den Bewegungen des Flugzeugs charakterisiert. Die Ergebnisse der wissenschaftlichen Mechanik und experimentellen Forschung haben sie begründet.

Das Wesen des Motorflugs liegt darin, daß bei der Bewegung eines mit Tragflächen ausgestatteten Flugzeugs Kräfte geweckt werden, die nicht lediglich der Bewegung entgegenwirken oder *Widerstand* hervorrufen, sondern auch Kräfte, die die Schwerkraft überwinden, *Auftrieb* erzeugen. Während die Widerstände durch die Zugkraft des Motors überwunden werden müssen, wenn eine Fortbewegung des Flugzeugs möglich sein soll, muß der Auftrieb solange gleich dem Gewicht des Flugzeugs sein, als der *Schwebезustand* und damit die Bewegung des Flugzeugs in der Luft gewährleistet sein soll.

Die Größe des *Widerstands* und des *Auftriebs* können als am Flugzeug wirkende Kräfte durch die Gleichungen dargestellt werden:

Gesamtwiderstand W = schädlicher Widerstand W_1 (aus Rumpf, Fahr-gestellt, Streben) + Tragflächenwiderstand W_2 oder Rücktrieb.

$$W = W_1 + W_2 \text{ in kg}$$

$$W = z \cdot m \cdot F \cdot v^2 + z_r \cdot m \cdot F_1 \cdot v^2$$

$$\text{Auftrieb } A = z_a \cdot m \cdot F_1 \cdot v^2 \text{ in kg.}$$

Dabei bedeutet:

- $m = \text{Dichte der Luft} = \frac{\text{Gewicht des m}^3 \text{ Luft}}{g} = \frac{\gamma}{g} = \frac{1,23}{9,81} = \sim \frac{1}{8}$.
- $F = \text{Ansichtsfläche der Teile, die den schadhlichen Widerstand erzeugen in m}^2$.
- $F_1 = \text{Tragfläche in m}^2$.
- $v = \text{Geschwindigkeit des Körpers relativ zur Luft in m/sek.}$
- $z, z_p \text{ und } z_a = \text{Beiwerte des Luftwiderstands und Auftriebs (unbenannte Zahl).}$

Die Formel besagt, daß der Luftwiderstand mit der Dichte der Luft, mit der Größe der Flächen F und F_1 und mit dem Quadrat der Geschwindigkeit wächst. Der Beiwert z ist von der Gestalt des Körpers, seiner Querschnittsform und seiner Oberflächenbeschaffenheit abhängig, die Beiwerte z_p und z_a außerdem noch von dem Anstellwinkel α oder dem Winkel zwischen der unteren Fläche der Tragfläche und der Bewegungsrichtung. Der Beiwert z ist um so kleiner, je mehr der Flugkörper der Stromlinienform oder der Form des geringsten Luftwiderstands angepaßt ist und je glatter die Oberfläche ist. Die Beiwerte z_p und z_a nehmen mit dem Anstellwinkel α zu. Sie sind am günstigsten bei dem Anstellwinkel $\alpha = 4^\circ$.

Die Widerstände werden durch die Propeller- oder *Luftschraubenzugkraft* Z überwunden, die analog der an den Tragflächen wirkenden Kräfte

$$Z = z_p \cdot m \cdot F_a \cdot n^2 \text{ in kg}$$

ist, dabei bedeutet

$z_p = \text{Beiwert der Luftschraubenzugkraft, der von der Gestalt der Luftschraube und dem Verhältnis der Flugzeuggeschwindigkeit zur Luftschraubenumdrehungsgeschwindigkeit abhängt.}$

$F_a = \text{Luftschraubenfläche in m}^2$.

$n = \text{Umfangsgeschwindigkeit} = \text{Umlaufgeschwindigkeit am äußeren Umfang der Luftschraube in m/sek.}$

Der Motor setzt die Luftschraube in Drehung und erzeugt dadurch die Zugkraft, die auf das Flugzeug wirkt. Die *Leistung des Motors* ändert sich mit dem Zustand der atmosphärischen Luft oder mit der Luftdichte = $\frac{\text{Gewicht des m}^3 \text{ Luft}}{g}$

= $\frac{\gamma}{g} = m$. Dies gibt dem Wert m in Verbindung mit den Formeln für Widerstand,

Auftrieb und Luftschraubenzugkraft eine besondere Bedeutung. Aus Abb. 1 ist die Veränderung des Gewichts von einem m³ Luft = γ in Abhängigkeit von der Höhe und der Temperatur veranschaulicht, wobei in Meereshöhe 0 eine Temperatur von + 10° und für je 100 m Höhenzunahme 0,5° Temperaturabnahme angenommen ist. Dies trifft allerdings nur für den untersten, für den Luftverkehr aber wichtigsten Teil der Atmosphäre zu, der bis zu 10 km reichenden Troposphäre, über der sich die Stratosphäre aufbaut. Mit der Flughöhe nimmt das Luftgewicht und damit der Wert m ab, in gleichem Maße aber auch die Widerstände des für den Schwebzustand nötigen Auftriebs und die Luftschraubenzugkraft, so daß schließlich mit einem bestimmten Flugzeug nur eine bestimmte *Gipfelhöhe* erreicht werden kann, bei der die Luftdichte für den Schwebzustand und Waagrechtflug gerade noch ausreicht, aber keine Steigerung der Höhenlage mehr zuläßt.

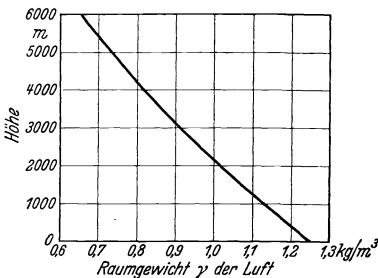


Abb. 1.

Das Zusammenspiel der am Flugzeug wirksamen Kräfte aus Gewicht, Auftrieb und Widerständen, sowie die dabei auftretenden Kräfte Momente bestimmen im wesentlichen die *Flugeigenschaften*. Alle drei Kräfte müssen sich in einem Punkt schneiden, wenn waagrecht Flug möglich sein soll. Ist das nicht der Fall, so tritt ein Moment auf, das entweder das Flugzeug mit der Spitze nach unten drückt, d. h. kopflastig macht, oder mit dem Ende nach unten drückt, d. h. schwanzlastig macht. Es ist die Kunst des Fliegens, durch Betätigung der Steuerorgane diese Momente so zu regeln, daß keine gefährlichen Flugzustände entstehen.

Zu diesen Steuerorganen für die Höhenrichtung treten dann noch die Organe zur Stabilisierung des Flugzeugs in der Längsachse, die eine Drehung des Flugzeugs um die Längsachse bei Kurven mit Sicherheit ermöglichen sollen.

Sobald das Flugzeug sich nicht mehr in dem Luftraum bewegt und zu den Quellen des Verkehrs auf Boden oder Wasser übergeht, muß es sich der Elemente der Erdverkehrsmittel, des Rades oder des Bootes, bedienen. Der Vorgang des Abflugs (*Starts*) und der *Landung* ist daher sowohl den Gesetzen des Fliegens, wie der Bewegung auf Land und Wasser unterworfen. Beim Starten

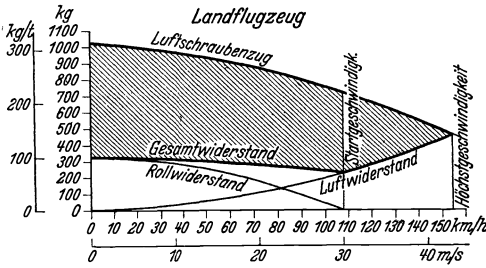


Abb. 2. Schraubenzug und Widerstände eines Landflugzeuges.

hat das Flugzeug soviel Geschwindigkeit zu gewinnen, daß es genügend Auftrieb erhält und sich in das Luftmedium erheben kann. Beim Landen ist die im anschwebenden Flugzeug aufgespeicherte Energie durch Brems- und sonstige Widerstandsarbeit bis zum Halten zu vernichten. Start und Landung werden um so schneller erfolgen können, je größer die relative Geschwindigkeit v ist. Dies wird durch Starten und Landen gegen den Wind erreicht, so daß sich die Fluggeschwindigkeit v_1 um die Windgeschwindigkeit v_w erhöht und die relative Geschwindigkeit der Luft $v = v_1 + v_w$ wird.

Das Zusammenspiel zwischen der Zugkraft der Luftschaube, den Luftwiderständen und den Roll- bzw. Wasserwiderständen beim Starten ist für ein Landflugzeug in Abb. 2 und für ein Wasserflugzeug in Abb. 3 veranschaulicht.

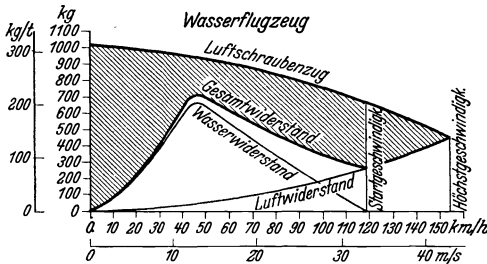


Abb. 3. Schraubenzug und Widerstände eines Wasserflugzeuges.

Der Rollwiderstand der Räder des Fahrgestells oder der Wasserwiderstand des im Wasser bewegten Flugzeugkörpers ist in dem Augenblick aufgehoben und gleich Null, in dem das Flugzeug seine Start- oder Schwebegeschwindigkeit erreicht hat und sich vom Boden oder Wasser abhebt. Bis zu diesem Zeitpunkt erhöht das Flugzeug mit Hilfe des Überschusses der Schraubenzugkraft über die aufkommenden Widerstände seine Geschwindigkeit, bis die für den Schwebezustand nötige Geschwindigkeit erreicht ist. Bei dem Wasserflugzeug tritt dabei eine kritische Geschwindigkeit ein, bei der der Überschuß der Schraubenzugkraft über den Wasserwiderstand ein Minimum erreicht und der nicht gleich Null werden darf, wenn der Start überhaupt möglich sein soll. Erst mit der weiteren Erhöhung der Geschwindigkeit nimmt der Wasserwiderstand in dem Maße ab, in dem sich das Wasserflugzeug aus dem Wasser heraushebt. Sobald der Schwebezustand erreicht ist, benötigt das Flugzeug noch eine Zugkraft, die zum Steigen und weiteren Erhöhung der Geschwindigkeit dient, bis die Höchstgeschwindigkeit erreicht ist, bei der eine Reserve der Zugkraft für ein weiteres Steigen des Flugzeugs nicht mehr vorhanden ist. Soll das Flugzeug bei Höchstgeschwindigkeit noch weiter an Höhe gewinnen, so ist dies nur durch Verringerung der Fluggeschwindigkeit möglich.

Beim Starten hat das Flugzeug soviel Geschwindigkeit zu gewinnen, daß es genügend Auftrieb erhält und sich in das Luftmedium erheben kann. Beim Landen ist die im anschwebenden Flugzeug aufgespeicherte Energie durch Brems- und sonstige Widerstandsarbeit bis zum Halten zu vernichten. Start und Landung werden um so schneller erfolgen können, je größer die relative Geschwindigkeit v ist. Dies wird durch Starten und

Landen gegen den Wind erreicht, so daß sich die Fluggeschwindigkeit v_1 um die Windgeschwindigkeit v_w erhöht und die relative Geschwindigkeit der Luft $v = v_1 + v_w$ wird. Das Zusammenspiel zwischen der Zugkraft der Luftschaube, den Luftwiderständen und den Roll- bzw. Wasserwiderständen beim Starten ist für ein Landflugzeug in Abb. 2 und für ein Wasserflugzeug in Abb. 3 veranschaulicht.

III. Die Linienführung im Luftverkehr.

Die betriebstechnischen Grundlagen des Fliegens oder des Flugbetriebs bestimmen die Elemente für die *technische* Linienführung im Luftverkehr, mit der in engem Zusammenhang die wirtschaftliche Linienführung zu untersuchen ist. Die *wirtschaftliche* Linienführung oder die Linie des günstigsten Anschlusses der Verkehrsquellen an den Luftverkehr erfolgt nach den Grundsätzen der Verkehrswirtschaft. Im allgemeinen sind die Träger günstig gelagerter Verkehrsbedürfnisse für den Luftverkehr die großen Handels- und Geschäftsstädte von 300 000 und mehr Einwohnern in Europa, von 150 000 und mehr Einwohnern in den übrigen Erdteilen mit entwickelter Wirtschaft. Daraus ergibt sich ein verhältnismäßig weitmaschiges Luftverkehrsnetz mit durchschnittlichen Flughafenabständen von 250—400 km. Aus diesen im Raum verteilten verkehrswirtschaftlichen Bedingungen der Nachfrage im Luftverkehr folgt die Gestaltung der technischen und organisatorischen Einrichtungen des Angebots von Verkehrsleistungen im Luftverkehr. In dem Maße, in dem hierbei mit der Größe der Entfernungen der Vorsprung in der Schnelligkeit und damit der Vorzug des Luftverkehrs gegenüber den übrigen Verkehrsmitteln zunimmt, lassen sich drei verkehrswirtschaftlich wichtige *Zonen* für den Luftverkehr in Kulturländern unterscheiden:

Wenig günstige Zone von 0—500 km, vorwiegend im Landesluftverkehr.

Günstige Zone von 500—1000 km, vorwiegend im kontinentalen Luftverkehr.

Sehr günstige Zone von mehr als 1000 km, vorwiegend im transkontinentalen und transozeanen Luftverkehr.

Sobald die wirtschaftliche Linienführung gefunden und festgelegt ist, ist ihre technische Organisation nach den Prinzipien der Sicherheit, Leistungsfähigkeit und betrieblichen Wirtschaftlichkeit vorzunehmen. Bei den Luftlinien über dem Festland sind die geographischen und klimatischen Gegebenheiten bestimmend. Erstere stellen die konstanten, letztere die stets wechselnden Elemente der Linienführung dar. Da das Gelände aus Gründen der Sicherheit wegen der über dem Boden liegenden Brandungszone der Luft in mindestens 400—500 m überflogen werden soll, bilden starke Geländeerhebungen Zwangspunkte für die Höhenlage des Flugs. Größere Flughöhe erfordert größeren Betriebsstoffaufwand zum Steigen, führt in dünnere Luftschichten und verringert die Leistungsfähigkeit des Flugzeugs. Deshalb Überfliegen hoher Gebirge an den niedrigsten Paßpunkten, wobei maximale Steiglinien von 1:12 oder 5° und Falllinien von 1:3,5 oder 16° und als kleinster Krümmungshalbmesser für den Flug je nach der Geschwindigkeit 60—100 m anzunehmen sind.

Der eigentlichen *Wegfindung im Flug* bereiten weniger die Geländegestaltung als vielmehr die verschiedenen *Zustände der Luft* in ihren für die Luftfahrt wichtigsten Faktoren wie Sicht, Wolkenhöhe und Luftbewegungen die größten Schwierigkeiten. Dunkelheit, Nebel und niedrige Wolkendecke machen die Orientierung im Raum ungenügend, starke Luftbewegungen wie Sturm und plötzlicher Richtungswechsel des Windes in der Waagrechten und Lotrechten wie bei Böen und Gewittern können die Betriebssicherheit beeinträchtigen. Im einzelnen spricht man von 4 Sichtstufen: 0—1,0 km sehr schlecht (5—6 % des Jahres in Europa vorhanden), 1—2,0 km schlecht, 2—10,0 km mittel und mehr als 10 km gut.

Die Führung des Luftfahrzeugs bedarf zur Wegfindung daher einer Orientierung von außen und einer Beratung zur möglichsten Umgehung der ungünstigsten Wetterzonen. Die hierzu nötigen technischen Vorrichtungen und Maßnahmen umfassen die *Flugsicherung*¹, deren Aufgabe es ist, die Bewegungsvorgänge der Luftfahrzeuge im Luftverkehr auch bei ungünstigsten klimatischen Flugbedingungen zu sichern. Sie bedient sich in technischer Hinsicht leistungsfähiger *Fernmelde-, Funkpeil- und Befeuersanlagen*, sowie *Wetterwarten*, die alle unabhängig und unbeeinflusst von den Veränderungen des Luftzustandes arbeiten sollen und daher entlang der Fluglinie auf dem Boden vorzusehen sind. Örtlich werden sie, soweit

¹ PIRATH, PETZEL, RÖSSGER in „Flugsicherung“, Heft 6 der Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftl. Inst. für Luftfahrt an der Techn. Hochschule Stuttgart. München 1933. — ZETZMANN, H.: Die flugsicherungstechnischen Einrichtungen. Heft 13 wie vor. Berlin 1939.

es technisch und betrieblich möglich ist, zweckmäßig auf den Flughäfen untergebracht, die ohnehin für die Betriebsstoffergänzung und für die Verkehrsabgabe und -aufnahme anzulegen und für den Flieger durch besondere Kennungen leicht auffindbar zu machen sind. Nur die Streckenkennung, die dem Flug bei Dunkelheit mittelst Leuchfeuer (Abb. 4) in Abständen von 20—30 km auf der Strecke dient, ist auf der Flugstrecke unterzubringen. Ihre Bedienung erfolgt von den Flughäfen aus.

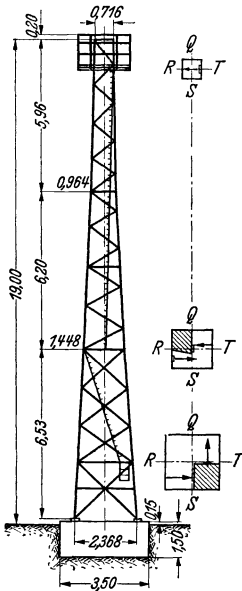


Abb. 4.

Zu diesen für die eigentliche Führung und Orientierung im Luftraum nötigen technischen Einrichtungen zur Wegfindung treten noch *Hilfslandeplätze*, auf denen das Flugzeug bei Störungen, die in erster Linie beim Versagen der Triebkraft eintreten, eine Notlandung vornehmen kann. Sie sind auf der Strecke in Abständen von 40—50 km zu verteilen und bei Dunkelheit entsprechend zu kennzeichnen.

Die Gesamtheit aller der Flugsicherung und dem Flugbetrieb dienenden Anlagen auf Flughäfen und im Zug der Fluglinien wird mit *Bodenorganisation* bezeichnet. Sie stellt für den Führer des Luftfahrzeugs eine stets vorhandene, wohl organisierte Plattform für Ausgang und Ende des Flugs und für die sichere Wegfindung dar. Und da von ihr aus der Pilot fortlaufend Mitteilungen über Schlechtwetterzonen mit starken Gegenwinden erhalten kann, so dient ihre Arbeit auch der *betriebswirtschaftlich zweckmäßigen Wegfindung* und der *Regelmäßigkeit*. Das Flugzeug kann Gegenwinden rechtzeitig ausweichen und Zonen günstiger Rückenwinde aufsuchen, ein Umstand, der besonders bei großen Luftverkehrslinien von Bedeutung ist.

Mittelbar gehört zur Flugsicherung die Ausrüstung der Luftfahrzeuge mit Instrumenten, die die Zusammenarbeit mit der Bodenorganisation sichern, und ihre sachkundige Bedienung. In der *Navigation* oder der Kunde über die Führung und Ortsbestimmung des Flugzeugs findet die Verwendung und Ausnutzung aller zur Orientierung im Raum vorhandenen natürlichen Gegebenheiten und künstlichen

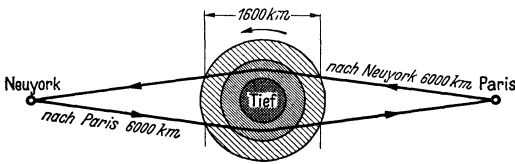


Abb. 5. Meteorologische Navigation im Luftverkehr über den Nordatlantik.

Einrichtungen der Bodenorganisation im Zuge der Luftlinien ihren für die Sicherheit des Luftverkehrs wichtigen Ausdruck¹.

Die *Luftlinien über See oder Ozeanen* unterliegen grundsätzlich gleichen Bedingungen wie über dem Festland,

doch fällt die Rücksicht auf die Geländegestaltung fort. Dafür sind aber die klimatischen Verhältnisse von um so größerer Bedeutung, weil sich über dem Meer vielfach größere Schlechtwetterzonen bilden und Luftbewegungen, die bis zum Orkan gehen, die die Sicherheit des Flugs gefährden können. Hier ist eine meteorologische Navigation oder der Flug nach dem günstigsten Wetter von besonderer Bedeutung. So bilden sich nach Abb. 5 auf dem Nordatlantik Tief- und Hochdruckgebiete mit Windgeschwindigkeiten $v_w = 16$ m/sek. oder 50 km/St., die auf einer Strecke bis zu 1600 km wirksam sind. Ein Tief wird auf der Fluglinie

¹ IMMLER: „Flugzeugnavigation.“ München 1934.

New York—Paris und umgekehrt so zu umfliegen sein, daß die Flugzeuge in der Tiefdruckzone nur Rückenwind erhalten, dann wird die *betriebswirtschaftlich* richtige Linie geflogen, die den geringsten Betriebsstoff erfordert und schnellste Beförderung ermöglicht.

Die technische Linienführung im Luftverkehr umfaßt insgesamt die generelle Festlegung einer Flugstrecke und ihre Ausrüstung mit den nötigen Einrichtungen für Flugsicherung und Flugbetrieb. Der eigentliche Flugweg wird durch den jeweiligen, für den Flug günstigen und ungünstigen Zustand des Luftraums beeinflußt, der oft zu erheblichen Abweichungen von der trassierten Flugstrecke zwingt, wenn er auch in der Regel an die Ausgang und Ende darstellenden Flughäfen gebunden bleibt.

IV. Flughäfen.

A. Lage und grundsätzliche Ausgestaltung.

Die Lage der Flughäfen zu Land und zu Wasser im Raum ergibt sich aus der räumlichen Lage der Luftverkehrsbedürfnisse und aus den Erfordernissen des Luftverkehrsbetriebs. In *verkehrlicher* Hinsicht ist der Flughafen die Aufnahme- und Abgabestelle für das Verkehrsgut und daher an das Vorhandensein möglichst großer Verkehrsbedürfnisse gebunden. Es werden hiernach unterschieden: Weltflughäfen, Hauptlandesflughäfen und Bezirksflughäfen. Ihre Auswahl erfolgt nach verkehrswirtschaftlichen Gesichtspunkten. In *betrieblicher* Hinsicht hat der Flughafen die Aufgabe, das Starten und Landen zu ermöglichen, die Flugzeuge mit Betriebsstoffen zu versorgen, zu warten und zu unterhalten, sowie die für die Flugsicherung nötigen Einrichtungen betriebsfähig zu halten und zu bedienen. Je nach dem Umfang des Verkehrs und der betriebstechnischen Ausrüstung werden im öffentlichen Verkehr unterschieden: Flughäfen 1. Ordnung mit großer Verkehrsbedeutung und umfassender betriebstechnischer Ausstattung, Flughäfen 2. Ordnung sowie Hilfslandeplätze für Notlandungen. Daneben gibt es noch Sonderflughäfen (Privatflughäfen, Privatlandeplätze und Segelfluggelände), die dem privaten oder nicht öffentlichen Luftverkehr dienen. Genehmigungspflichtig sind alle Arten von Luftfahrtgeländen (Flughäfen, Landeplätze, Segelfluggelände)¹. Die Leistungsfähigkeit der Flughäfen bestimmt die Gesamtleistungsfähigkeit des Luftverkehrsnetzes, da innerhalb einer Stunde auf einem Flughafen bei guter Sicht bis zu 120, bei sehr schlechter Sicht nur bis zu 14 Verkehrsflugzeuge insgesamt starten und landen können, die eigentliche Luftlinie dagegen nahezu unbeschränkt leistungsfähig ist². In den für den Luftverkehr am stärksten erschlossenen Gebieten Europas und den Vereinigten Staaten von Amerika beträgt die Flughafenentfernung nach dem Verkehrsbedürfnis 300 bis 400 km, nach dem Verkehrs- und Betriebsbedürfnis 200—250 km, die Entfernung der Hilfslandeplätze 40—50 km.

Ist der Flughafen im Rahmen des gesamten Verkehrsnetzes festgelegt, so ist örtlich zu untersuchen, in welcher Lage zur Stadt und an welchem Platz er seine Aufgabe am besten erfüllen kann. Möglichst geringe Entfernung von der Stadt, gute Verbindung mit ihr mittelst Eisenbahn und Kraftwagenlinien, sowie Gleisanschlüsse sind dabei von Wert. Freiheit des Raums von Hindernissen, wie Berge, Schornsteine, Häuser, von Flußnebel, Bodennebel, Rauch und Böen, günstige Lage des Platzes zu der vorherrschenden Windrichtung und seine Eignung nach Größe, Form, boden- und wasserwirtschaftlichen Verhältnissen bestimmen den betrieblichen Wert. Je nachdem alle diese Faktoren, denen eine verschiedene Bedeutung beizumessen ist, günstig oder ungünstig gelagert sind, wird die Lage des Flughafens im engeren Sinn zu betrachten sein. Für Flughäfen, die in einem an sich günstigen Verkehrsgebiet besonders stark unter Nebel leiden, werden vielfach nebelfreie Ausweichflughäfen für Nebeltage in benachbarten nebelgünstiger gelegenen Gebieten vorgesehen.

¹ DORING: „Luftverkehrsgesetz“, Kommentar. Berlin 1937.

² GERLACH: „Betrieb und Gestaltung“ Heft 11d. Forsch. d. Verkehrswiss. Institut f. Luftfahrt Berlin 1937.

Für die eigentliche Ausgestaltung der Flughäfen sind die betriebstechnischen Grundlagen maßgebend und hier in erster Linie die Vorgänge beim *Starten* und *Landen*. Aus dem Kräftespiel beim Starten und Landen ergeben sich die erforderlichen freien Flächen oder Rollängen in Gestalt von Start- oder Landelängen, sowie die nötige Abmessung des Flughafens überhaupt. In Abb. 6 sind für ein normales Verkehrsflugzeug die Perioden und Wege, die sich das Flugzeug auf dem Boden und in der Luft in unmittelbarer Nähe des Bodens bewegen muß, für einen *Landflughafen* dargestellt. Startlänge und Ausrollen sind verschieden je nach Größe und Schwebegeschwindigkeit der Flugzeuge und je nach der Höhenlage des Flughafens, doch muß nach 600 m Startweg das Flugzeug mindestens 20 m Höhe erreicht haben. Gegenüber einem Flughafen in 10 m über N.N. erfordert die Rolllänge für je 300 m mehr über N.N. wegen der geringeren Luftdichte eine Vergrößerung um je 5%. Der flache Flugneigungswinkel beim Starten bestimmt den über dem Flugplatz und in seiner unmittelbaren Umgebung von Hindernissen frei zu haltenden Raum. Da das Starten und Landen am günstigsten stattfinden kann, wenn es gegen den Wind möglich ist, so müssen nach

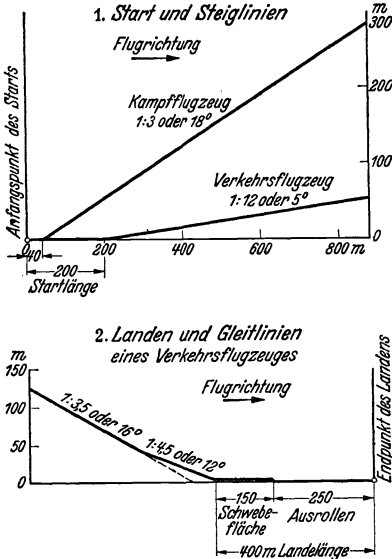


Abb. 6. Ermittlung der freien Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung für das Rollfeld.

allen Seiten des Flugplatzes die Bedingungen für eine sichere Bewegung der Flugzeuge erfüllt sein. Der freie Raum entspricht daher einem auf den Kopf gestellten abgestumpften Kegel von mindestens 600 m Durchmesser für die Grundfläche und 1 : 15 Seitenneigung, neuerdings 1 : 25. Aus Sicherheitsgründen wählt man für Flughäfen 1. Ordnung 1200—1800 m Durchmesser, für Hilfslandeplätze genügt ein

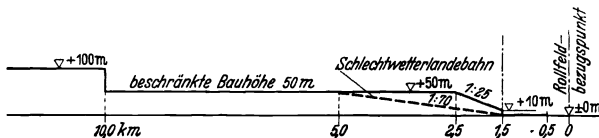


Abb. 6a. Bauschutzbereich und beschränkte Bauhöhe einer Hälfte der Flughafenzonzone.

Durchmesser von 400—600 m. Im übrigen sollte möglichst für jeden Flughafen eine Erweiterung nach mindestens 3 Seiten um je 500—1000 m offen gehalten werden, um allen Entwicklungsmöglichkeiten gerecht zu werden. Den heutigen Bauschutzbereich zeigt Abb. 6a („Nachbarrecht an Flughäfen“ RGBI 1938 I S. 1246).

Mit Rücksicht darauf, daß das Starten und Landen unter großen Geschwindigkeiten von 60—150 km/St. auf einem verhältnismäßig engen Raum vor sich gehen muß, sind die hierbei notwendigen Bewegungsvorgänge als besonders gefährlich anzusehen. Das führt zur grundsätzlichen, räumlichen Unterteilung des Flughafens in eine *Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung*, wo das Starten und Landen sich vollzieht (*Rollfeld*), und in eine *Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung* — auch *Abfertigungsanlage* genannt —, wo die verkehrs- und betriebs-

technische Abfertigung der Flugzeuge vorgenommen wird. Zwischen beiden und am Rande des Flughafens liegt die *neutrale Zone*.

Hiernach würde die ideale Lösung für einen Flughafen die Lage der Fläche 2. Ordnung in der Mitte sein. Ein derartiger Flughafen würde sehr große Ausmaße erhalten müssen und wirtschaftlich kaum vertretbar sein, zumal eine nahezu gleichwertige Lösung erzielt wird wenn die Fläche 2. Ordnung einseitig zur Fläche 1. Ordnung gelegt wird. Damit hierbei die Rollwege der Flugzeuge zwischen der Fläche 1. und 2. Ordnung möglichst kurz werden, empfiehlt sich die grundsätzliche Ausbildung des Flughafens nach der Abb. 7, in der die Fläche 2. Ordnung in die Flughafenfläche vorgeschoben ist. Die Fläche 2. Ordnung ist mit ihrem Abfertigungsgebäude parallel zur vorherrschenden Windrichtung auf Grund eines für den Flughafen maßgebenden *Windhäufigkeitsdiagramms* (J), zu dem die öffentlichen Wetterwarten die erforderlichen Unterlagen geben, zu legen und so auszugestalten, daß der Wind möglichst nicht in Hallen und Abfertigungsgebäude weht und die Mehrzahl der Starts und Landungen in von Gebäuden des Flughafens nicht behinderten Zonen stattfinden kann. Hierzu erweist sich die Staffelung der Flugzeughallen seitlich rückwärts vom Abfertigungsgebäude als besonders zweckmäßig.

Die gleichen Gesichtspunkte wie beim Landflughafen sind bei der Ausgestaltung des *Wasserflughafens* maßgebend. Mit Rücksicht auf den großen Widerstand des Wassers beim Starten sind zur Erreichung der Startgeschwindigkeit größere Startlängen erforderlich, so daß für die Fläche 1. Ordnung eine 2,5 bis 3,0 km lange Wasserfläche nötig ist, bei mindestens 4—6 m Wassertiefe. Die grundsätzliche Anordnung eines Wasserflughafens und seine Orientierung zur vorherrschenden Windrichtung ist aus Abb. 8 ersichtlich. Das Starten und Landen soll sich senkrecht

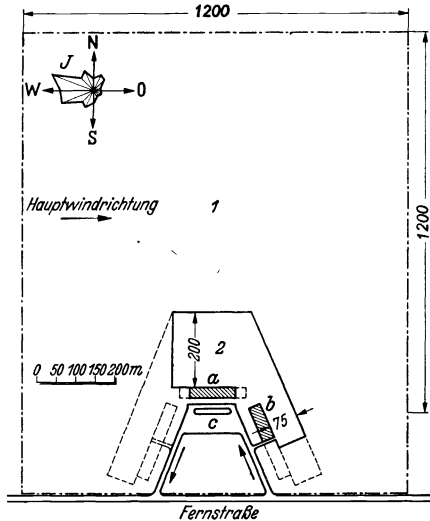


Abb. 7. Grundsätzliche Gestaltung eines Landflughafens. 1 Fläche für Bewegungsvorgänge 1. Ordnung oder Rollfeld. 2 Fläche für Bewegungsvorgänge 2. Ordnung oder Abfertigungsanlage für vorwiegend Durchgangsverkehr. a Abfertigungsgebäude, b Flugzeughallen, c Parkplatz für Kraftwagen, J Windhäufigkeitsdiagramm.

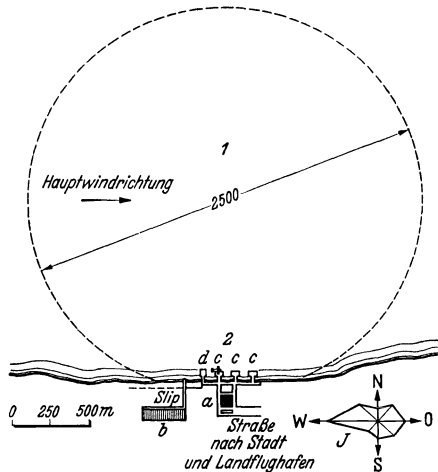


Abb. 8. Grundsätzliche Gestaltung eines Wasserflughafens. 1, 2, a und b siehe Abb. 7. c Anlegepontons, d Werkstattschiff, J Windhäufigkeitsdiagramm.

zu dem etwa aufkommenden Wellenschlag vollziehen. In unmittelbarer Nähe des Wasserflughafens ist in der Regel ein Landflughafen vorzusehen.

B. Ausgestaltung der betriebswichtigen Flächen.

Güte, Eignung und Leistungsfähigkeit eines Flughafens wird im wesentlichen bestimmt durch die Flächen für Starten und Landen, sowie durch die zweckmäßige Gestaltung der Abfertigungsanlagen. Während aber bei den Start- und Landeflächen eine Erweiterung zur Steigerung der Leistungsfähigkeit nur durch einen zweiten Flughafen oder durch ein zweites Rollfeld möglich ist, bietet die keilförmig ausgebildete Fläche 2. Ordnung eines Flughafens genügend große Erweiterungsmöglichkeit für jeden Verkehrsumfang.

Die geeignete Form eines Landflughafens ist ein Rechteck oder Quadrat, das sich am besten den üblichen Grundstücksgrenzen anpaßt und auch in seiner regelmäßigen Umgrenzung dem Flugzeugführer eine gute Kennung aus der Luft ermöglicht. Die Mitte des Platzes oder der Fläche 1. Ordnung wird durch ein Landekreuz und die Windrichtung durch eine Rauchfahne an diesem Punkt oder durch einen besonderen Windanzeiger an anderer geeigneter Stelle, meist in der Nähe des Abfertigungsgebäudes, gekennzeichnet. Gegen die Windrichtung gesehen, wird rechts vom Landekreuz gelandet und links von ihm, im Abstand der neutralen Zone, gestartet.

Von besonderer Bedeutung ist die *Oberfläche des Rollfeldes*, auf dem das Starten und Landen vor sich geht. Sie soll möglichst eben sein. Kurze Geländewellen sind aus fliegerischen Gründen und zur Verhütung von Schattenbildungen bei Scheinwerferlandungen zu vermeiden. Die stärkste Geländeneigung im Bereich des Rollfeldes darf 1 : 80—1 : 100 nicht übersteigen, Kuppen und Wannen von 300 m und mehr Länge und mit Seitenneigungen von 1 : 100 sind noch zulässig. Die Ausrundung der Gefällwechsel hat mit einem Halbmesser von 2000 m zu erfolgen.

Die *Decke des Rollfeldes* soll beim Starten möglichst geringen Rollwiderstand bieten, beim Landen möglichst elastisch den Landestoß auffangen, außerdem muß sie genügend tragfähig sein. Da die Festigkeitsannahmen für Flugzeuge vorschreiben, daß ein Flugzeug beim Landen einen Stoß aufnehmen kann, der gleich dem 4fachen des toten Gewichts ist, so wird die Rollfläche durch die Laufräder im Höchstfalle mit einem dynamischen Druck von 18—20 kg/cm² beansprucht. Ihre statische Beanspruchung durch ein ruhendes Flugzeug beträgt 4—5 kg/cm². Nur eine geschlossene elastische Decke vermag diesen erheblichen Druck der Laufräder vor allem im Augenblick des ersten Aufsetzens beim Landen zu verarbeiten, doch wird in diesem Punkt auch der Flugzeugkonstrukteur durch Anbringen stoßdämpfender Mittel am Flugzeug mithelfen müssen, die beste Lösung zu finden.

Eine gute *Grasnarbe*, die besonders in mittelschwerem Boden bei genügend Feuchtigkeitsgehalt der Luft gedeiht, entspricht weitgehend den an die Oberfläche des Rollfeldes zu stellenden Anforderungen. Aber mit der Zunahme der Flugzeuggewichte und der stündlichen Beanspruchung der Fläche durch Starts und Landungen sowie bei allen für den Graswuchs ungünstigen Bodenarten wird sie vielfach nicht mehr genügen, sondern durch befestigte Flächen, sogenannte Start- und Landebahnen oder *Rollbahnen* zu ersetzen sein. Am nachteiligsten sind für die Grasdecke Drehungen der Flugzeuge auf der Stelle, vor allem in den Zeiten längerer Niederschläge, die den Grasboden sehr nachgiebig machen. Feste Decken sind schon bei mittlerem Verkehr überall dort erforderlich, wo der Boden die Bildung einer dichten Grasnarbe nicht gestattet, wie beispielsweise bei felsigem Untergrund, zu hohem Grundwasserstand, Moor- und Sumpfboden oder reinem Sandboden, wobei letzterer allerdings durch Mischung mit bindenden Bodenarten aufgebaut und für Graswuchs günstiger gestaltet werden kann.

Da auf Verkehrsflughäfen ein gleichzeitiges Starten und Landen von Flugzeugen aus Gründen der Sicherheit nicht in Frage kommt, genügt eine Breite

für die Start- und Landebahnen von 50 m. (Für die Hauptstartbahn in der Schlechtwetterlandebahn 80 m). Ihre Richtung und Zahl ist so zu wählen, daß ein Flugzeug unter einem Seitenwinkel von höchstens $22,5^\circ$ zur Windrichtung noch sicher landen und rollen kann. Das ergibt einen Winkel zwischen zwei befestigten Bahnen von 45° . Es ist in der Regel nicht notwendig, nun aus der Mitte des Rollfeldes heraus nach allen Richtungen befestigte Flächen strahlenförmig unter 45° zueinander herzustellen, sondern es genügt die Anlage der befestigten Start- und Landebahnen in zwei Hauptwindrichtungen, die sich aus dem Winddiagramm ergeben, während für die übrigen Windrichtungen, die seltener vorkommen, vielfach die zwischen den Bahnen vorzusehende Rasenfläche des Flughafens benutzt werden kann. In der Regel beträgt die Länge der Bahnen 1000—1500 m. Überall dort, wo das Start- und Landebahnssystem nicht ohnehin die Bewegungen der Flugzeuge zwischen der Abfertigungsanlage und den Flughallen einerseits und den Bahnen andererseits *außerhalb* der gerade nach den Wind- und Sichtverhältnissen zum Starten und Landen zu benutzenden Rollbahn gestattet, sind die Enden der Start- und Landebahnen durch eine 15—20 m breite befestigte *Randbahn* miteinander zu verbinden, die bis zur Abfertigungsanlage zu führen ist. Dann ergibt sich eine Lösung für die Anlage von Rollbahnen, wie sie in Abb. 9 auf Grund des Winddiagramms für einen Flughafen aufgezeichnet ist. Die Abfertigungsanlage liegt im Sektor geringster Windhäufigkeit des Winddiagramms, so daß sie grundsätzlich im Interesse der Sicherheit nicht überflogen zu werden braucht.

Die Start- und Landebahnen können nach dem Bodenmischverfahren¹, als Bitumendecke auf Packlage und als Betondecke, die beiden letzteren nach den im Straßenbau üblichen Regeln, hergestellt werden, bei einem Quergefälle von 1% und einer Gesamtstärke von 15—30 cm (Abb. 10). Durch die Decke wird der vom Flugzeug ausgehende Druck unter 45° auf den Boden verteilt, so daß je nach Deckenstärke bei Stoßlandungen eine Bodenbeanspruchung von höchstens $3\text{--}5\text{ kg/cm}^2$ und bei ruhendem Flugzeug von $0,7\text{--}1,2\text{ kg/cm}^2$ eintritt.

Sehr wichtig ist eine gute *Entwässerungsanlage* für die gesamte Flughafenfläche². Es genügt hierbei nicht die einfache Drainage, sondern, da zur Erhaltung der Tragfähigkeit des Bodens die Abführung des Oberflächenwassers in kurzer Zeit geschehen muß, ist eine wesentlich leistungsfähigere Entwässerungsanlage vorzusehen, die in der Lage ist, $2,0\text{--}2,5\text{ l/sec/ha}$ abzuführen, gegenüber $0,6\text{ l/sec/ha}$ bei gewöhnlicher Drainage. Da hierdurch aber dem Rasen die sonst vorhandene Wasserreserve entzogen wird, ist für die Zeit der Trockenheit zur Erhaltung

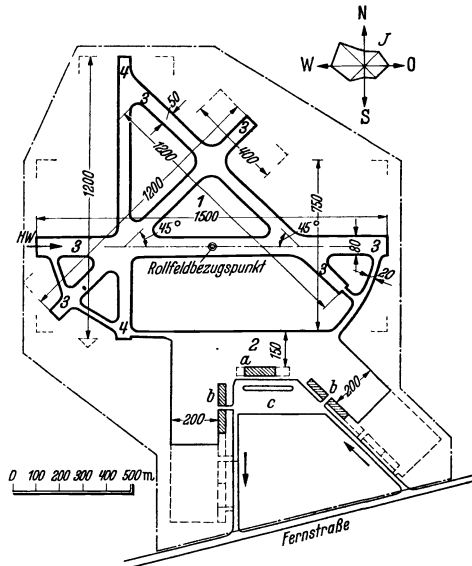


Abb. 9. Landflughafen mit befestigten Rollbahnen, Abfertigungsanlage für vorwiegend Endverkehr. Erläuterungen s. Abb. 7, ferner (3) Rollbahnen mit großer Windhäufigkeit, (4) mit geringer Windhäufigkeit, HW Hauptwindrichtung.

¹ BILFINGER, R.: Oberflächenbefestigung von Rollfeldern. Industrie- und Handelsverlag. Berlin 1937. — ² FRASCH, W.: Ent- und Bewässerung von Flugplätzen. Breslau 1938.

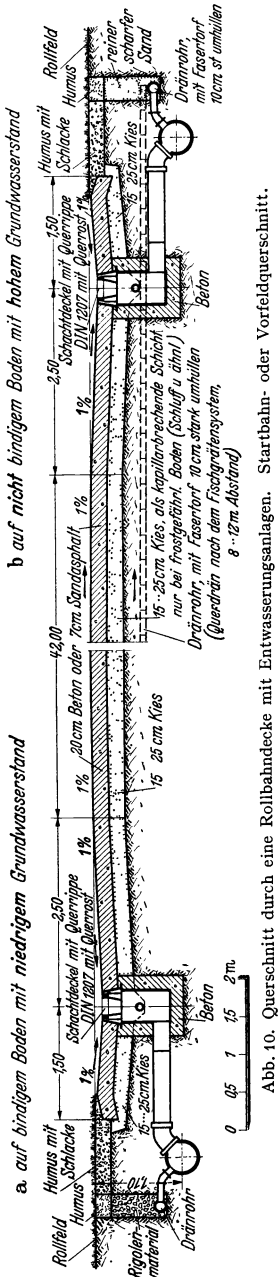


Abb. 10. Querschnitt durch eine Rollbahndecke mit Entwässerungsanlagen. Startbahn- oder Vorfeldquerschnitt.

eines ständig guten Rasens vielfach ein Bewässerungssystem unter dem Rasen vorzusehen, zu dem wieder die Drainageanlage gleichsam in umgekehrtem Sinn ausgenutzt wird.

Für den Verkehr bei Dunkelheit sind im Bereich der Flughafenzone alle Hindernisse durch eine eindeutige und wirkungsvolle Beleuchtung meist mit rotem Licht kenntlich zu machen, ein Ansteuerungsfeuer ist aufzustellen und die Umrandung des Flughafens ist durch Lichter im Abstand von 60—80 m bei Häfen in der Nähe der Stadt und 100—120 m bei weiter von der Stadt entfernt liegenden Häfen zu kennzeichnen. Das Rollfeld ist auf einer Fläche von 300 × 600 m durch schattenfreies Licht mittels 4 fester oder eines fahrbaren Scheinwerfers, die mit ihrem Lichtkegel auch die Hauptwindrichtung angeben, zu beleuchten. Die hierzu notwendigen baulichen Anlagen werden zweckmäßig bei der Anlage des Flughafens vorgesehen.

Die Ausgestaltung der Fläche für die Bewegungsvorgänge 2. Ordnung wird bestimmt durch die Arbeiten, die in verkehrlicher und betrieblicher Hinsicht auf ihr vorzunehmen sind. Die verkehrliche Abfertigung verlangt die Anlage von Flugsteigen, Abfertigungsräumen und Warteräumen für den Verkehr, die betriebliche, vorwiegend maschinentechnische Abfertigung erfordert Flugzeughallen mit befestigten Vorfeldern, kleine Werkstätten, Tankanlagen, Betriebsräume für den eigentlichen Flugbetrieb, sowie Räume für Funkleitung und Wetterberatung für die Flugsicherung. Die Baulichkeiten für die Funkpeilstelle sind im Zuge der Hauptwindrichtung am Rand des Flughafens aufgestellt und mit der im Abfertigungsgebäude befindlichen Funkleitung durch Nachrichtenmittel verbunden. Die Schaltanlagen für die Beleuchtung und das Nachrichtenwesen für Flughafen und Strecke sind im Abfertigungsgebäude zusammengefaßt.

Die Gruppierung und Anordnung aller Baulichkeiten und Anlagen zueinander ist verschieden, je nachdem der Flughafen vorwiegend dem Durchgangsverkehr (Abb. 7) dient, die meisten Flugzeuge also den Flug fortsetzen, oder dem Endverkehr (Abb. 9), bei dem die meisten Flugzeuge den Flug auf dem Flughafen beenden oder beginnen. Eine befestigte 30—40 m breite Fläche verbindet Hallen, Abfertigungsgebäude und Flugsteige miteinander, auf der Flugzeuge, Reisende, Fracht und Post genügend sicher bewegt werden können. Die Befestigung der Flächen vor den Hallen (Vorfelder) erhält bei Durchgangsflughäfen eine 2—2,5fache, bei

Endflughäfen eine 3—4fache Größe des zugehörigen überbauten Hallengeländes. Sie ist so auszubilden, daß Benzin und Öl sie nicht angreifen. Bitumen ist ungeeignet, Klinker und Beton sind vorzuziehen. Ganz allgemein sollte räumlich die Anlage für die verkehrliche Abfertigung von den Flughallen getrennt sein, damit die Verkehrsabfertigung nicht durch die technische Abfertigung der Flugzeuge behindert wird und damit grundsätzlich Arbeiten am Flugzeug unter klarer Arbeitsteilung von den verschiedenen Personalgruppen für Verkehr und Betrieb erledigt werden können.

Die *Flugsteige* liegen zweckmäßig in der Hauptachse der Eingangshalle des Abfertigungsgebäudes. Ihre Größe richtet sich nach dem Umfang des Verkehrs und der Art der Abfertigung der Flugzeuge am Flugsteig. In der Regel werden gleichzeitig abzufertigende Flugzeuge in der Tiefe gestaffelt aufgestellt, so daß die Länge des Flugsteigs bei großen Flughäfen für vorwiegend Durchgangsverkehr 150—200 m, für vorwiegend Endverkehr 120—150 m bei einer Breitenausdehnung von 150—200 m beträgt. Um ein bequemes und gegen Witterungseinflüsse geschütztes Ein- und Aussteigen der Reisenden zu ermöglichen, werden vielfach zwischen Abfertigungsgebäude und Flugsteig feste oder teleskopartig ausgebildete bewegliche niedrige Überdachungen vorgesehen.

Das *Tanken* kann mit beweglichen Tankanlagen (Tankwagen) oder aus unterirdischen Tankanlagen vorgenommen werden, wobei letztere vor allem für das Hallenvorfeld zu empfehlen sind, erstere dagegen für das Tanken am Flugsteig. Ein Großflugzeug faßt 1500—2000 l Betriebsstoff, was ungefähr der Füllung eines Tankwagens entspricht, ein Kleinflugzeug 300—600 l. Die unterirdischen Tanks sollen je mindestens 20000 l und höchstens 50000 l Fassungsraum haben. In einer Minute soll jede Zapfstelle mindestens 200 l liefern, damit die Abfertigungszeit durch die Betriebsstoffergänzung möglichst niedrig gehalten werden kann.

Das *Abfertigungsgebäude* soll eine schnelle und pünktliche Abfertigung von Reisenden, Post und Fracht gestatten und dem Publikum die nötige Bequemlichkeit bieten. Es wird auf größeren Flughäfen mit Räumen für Zollbehandlung

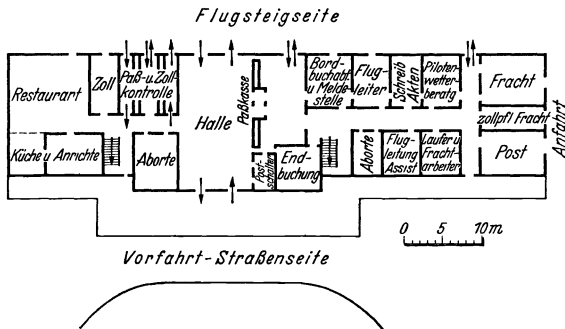


Abb. 11.

Fracht und Post auszustatten sein. Außer den Räumen für die Flughafenverwaltung (4—6) und für die Flughafenleitung (3—4) sind Räume für die Flughafenleitung (8—12), Unterkunft des Flugpersonals, Funkleitung (3—4) und Wetterdienst (4—8) vorzusehen. Ein in Dachhöhe gelegener Aufsichtsraum dient der Regelung der Bewegungsvorgänge auf dem Flughafen durch die Flughafenleitung. Die Bewegungen von Reisenden in geschlossenen und überdeckten Räumen ist bei allen Verkehrsmitteln den gleichen Gesetzen unterworfen. Nach diesen Gesetzen empfiehlt sich die Ausbildung des Abfertigungsgebäudes für einen Landesflughafen nach Abb. 11, für einen Weltflughafen nach Abb. 12. Im Obergeschoß sind in der Regel die Räume für die Flughafenverwaltung, Funkleitung und Wetterberatung untergebracht.

Die *Flugsicherung* in der Nähe der Flughäfen verlangt wegen der Häufung der Bewegungsvorgänge im Raume der strahlenförmig zusammenlaufenden Fluglinien andere Maßnahmen als auf der Flugstrecke. Sobald ein anfliegendes Flugzeug in einen Umkreis von 30—40 km oder in die *Flughafennahzone* gelangt ist, erhält es je nach den Sicht- und Betriebsverhältnissen nähere Anweisungen über Flugrichtung und Höhenlage, damit Zusammenstöße in der Luft vermieden werden. Bei sehr schlechter Sicht wird es durch ein besonderes Schlechtwetterlandeverfahren über die Schlechtwetterlandeabahn, die für europäische Wetterverhältnisse in günstiger Weise in der Hauptwindrichtung liegt und unbedingt in einer Breite von 750 m von Hindernissen frei sein muß, in den Flughafen hineingelotet. Hierzu ist technisch neben einer besonderen Blindlandeanlage auf dem Flughafen

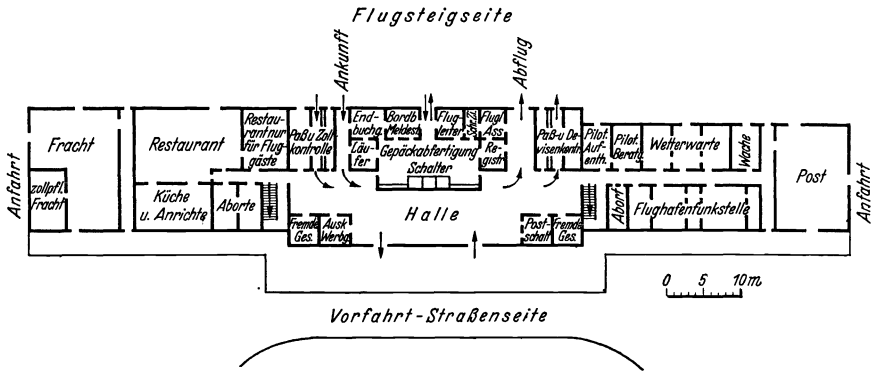


Abb. 12.

in 4 km Entfernung vom Flughafen ein Vorsignal und in 300—400 m Entfernung ein Hauptsignal mit Funkkennung aufzustellen, das dem Flugzeug Anhaltspunkte für den richtigen Landeweg gibt. Das hierzu und für den gesamten Funkpeilverkehr nötige möglichst niedrig gebaute Funkpeilhaus liegt zweckmäßig im Zuge der Haupteinflugrichtung am Platzrand. Es hat 2—3 Räume und ist mit den erforderlichen Funkpeilanlagen ausgerüstet.

Die größten Gebäude eines Flughafens sind die *Flughallen*, die dem technischen Betrieb zur Unterbringung und Wartung der Flugzeuge sowie zur Vornahme von Reparaturen dienen¹. Die Rücksicht auf den Flugbetrieb verlangt möglichst niedrige und flache Hallen. Sie werden zweckmäßig im Interesse einer möglichst günstigen Anflugfreiheit zum Flughafen keilförmig nach rückwärts rechts und links zu dem vorgeschobenen Abfertigungsgebäude gruppiert. Auch ist diese Lage geeignet, die Flugsteiganlage und das Abfertigungsgebäude möglichst von dem Motorengeräusch der vor den Hallen stehenden Flugzeuge frei zu halten. Ihre Größe richtet sich nach Art und Zahl der aufzunehmenden Flugzeuge. Für Verkehrsflugzeuge sind in der Regel Hallen mit Toröffnungen bis zu 80 m Breite und von 9—12 m Höhe bei einer Hallentiefe von 40—50 m vorzusehen. Die Tore dürfen in offenem Zustand nicht über die Umgrenzung der Hallen hinausragen, damit die Einflugfläche für die Flugzeuge nicht zeitweise zum Nachteil der Sicherheit durch sie beschränkt wird. Die Hallen sind so aufzustellen, daß ihre Erweiterung nicht durch andere Baulichkeiten behindert ist und die Anflugfreiheit des Flughafens möglichst wenig eingeschränkt. Aus diesem Grund sollte auch das Abfertigungsgebäude grundsätzlich so weit von den Hallen abgerückt werden, daß auch seine Erweiterung möglich ist.

Die *Leistungsfähigkeit* eines Flughafens wird beim Rollfeld im wesentlichen durch die Sichtverhältnisse, bei der Abfertigungsanlage durch die Zahl der Flug-

¹ MEHMEL: „Neuzeitliche Flugzeughallen“. Zbl. Bauverw. 57 (1937) S. 211.

zeuge, die gleichzeitig abgefertigt werden können, bestimmt. Beides muß organisch aufeinander abgestimmt sein, doch ist die Leistungsfähigkeit des Rollfeldes vor allem bei schlechter Sicht maßgebend für die Gesamtleistungsfähigkeit des Flughafens.

Bei guter Sicht kann auf einem Landflughafen alle 30 Sek. ein Flugzeug starten oder landen, so daß die theoretische Höchstleistung eines Rollfeldes in der Stunde 60 Starts und 60 Landungen beträgt. Bei sehr schlechter Sicht mit Wolkenhöhe kleiner als 100 m über dem Platz, Sichtweite weniger als 1 km und geschlossener Wolkendecke dauert eine Landung nach dem Schlechtwetterlandeverfahren 10—15 Min., ein Start 2—3 Min., so daß eine stündliche Leistung von 10—14 Starts + Landungen erreichbar ist. Auf den größten Flughäfen beträgt heute bereits die Höchstzahl der Starts + Landungen in der Stunde 10—12. Für den Luftverkehr ist daher die Steigerung der Leistungsfähigkeit des Rollfeldes bei sehr schlechter Sicht, etwa durch Vermehrung der Flughäfen für eine Stadt oder durch Verbesserung des Blindlandeverfahrens, bereits ein sehr ernstes Problem. Praktisch kann heute bei Bodennebel oder bei Wolkenhöhe von weniger als 20 m über dem Flughafen überhaupt nicht mit Sicherheit gelandet werden, so daß zur planmäßigen Durchführung des Luftverkehrs bei dieser Sichtlage benachbarte nebelfreie Ausweichflughäfen angefliegen werden müssen.

C. Anlage- und Betriebskosten der Bodenorganisation.

Die *Anlagekosten* der Landflughäfen betragen 3—6 Mill. RM., je nachdem die Einplanung der Flughafenfläche in geringem oder größerem Umfang notwendig ist. Die Anlage der Fläche für die Bewegungsvorgänge 2. Ordnung mit einem Abfertigungsgebäude, zwei Hallen und befestigten Flächen kostet ~ 800 000 RM. für einen Landesflughafen und ~ 1 500 000 RM. für einen Weltflughafen. Die jährlichen *Betriebskosten* für einen Flughafen betragen 4—500 000 RM., die durch Einnahmen aus Landegebühren, Wirtschaftsbetrieben, Mieten, Betriebsstoffverkauf zum Teil gedeckt werden, im übrigen durch Zubeußen von dritter Seite. Der Anteil der Flughafenbetriebskosten an den gesamten Selbstkosten des Luftverkehrs beträgt je nach dem Verkehrsumfang 6—8 %. Die Einrichtung einer Flugstrecke für den Nachtluftverkehr erfordert 800 RM. je km, ihre betriebsfähige Unterhaltung jährlich 300 RM. je km. Für Wasserflughäfen sind die Anlagekosten im allgemeinen geringer, da in der Regel nur für die Herrichtung der Fläche 2. Ordnung besondere Kosten aufzuwenden sind, die in ähnlichem Umfang sich bewegen wie bei den Landflughäfen.

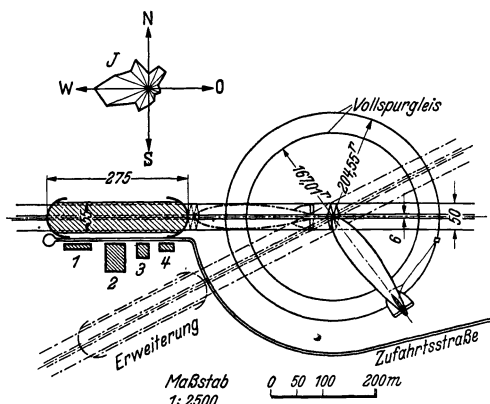


Abb. 13. Grundsätzliche Gestaltung eines Luftschiffhafens
1 Verwaltungsgebäude, 2 Hochdruckanlage,
3 Verdichterhaus, 4 Werkstattgebäude,
J Windhäufigkeitsdiagramm.

D. Luftschiffhäfen.

Für den Luftschiffverkehr, für den eine große Luftschiffhalle, Gasfüllanlagen, Betriebsräume und eine Werkstätte vorzusehen sind, betragen die Anlagekosten 12—15 Mill. RM. Die grundsätzliche Ausbildung eines Luftschiffhafens, zu der besondere Ausführungen nicht zu machen sind, zeigt Abb. 13. Wichtig ist, daß die Achse der

Luftschiffhalle in die Hauptwindrichtung gelegt wird, um das Ein- und Ausbringen des Luftschiffs zu erleichtern. Der 20 m hohe Ankermast ist beweglich und von ihm ist im Abstand der Länge des Luftschiffes ein Rundgleis angebracht, auf dem das hintere Ende des Luftschiffes festgehalten und bewegt werden kann. Seitliche Führungsseile sind an Laufkatzen befestigt, die an einem Bodengeleise verankert sind und sich mit dem Luftschiffankerast bewegen. An Stelle des Rundgleises kann auch eine drehbare Halle treten.

Es empfiehlt sich nicht, einen gemeinsamen Flughafen für Luftschiffe und Flugzeuge zu errichten, wenn der Flugzeughafen nicht lediglich dem Zubringerverkehr für das Luftschiff dient, sondern ein Glied eines geschlossenen Luftverkehrsnetzes darstellt. Bei den vielfach notwendigen längeren Landungsmanövern der Luftschiffe wird ein in unmittelbarer Nähe des Luftschiffhafens liegender Flugzeughafen in seinem Betrieb gestört und beide behindern und gefährden sich gegenseitig. Ein Abstand des Luftschiffhafens von dem Flugzeughafen von mehreren Kilometern ist im Interesse der Sicherheit und Leistungsfähigkeit beider Anlagen vorzusehen. Der Übergang der Reisenden zwischen beiden Flughäfen ist durch eine gute Kraftwagenverbindung zu gewährleisten. Sie ist geeignet, die räumliche Trennung ohne Schwierigkeit und Zeitverlust auszugleichen.

Literaturverzeichnis.

PIRATH: Flughäfen in Ausgestaltung und Betrieb. Bautechn. 7 (1929) S. 287. — v. BEVERDESIMON: Flughafenanlagen. Berlin 1931. — PIRATH: Heft 4 und 5 der Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt. München und Berlin 1931 und 1932. — PIRATH, PETZEL, RÖSSGER: Die Grundlagen der Flugsicherung. München u. Berlin 1933. — v. MISES: Fluglehre. Berlin 1933. — IMMLER: Flugzeugnavigation. München 1934. — BILFINGER: Oberflächenbefestigung von Rollfeldern. Berlin 1937. — PIRATH, GERLACH: „Flughäfen (Raumlage, Betrieb und Gestaltung)“. Heft 11 d. Forschungsergebnisse d. Verkehrswissensch. Instituts für Luftfahrt, Berlin 1937. — FRASCH: Ent- und Bewässerung von Flugplätzen. Breslau 1938. — PIRATH, ZETZMANN: „Flughäfen (Entwicklungslage und Flugsicherung)“. Heft 13 d. Forschungserg. d. Verkehrswissensch. Instituts für Luftfahrt. Berlin 1939.

Straßenbau.

Von

Dr.-Ing. **KURT RISCH,**

o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

I. Einteilung und Verwaltung der deutschen Straßen.

A. Begriff und Einteilung.

1. Straßen sind planmäßig hergerichtete und befestigte Wege für Fußgänger, Tiere und Fahrzeuge.

2. Nach **Verwaltungsgrundsätzen** werden unterschieden:

a) *Kraftfahrbahnen*, die nur dem Verkehr von Kraftfahrzeugen dienen;
b) *Landstraßen*, Verbindungen von Ort zu Ort für den gemischten Verkehr von Fußgängern, Tieren und Fahrzeugen aller Art. Zu ihnen rechnen:

α) *Reichsstraßen*. Sie verbinden die Zentren des wirtschaftlichen und kulturellen Lebens und dienen dem Fern- und Nahverkehr.

β) *Landstraßen I. Ordnung*. Sie vermitteln den Anschluß an die Reichsstraßen und einen über das Gebiet mehrerer Kreise oder gleichgeordneter Verwaltungsbezirke hinausgehenden Durchgangs- und Nahverkehr.

γ) *Landstraßen II. Ordnung*. Sie dienen einem engeren Verkehrsgebiet und der Vermittlung des örtlichen Verkehrs zwischen Ortschaften und Reichsstraßen oder Landstraßen I. Ordnung, zwischen mehreren Ortschaften untereinander, oder zwischen Ortschaften und Eisenbahnhaltestellen, Schiffslandeplätzen usw. Welche Straßen als Reichsstraßen oder als Landstraßen I. oder II. Ordnung zu gelten haben, bestimmt der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen (Ges. vom 26. 3. 1934).

c) *Sonstige Straßen und Wege*. Sie dienen dem Verkehr innerhalb eines, mitunter auch mehrerer Gemeindebezirke und innerhalb der Städte und Dörfer. Straßen innerhalb einer geschlossenen Ortslage im Zuge von Reichsstraßen, Landstraßen I. oder Landstraßen II. Ordnung werden mit „*Ortsdurchfahrten*“ bezeichnet.

3. Die **Straßenverkehrs-Ordnung** (StVO.) vom 13. 11. 1937 mit Änderungen vom 13. 10. 1938, 3. 5. 1939 und 3. 10. 1939 hebt unter den Straßen nur die *Hauptstraßen* hervor, die durch eine gewisse Stärke des Verkehrs ausgezeichnet und durch amtliche Verkehrszeichen kenntlich gemacht sind.

Sämtliche Reichsstraßen sind Hauptstraßen. Im übrigen bestimmen die Verkehrs-Polizeibehörden, welche Straßen Hauptstraßen sind. An Straßenkreuzungen und Einmündungen sind Straßenfahrzeuge auf den Hauptstraßen vorfahrtberechtigt gegenüber solchen von Seitenwegen herkommenden. Im übrigen ist das von rechts kommende Fahrzeug bevorrechtigt; jedoch haben durch Maschinenkraft angetriebene Schienenfahrzeuge und Kraftfahrzeuge die Vorfahrt vor anderen Verkehrsteilnehmern.

4. Nach dem **Benutzungsrecht** unterscheidet man:

a) *öffentliche Straßen*, die jedermann zur Benutzung im Rahmen des Gemeingebrauches freistehen;

b) *nicht öffentliche Straßen*, deren Benutzung vom Wegeigentümer oder Baulastträger jederzeit völlig verhindert oder auf bestimmte Verkehrsteilnehmer beschränkt werden kann.

B. Verwaltung.

1. **Kraftfahrbahnen.** Für den Bau, den Betrieb und die Verwaltung der *Kraftfahrbahnen* des deutschen Reiches ist ein besonderes Unternehmen unter dem Namen „*Reichsautobahnen*“ geschaffen worden (Ges. vom 27. 6. 1933, vom 7. 8. 1933, vom 1. 6. 1938, vom 25. 7. 1938, vom 29. 5. 1941). Die Dienststellen der „*Reichsautobahnen*“ sind Behörden. Oberste Organe sind der Vorstand und der Beirat. Vorsitzter des Vorstandes ist der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen. Mitglied und Vorsitzter des Beirates ist der Reichsverkehrsminister.

2. **Landstraßen.** a) *Die Reichsstraßen* und die Ortsdurchfahrten im Zuge von Reichsstraßen in Gemeinden mit 6000 oder weniger Einwohnern nach der Zählung am 16. 6. 1933 werden vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen verwaltet. Er bedient sich zur Erfüllung seiner Aufgaben der Länderverwaltungen, in Preußen der Provinzialverwaltungen.

b) *Die Landstraßen I. Ordnung* und die Ortsdurchfahrten im Zuge von Landstraßen I. Ordnung in Gemeinden mit 6000 oder weniger Einwohnern am 16. 6. 1933 werden von den Ländern und preußischen Provinzen verwaltet.

Die betreffenden Verwaltungen unterstehen in Angelegenheiten des Baues und der Verwaltung dieser Straßen der unmittelbaren Fachaufsicht des Generalinspektors.

c) Über die *Landstraßen II. Ordnung* übt der Generalinspektor die Fachaufsicht aus. Die Verwaltung und Unterhaltung obliegen den Länderverwaltungen, in Preußen den Provinzialverwaltungen.

d) *Die sonstigen Straßen* und Wege werden von den Gemeinden oder Gemeindeverbänden verwaltet. Über die Notwendigkeit, die Art und den Zeitpunkt des Ausbaues der im Zuge von Reichsstraßen liegenden Ortsdurchfahrten, die von Gemeinden oder Gemeindeverbänden unterhalten werden (Reichsstraßen in Gemeinden mit mehr als 6000 Einwohnern am 16. 6. 1933) entscheidet der Generalinspektor im Einvernehmen mit der Kommunalaufsichtsbehörde. Bei Ortsdurchfahrten im Zuge von Landstraßen I. oder II. Ordnung treten an die Stelle des Generalinspektors die obersten Straßenbaubehörden der Länder und der preußischen Provinzen.

Träger der Straßenbaulast für öffentliche Straßen sind das Reich, die Länder, die preußischen Provinzen, Kreise, Ämter, Gemeindeverbände oder Gemeinden.

Die Straßenaufsicht und Wegbaupolizei liegt beim Generalinspektor (Ges. vom 26. 3. 1934, Verordnung vom 25. 3. 1939).

II. Fahrzeuge, Widerstände und Zugkräfte.

A. Fahrzeuge.

1. Die für den **Straßenbau** wichtigsten **Merkmale** der Fahrzeuge sind:

a) *Länge, Breite, Höhe.* Die Größtmaße sind in der Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO) vom 13. 11. 1937 angegeben mit: 2,50 m Breite für Fahrzeuge von mehr als 7 t Gesamtgewicht; 2,35 m Breite für die übrigen Fahrzeuge. Land- und forstwirtschaftliche Arbeitsmaschinen fallen nicht unter diese Bestimmungen. Höhe 4,00 m von Straßenoberkante gerechnet, Länge eines Zuges miteinander verbundener Fahrzeuge 22 m. Außer bei land- und forstwirtschaftlichen Erzeugnissen darf die Breite der Ladung 2,5 m, die Höhe 4,0 m nicht überschreiten. Äußerste Länge von Ladung und Fahrzeug 22 m.

b) *Achsdruck.* Höchstwerte nach der StVZO (§ 34): für zweiachsige Kraftfahrzeuge mit Luftreifen und für zulässig erklärte Gummireifen 8,0 t, wobei das Gesamtgewicht (Summe der Achsdrücke) 13 t nicht überschreiten darf; für nicht aufgesattelte Anhänger 5,5 t; für andere Bereifungen 4,0 t.

c) *Raddruck.* Höchstwerte nach der StVZO (§ 36): bei metallischer Bereifung 125 kg je cm Reifenbreite.

d) *Achsstand.* Nach der StVZO muß der Abstand zwischen 2 Achsen eines Fahrzeuges oder zweier miteinander verbundener Fahrzeuge mindestens 0,3 m je t der Summe der für diese Achsen zulässigen Achsdrucke betragen. Ausnahmen siehe StVZO § 35.

e) Die *weiteren Merkmale*: Nutzlast, Eigengewicht und Dauermotorleistung, sowie die tatsächlich ausgeführten Breiten, Längen und Achsstände sind aus Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1.

Bezeichnung des Fahrzeuges	Länge über alles		Breite über alles mm	Größter Rad-stand mm	Nutzlast kg	Eigengewicht kg	Dauer-Motorleistung PS
	ohne Deichsel mm	mit Deichsel oder Zuggabel mm					
1. Handwagen.							
a) einachsige	Kleinstwerte	1 100	1 900	1 100		150	
	Größtwerte	1 300	2 200	1 500		500	
b) zweiachsige	Kleinstwerte	1 200	2 200	550	700	200	
	Größtwerte	1 800	2 800	700	1 050	450	
2. Pferdefuhrwerke.							
zweiachsige							
a) Leiterwagen	Kleinstwerte	4 000	6 000	1 400	1 850	1 000	500
	Größtwerte	6 000	9 500	1 600	4 000	2 000	1 000
b) Rollwagen	Kleinstwerte	3 500	7 500	1 600	2 700	1 500	600
	Größtwerte	6 000	10 200	2 100	4 300	10 000	3 250
c) Pritschenwagen einspannig	Kleinstwerte	3 000	5 000	1 400	1 850	1 000	500
	zweispännig	4 500	8 500	2 000	2 750	7 500	1 000
3. Kraftfahrzeuge.							
a) Personenkraftwagen							
	Kleinstwerte	3 680		1 375	2 250	350	670
	Größtwerte	5 570		1 930	3 760	960	2 830
b) Omnibusse	Kleinstwerte	6 310		2 200	4 000	1 550	3 580
α) zweiachsige	Größtwerte	10 220		2 500	6 000	4 100	7 380
β) dreiachsige	Größtwerte	11 970		2 500	6 000—14 500	~ 7 000	10 900
c) Lastkraftwagen							
α) zweiachsige	Kleinstwerte	3 850		1 550	2 670	600	450
	Größtwerte	9 450		2 500	5 700	8 000	7 100
β) dreiachsige	Kleinstwerte	4 765		2 250	2 445—910	~ 1 500	1 700
	Größtwerte	10 430		2 500	5 700—13 500	10 000	8 950
4. Anhänger.							
a) einachsige	Kleinstwerte	1 300	2 000	1 375	—	250	70
	Größtwerte	2 650	3 950	2 030	—	2 000	750
b) zweiachsige	Kleinstwerte	3 150	4 750	2 130	1 875	2 500	1 220
	Größtwerte	5 180	6 950	2 380	3 480	8 000	3 340
c) dreiachsige	Kleinstwerte	7 660	9 600	2 350	4 320—1 260	10 500	5 000
	Größtwerte	7 720	9 700	2 400	4 225—14 500	12 000	5 200
5. Schlepper.							
	Kleinstwerte	3 100		1 680	1 920	1 200	3 000
	Größtwerte	5 640		2 450	3 400	20 000	7 150
6. Sattelschlepper.							
	Kleinstwerte	5 010		2 200	3 200	6 000	2 835
	Größtwerte	6 600		2 350	3 945	19 000	9 100
7. Anhänger für Sattelschlepper.							
	Kleinstwerte	4 650		2 140		4 500	1 600
	Größtwerte	8 150		2 360		12 000	4 600
8. Motorrad.							
	Kleinstwerte	1 920		650	1 225	90	50
	Größtwerte	2 175		830	1 450	210	193
9. Fahrrad.							
	Kleinstwerte	~ 1 900		~ 500	1 200	~ 120	20
10. Elektro-Fahrzeuge.							
	Kleinstwerte	2 980		1 205	1 490	1 500	1 440
	Größtwerte	6 800		2 250	4 600	5 000	4 500

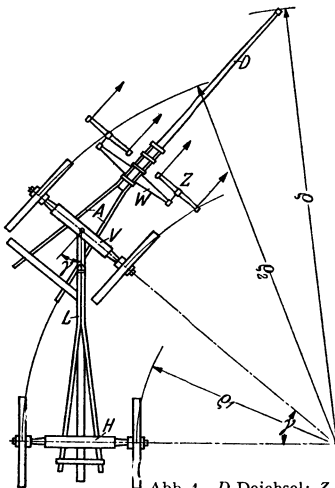


Abb. 1. *D* Deichsel; *Z* Zugscheit; *W* Wagscheit; *A* Deichselarme; *V* Vorderwagen; *L* Langbaum; *H* Hinterwagen.

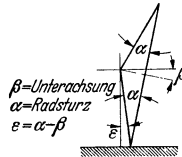


Abb. 2.

2. Bauliche Einzelheiten. a) *Pferdefuhrwerke* (s. Abb. 1). Räder sitzen lose auf der Achse. Damit sie beim Fahren nicht hin und her schlagen, sind die Achsenden nach unten etwas abgebogen. Der Neigungswinkel $\beta = 4^\circ 20'$ wird Unterachsung genannt (Abb. 2). Die Radspeichen sind aus diesem Grund und zur Erzielung besserer Steifigkeit gegen Seitenstöße kegelförmig angeordnet und durch Nabe und Radkranz fest verbunden, der Radsturz $\alpha = \beta + 26' = 4^\circ 46'$. Der Vorderwagen ist drehbar mit dem Hinterwagen verbunden. Der Drehwinkel des Vorderwagens je nach der Größe der Vorderäder und der Ausbildung des Langbaumes $\gamma = 30^\circ - 90^\circ$ (Abb. 1).

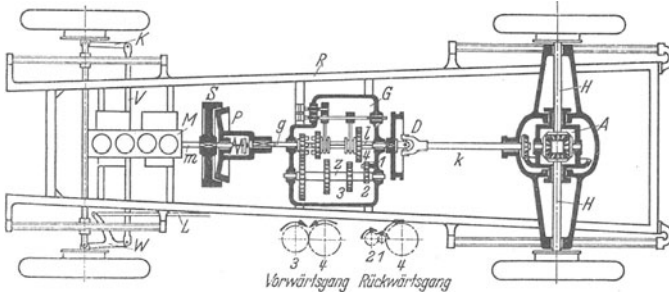


Abb. 3. *M* Motor; *S* Schwungrad; *P* Kupplung; *G* Wechselgetriebe; *D* Kardangelenk; *A* Differential- oder Ausgleichgetriebe mit Kegelradern; *H* Hinterradachsen; *K* Lenkschenkel; *V* Spurstange; *W* Lenkhebel; *L* Lenkstange; *R* Rahmen; *m* Motorwelle; *g* Antriebswelle; *k* Kardanwelle.

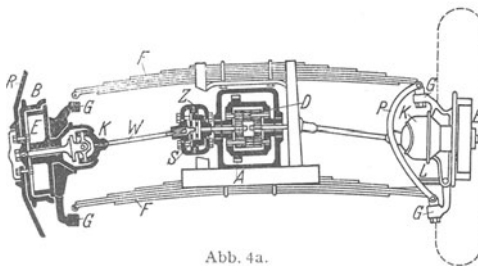


Abb. 4a.

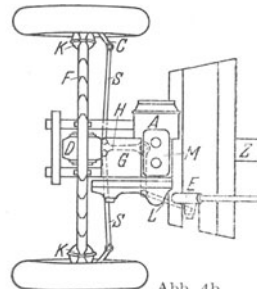


Abb. 4b.

Abb. 4 a. *R* Scheibenrad; *B* Bremstrommel; *E* Lagerung der Bremsbacken; *G* Schwenklager; *K* Kardangelenk; *W* Kardanwelle; *S* Gelenkscheiben; *Z* Gummizwischenlage; *D* Differentialgetriebe mit Stirnrädern (Talbot); *A* Stirnrad für Kraftübertragung vom Wechselgetriebe zum Differential; *P* Parallelführung; *L* Lenkschenkel.

Abb. 4 b. *A* Dynamo und Anlasser; *M* Motor; *G* Getriebe; *D* Differentialgetriebe; *F* Blattfedern; *K* Kardangelenk; *S* Spurstangen; *H* Lenkspurbel; *C* Lenkschenkel; *L* Lenkstange; *E* Lenkgehäuse; *Z* Zentralrahmen.

Übertragung der tierischen Zugkräfte auf den Wagen bei Zweispännern: durch das Geschirr über Zugscheite und Wagscheit an der Deichsel; bei Einspännern: über Zugscheit an der Schere.

b) *Kraftfahrzeuge* (s. Abb. 3, 4 a u. b). Übertragung des Drehmomentes des Motors über die Kurbelwelle, Schwungrad mit Kupplung, Wechselgetriebe, Kardanwelle, Differential- oder Ausgleichsgetriebe auf die Hinter- oder Vorderräder.

B. Bewegungswiderstände.

1. Laufwiderstand.

a) Bei der **gleichförmigen Bewegung** eines Fahrzeuges auf waagerechter gerader Bahn treten folgende Widerstände auf:

α) *Der Rollwiderstand der Bewegung R kg*. Er setzt sich im wesentlichen zusammen aus der Reibung der Räder an den Achsschenkeln und der Fahrbahn, aus der Kraft zur Überwindung der Unebenheiten und der Verformung der Fahrbahn, aus der Verformung der Bereifung und anderer Teile des Fahrzeuges. Ist Q kg das Gewicht des Fahrzeuges, c_1 ein dimensionsloser Beiwert, so ist annähernd

$$(1) \quad R = c_1 \cdot Q \text{ kg.}$$

β) *Der Luftwiderstand L kg bei Windstille*. Er kann bei kleineren Fahrgeschwindigkeiten vernachlässigt werden, bei höheren Geschwindigkeiten muß er berücksichtigt werden, weil er mit dem Quadrate der Wagenschwindigkeit v m/s und der Größe der Wagenquerschnittsfläche f m² wächst. Ist c_2 ein Beiwert mit der Dimension kg s²/m⁴, so wird:

$$(2) \quad L = c_2 \cdot f \cdot v^2 \text{ kg.}$$

Über die Größe des Luftwiderstandes finden sich folgende Angaben¹:

$$(2a) \quad L = 0,0048 c_w \cdot V^2 \cdot f \text{ kg.}$$

Darin bedeuten: V Geschwindigkeit in km/h; f Spantfläche in m² = Spurweite mal größter Wagenhöhe über Boden; c_w ein Beiwert in $\frac{\text{kg h}^2}{\text{km}^2 \cdot \text{m}^2}$, der von der Form des Wagens abhängt. Es ist anzunehmen:

$c_w = 1,27$ für Rechteckplatte,

$c_w = 0,90$ „ offene PKW.,

$c_w = 0,75$ „ „ „ mit Tuchverdeck,

$c_w = 0,67$ „ Limousine,

$c_w = 0,55$ „ Kabriolett,

$c_w = 0,31$ „ Stromlinienwagen,

$c_w = 0,25$ „ „ ohne Stoßstangen und Fensterrahmen.

Nach Versuchen mit Kraftfahrzeugmodellen in Windkanälen² gilt für die Luftwiderstände von Omnibussen die Gleichung

$$(2b) \quad L = c V^2 \text{ kg}$$

worin c ein Beiwert in $\frac{\text{kg h}^2}{\text{km}^2}$ ist;

$c = 0,012$ für Omnibusse älterer Bauart,

$c = 0,0058$ für Stromlinienomnibusse.

b) Beim **Übergang vom Stillstand der Fahrzeuge zur Bewegung** treten hinzu:

α) Der *Unterschied* zwischen dem größeren Rollwiderstand der Ruhe und dem kleineren der Bewegung, der meist vernachlässigt werden kann.

β) *Der Trägheitswiderstand B kg*, der bei der Beschleunigung der Massen bis zur Erreichung der Beharrungsgeschwindigkeit v_e auftritt. Ist l_a der Anfahrweg, dann ergibt sich B aus der Energiegleichung:

¹ HOERNER: Aerodynamische Formgebung des schnellfahrenden Kraftwagens. Z. VDI 78 (1934) S. 1269.

² VOGELPOHL: Rdsch. techn. Arb. 1935 Nr. 37.

$$B \cdot l_a = \frac{m}{2} v_e^2, \quad m = 1,05 \text{ bis } 1,15 \frac{Q}{g},$$

wobei die Zahlenwerte 1,05 bis 1,15 dem Einfluß der drehenden Massen Rechnung tragen

$$(3) \quad B = 1,05 \text{ bis } 1,15 \frac{Q \cdot v_e^2}{2g \cdot l_a} \text{ kg.}$$

Ist die mittlere Anfahrbeschleunigung b_a m/s² bekannt, dann wird

$$(4) \quad l_a = \frac{v_e^2}{2b_a} \text{ m}$$

$$(5) \quad B = 1,05 \text{ bis } 1,15 \frac{Q}{g} \cdot b_a,$$

und die Anfahrzeit

$$(6) \quad t_a = \frac{v_e}{b_a} \text{ sec.}$$

Da für kleine Geschwindigkeiten auch der Trägheitswiderstand B unberücksichtigt bleiben kann, ist der gesamte Bewegungswiderstand auf waagerechter Straße genau genug zu

$$(7) \quad W_0 = k \cdot Q \text{ kg}$$

anzunehmen, worin der Beiwert k dem Werte c_1 des Rollwiderstandes zuzüglich eines Betrages für den Wind- und den Trägheitswiderstand bei kleinen Geschwindigkeiten entspricht ($V \leq 30$ km/h).

Tabelle 2 der Beiwerte k .

Fahrbahnbefestigung	Beiwert k	
	Für eisenbereifte Fahrzeuge ¹ Grenzwerte	Für Kraftwagen mit Hochdruckreifen Mittelwerte ²
1. Beste Schotterstraße	0,010—0,015	} 0,044—0,047
2. Bestes Steinpflaster	0,010—0,015	
3. Gute Schotterstraße	0,015—0,025	
4. Gutes Steinpflaster	0,015—0,025	
5. Schlechtes Steinpflaster	0,025—0,040	
6. Schlechte Schotterstraße	0,035—0,045	
7. Gutes Holzpflaster	0,016—0,020	
8. Stampfasphalt	0,010—0,016	} 0,048 0,045
9. Teer- oder Asphaltmakadam	0,008—0,012	
10. Betondecken		

2. Krümmungswiderstand.

Bei der Fahrt durch die Krümmung tritt ein weiterer Widerstand hinzu: Die Räder müssen eine Drehung um eine Achse senkrecht zur Fahrbahnebene ausführen, ferner treten bei eingeschlagener Vorderachse auch bei den vorderen Lenkrädern Seitenkräfte auf; beide Einflüsse rufen einen zusätzlichen Krümmungswiderstand hervor. Aus den Messungen auf der Braunschweiger Versuchsstraße ist lediglich bekannt, daß Roll- und Luftwiderstand auf einer geraden Basaltkleinpflasterstraße um etwa 20 % kleiner waren als auf der kreisrunden Versuchsstraße mit einem Halbmesser von 180 m. Sonstige Angaben über Krümmungswiderstände liegen nicht vor.

3. Steigungswiderstand.

Bei Fahrten auf geneigten Straßen wird die Schwerkraftskomponente in Richtung der Straße wirksam, und zwar als Widerstand auf Steigungen, als Beschleunigungskraft in Gefällstrecken.

¹ Baukunde des Ingenieurs, 4. Heft, S. 100. Berlin 1892.

² Denkschrift VIII des Deutschen Straßenbauverbandes 1931, S. 35, 36.

In Abzug gebracht sind 20% für den Einfluß des Krümmungswiderstandes.

a) Für Fahrzeuge mit **tierischen Zugkräften** wird (Abb. 5) der Steigungswiderstand $W_s = Q \cdot \sin \alpha + G_p \sin \alpha$, weil auch das Zugtier sein Eigengewicht zu heben hat.

Läßt man einen Fehler von 5% zu, so kann für Neigungen $\leq 325\text{‰}$ $\sin \alpha = \text{tg } \alpha$ gesetzt werden und es wird

$$W_s = (Q + G_p) \cdot \text{tg } \alpha.$$

Wird W_s in kg, Q und G_p dagegen in t, die Steigung s in ‰ angegeben, dann wird

$$(8) \quad W_s^{\text{kg}} = (Q + G_p) \cdot s \cdot 1000.$$

Auf Steigungen wird der Laufwiderstand etwas kleiner als auf waagerechter Straße, weil der Normaldruck nur $Q \cdot \cos \alpha$ ist. Läßt man auch hier einen Fehler von 5% zu, dann kann auf Steigungen $\leq 325\text{‰}$ $\cos \alpha \sim 1$ gesetzt werden und $Q \cos \alpha \sim Q$.

Im Gefälle wirkt die Schwerkraftskomponente $Q \sin \alpha \sim Q \cdot s$ beschleunigend auf die Bewegung des Fuhrwerks ein. Die Beschleunigungskomponente der Zugtiere kann praktisch nicht ausgenutzt werden, weil sich der Eigenwiderstand der Zugtiere in schwachen Gefällen gegenüber der waagerechten Strecke kaum ändert, in stärkeren Gefällen aber der Eigenwiderstand durch die Rückhaltekräft erhöht wird.

Der Gesamtwiderstand auf einer geneigten geraden Straße ist demnach bei der Bergfahrt

$$(9) \quad W_b = Q \cdot (k + s) + G_p \cdot s$$

und bei der Talfahrt

$$(10) \quad W_t = Q \cdot (k - s).$$

b) Für **Kraftfahrzeuge** wird:

$$(11) \quad W_s^{\text{kg}} = \pm Q^t \sin \alpha \sim Q^t \cdot \text{tg } \alpha \sim \pm Q^t \cdot s \cdot 1000.$$

und der Gesamtwiderstand:

$$(12) \quad W_b = Q (k + s)$$

für die Bergfahrt und

$$(13) \quad W_t = Q (k - s)$$

für die Talfahrt.

Nach Versuchen des Württembergischen Revisionsvereins hat sich herausgestellt, daß auf Steigungen der Steigungswiderstand nicht geradlinig mit der Steigung $s\text{‰}$ anwächst, sondern daß infolge Zunahme des Schlupfes und der inneren Reibungswiderstände der Wert s bei Bergfahrten mit dem Beiwert $(1 + 0,003 \cdot s)$ zu vervielfachen ist. Der Beiwert wirkt sich praktisch erst für Steigungen $> 20\text{‰}$ aus.

4. Bremsneigungen.

Solange $s < k$ ist, muß noch Zugkraft bei der Talfahrt aufgewendet werden. Wird $s = k$, dann verharrt der Wagen ohne Aufwendung von Zugkraft in seinem Bewegungszustand. Dieses Gefälle wird als Bremsgefälle s_b bezeichnet und ist gleich dem Widerstandsbeiwert k . Auf Gefällstrecken $s > k$ wird das Fahrzeug bei der Talfahrt beschleunigt; dann kann die Beharrungsgeschwindigkeit nur durch die Rückhaltekräft der Zugtiere oder durch Bremsen der Räder beibehalten werden.

C. Zugkräfte.

1. Zugtiere.

Als Zugtiere kommen für deutsche Verhältnisse in Frage: Pferde, Maultiere (Kreuzung zwischen Pferdestute und Eselhengst), Hornvieh, Esel. Die tägliche Arbeitsleistung hängt ab von der Art, dem Alter und der Pflege des Tieres, sowie von der geforderten Zugkraft Z kg, der Geschwindigkeit des Tieres v m/sec

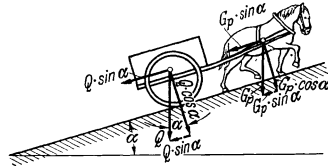


Abb. 5.

und der Dauer der täglichen Beanspruchung t sec. Hieraus ergibt sich die tägliche mechanische Arbeit zu

$$A = Z \cdot v \cdot t \text{ mkg.}$$

Den Größtwert der täglichen Arbeit $\max A$ erhält man für bestimmte Werte der Zugkraft Z_0 , der Geschwindigkeit v_0 und der täglichen Arbeitszeit t_0 :

$$(14) \quad \max A = Z_0 \cdot v_0 \cdot t_0.$$

Für hiervon abweichende Werte Z, v, t hat MASCHKE¹ seine Kraftformel aufgestellt:

$$(15) \quad Z = Z_0 \left(3 - \frac{v}{v_0} - \frac{t}{t_0} \right).$$

Auch die menschlichen Zugkräfte gehorchen dieser Kraftformel. Die Werte von Z_0 und v_0 ergeben sich für die menschlichen und tierischen Zugkräfte aus Tabelle 3.

Tabelle 3^a.

Zugtier	Zugkraft Z_0 kg	Geschwindigkeit v_0 m/sec
1. <i>Pferde:</i>		
a) leichte Pferde	60	1,25—1,35
b) mittelschwere Pferde	75	1,00—1,10
c) schwere Pferde	90	0,80—0,95
2. <i>Maultier</i>	50—75	1,00
3. <i>Ochse</i>	60	0,80
4. <i>Esel</i>	40	0,70
5. <i>Mensch</i>	15	0,80

Die Dauerzugkraft Z_0 kann den Tieren mit der Geschwindigkeit v_0 im allgemeinen 8 Stunden am Tage zugemutet werden. Im Augenblick des Anziehens kann von den Tieren eine höhere Zugkraft $Z = 3 Z_0$ geleistet werden; es muß nur dafür gesorgt werden, daß die Hufe der Tiere nicht abrutschen. Die Kraftformel liefert mit der Erfahrung

übereinstimmende Werte, wenn sich die Annahmen für v und t nicht zu weit von den Mittelwerten v_0 und t_0 entfernen. Bei größeren Abweichungen werden aber die Ergebnisse ungenau. Für solche Fälle wird die von ZIELINSKY verbesserte Kraftformel

$$(15a) \quad \frac{Z}{Z_0} + \frac{v}{v_0} + \frac{t}{t_0} - \frac{\left[\frac{Z}{Z_0} - \frac{v}{v_0} \right]^2}{12} = 3$$

empfohlen^a.

Auf Steigungen von nicht mehr als 600 m Länge kann den Tieren die doppelte Zugkraft $2Z$ zugemutet werden.

Sind 2 oder mehr Zugtiere zu einem Gespann vereinigt, dann verringern sich die Zugkräfte infolge des ungleichmäßigen Kraftangriffes bei:

2 Pferden auf 98 %	5 Pferden auf 73 %
3 „ „ 87 %	6 „ „ 64 %
4 „ „ 80 %	8 „ „ 49 %

2. Kraftwagen.

Ist N_e in PS die Dauerleistung eines Kraftwagens, auf die Triebräder bezogen, dann ist die Zugkraft Z kg an den Triebrädern bei einer Geschwindigkeit V km/h

$$(16) \quad Z = \frac{270 N_e}{V}.$$

Tabelle 4.

Straßenzustand	Reibungszahl f für Gummibereifung Mittelwerte
Groß- und Kleinpflaster, trocken	0,5 — 0,6
Stampfasphalt, trocken	0,35 — 0,4
Rauhspalt, trocken	0,6 — 0,7
Schlüpfrige Decken	0,23
Trockener Grasboden auf festem Untergrund	0,5
Feuchter Grasboden	0,33
Völlig durchnässter Grasboden	0,20

Je kleiner V , um so größer Z . Die Reibungszugkraft $Z_1 = f \cdot Q_r$ kann aber nicht überschritten werden, sie stellt die größte erreichbare Zugkraft dar. Q_r ist das auf die Triebräder entfallende Gewicht des Wagens. Die Reibungsbeiwerte f sind aus Tabelle 4 zu entnehmen.

¹ MASCHKE: Theorie der menschlichen und tierischen Zugkräfte, 1842.

² HEEB-KÖLMEL: Straßenbau 1934, S. 26.

³ HANSKA: Der Straßenbau, die Fahrzeuge und der Verkehr auf spurfreien Bahnen, 1938.

D. Kräftespiel zwischen Fahrzeug und Fahrbahn.

1. **Im Ruhezustand** wird nur das Gewicht des Fahrzeuges durch die Räder auf die Straßendecke übertragen. Der Einfluß der Schrägstellung der Wagen infolge der Quer- und Längsneigung der Straße und die hierdurch hervorgerufenen Schubkräfte können meist vernachlässigt werden. Die Größe der Berührungsfläche ergibt sich aus den Verformungen der Bereifung und der Straßenoberfläche. Bei Eisenreifen ist die Verformung der Reifen klein und zu vernachlässigen. Die Druckkräfte werden hier durch die Verformung der Straßenoberfläche aufgenommen. Die spezifische Beanspruchung wird sehr hoch und führt neben elastischen auch zu bleibenden Verformungen der Straßenoberfläche.

Bei Gummireifen wird die Berührungsfläche infolge elastischer Verformung der Reifen größer, die spezifische Beanspruchung geht zurück und die Fahrbahndecke wird geschont, auch die Verteilung des Druckes nach der Tiefe günstiger.

2. **Im Bewegungszustand** treten zu der statischen Beanspruchung noch folgende Kräfte hinzu:

a) *Senkrechte Zusatzkräfte* α) infolge der Wirkung von Seitenwind und Fliehkräften in den Krümmungen; β) beim Anfahren Belastung der Hinter-, Entlastung der Vorderräder; γ) desgleichen bei Geschwindigkeitssteigerungen; δ) beim Bremsen und ϵ) bei Geschwindigkeitsverminderungen aus anderen Ursachen Belastung der Vorder- und Entlastung der Hinterräder; ζ) Stoßwirkungen bei Unebenheiten, bei denen die ungefederten Massen die größten Zusatzkräfte hervorrufen.

Die Einwirkung von gefederten und ungefederten eisenbereiften Pferdewerkzeugen läßt sich nach den Meßergebnissen auf der Braunschweiger Versuchstraße dahin zusammenfassen, daß die Bahnkräfte aus statischer und dynamischer Beanspruchung mit der Fahrgeschwindigkeit wachsen. Bei ungefedertem eisenbereiftem Fuhrwerk von 4,5 t Gesamtgewicht und Geschwindigkeiten zwischen 2,5 und 7 km/h sind sie etwa 16—44 % größer als bei gefedertem Fuhrwerk von rd. 6 t Gesamtgewicht auf mittelmäßiger Straße. Auf guter Straße bewegen sich die Werte zwischen 7 und 19 %.

Ein Vergleich zwischen dem eisenbereiften gefederten Fuhrwerk von 6 t und dem elastikbereiften gefederten Versuchswagen von 9 t Gesamtgewicht ergibt, daß auf mittelmäßiger Straße das eisenbereifte Fuhrwerk um rd. 35 % höhere Bahnkräfte liefert und daß diese auf guter Straße bei beiden Fahrzeugen etwa gleich groß sind.

Über die Größe der Deckenbeanspruchungen lassen sich noch keine zuverlässigen Angaben machen, die Versuche hierüber sind noch im Gange.

b) *Waagrecht längs gerichtete Schubkräfte* α) infolge der Reibung zwischen Rad und Fahrbahn; β) bei der Übertragung der tierischen Zugkräfte durch die Hufe; γ) bei allen Geschwindigkeitsänderungen, bei welchen die Umfangsgeschwindigkeit der Räder größer oder kleiner als die Längsgeschwindigkeit des Fahrzeuges wird (Schlupf, Gleitung); δ) infolge der Stoßwirkungen bei Unebenheiten.

c) *Waagrecht quer gerichtete Schubkräfte* α) infolge der Wirkung von Seitenwind und Fliehkräften in Krümmungen; β) infolge von Querschwingungen bei Unebenheiten.

d) *Wirbel- und Saugkräfte*. Sie entstehen dicht über dem Boden und nehmen mit wachsender Fahrgeschwindigkeit zu. Beim Einströmen von Luft in die auf-tretenden luftverdünnten Räume werden die feineren Teile der Fahrbahn mitgerissen. Dadurch erhöhte Staubbildung und Freilegung des Steingerüstes bei fehlendem Oberflächenschutz.

Über die Größe der Schubkräfte läßt sich nur allgemein soviel sagen, daß die größte auftretende Schubkraft S den Wert der Reibungskraft fN aus Reibungszahl f und Normaldruck N nicht überschreiten kann. Werden die Längs- und Querkräfte größer, so ruft der überschießende Teil eine Beschleunigung der Fahrzeuge in der Längs- oder Querrichtung hervor. Die auftretende größte Schubbeanspruchung ist $\max \tau \cong f \cdot \max \sigma$, wenn $\max \sigma$ die größte Druckbeanspruchung bezeichnet.

3. Verkehrserschütterungen. Durch bewegte Fahrzeuge werden infolge von Unwuchten sich drehender Massen, von Schwingungen gefederter und nicht gefederter Massen und von Unebenheiten der Fahrbahn Energien auf die Fahrbahndecken übertragen. Diese Einwirkungen gehen durch den Unterbau auf den Untergrund über und regen diesen zu Eigenschwingungen an. Diese werden auf Leitungen im Straßenkörper und die angrenzenden Gebäude übertragen. Dadurch können Bauwerksteile ebenfalls zu Eigenschwingungen oder auch zu erzwungenen Schwingungen angeregt werden. Bei Resonanz treten unter Umständen zusätzliche dynamische Beanspruchungen von unerwünschten Ausmaßen auf. Es ist deshalb zweckmäßig, die vom Fahrzeug ausgehenden Energien durch elastische oder plastische Verformungen schon in unmittelbarer Umgebung der Erschütterungszentren zu verarbeiten, damit die Ausbreitung der Erschütterungswirkungen beschränkt bleibt. Versuche¹ haben ergeben, daß Kiesunterbau in der nächsten Umgebung der Erschütterungszentren größere Erschütterungsgrade liefert als Packlageunterbau und dieser wieder größere als Betonunterbau. Bei der Kies- und Packlage wird durch die Möglichkeit plastischer Verformungen die Energie schnell in der nächsten Umgebung verarbeitet, sie reicht daher nicht weit und klingt schnell ab. Bei Betonunterbau wirkt der große Trägheitswiderstand der Betonplatte erschütterungsdämmend, die Erschütterungen reichen aber weiter als bei Packlage, weil im Beton überwiegend elastische Schwingungen auftreten, die sich über die ganze Betonplatte verbreiten. Verstärkung des Betonunterbaues von 15 auf 20 cm hat wesentliche Abnahme der Erschütterungswirkungen zur Folge, bei weiterer Verstärkung des Unterbaues gehen die Wirkungen zwar weiter zurück, die Abnahme verlangsamt sich aber, so daß aus wirtschaftlichen Rücksichten Betonstärken über 20 cm nur in besonderen Fällen vertretbar sind.

Hinsichtlich der Straßendecken haben Versuche ergeben, daß plastische bituminöse Decken Verkehrserschütterungen stärker abdämmen als Beton- oder Steindecken.

Weiter spielen die im Untergrund vorhandenen Bodenarten und Wasserhältnisse für die Ausbreitung von Verkehrserschütterungen eine Rolle, über die die Versuche noch nicht abgeschlossen sind.

III. Linienführung von Kraftfahrbahnen und Landstraßen.

A. Maßgebende Gesichtspunkte.

1. Eingliederung des Verkehrsweges in die Landschaft.

Der Bau eines Verkehrsweges hat häufig eine Veränderung des Landschaftsbildes zur Folge. Der Verkehrsweg hebt sich um so stärker von der Umgebung ab, je höher die technischen Anforderungen sind und je mehr ihre Erfüllung zu einer Abweichung von der natürlichen Geländegestalt zwingt. Eingriffe werden von den Anwohnern um so störender empfunden, je mehr sie das Bild der Landschaft verändern. Deshalb wirken Einschnitte weniger störend als Dämme, daher ist auch die Führung des Verkehrsweges neben der Grenze zweier landschaftlicher Raumgebilde (z. B. Wald und Feld) der Durchschneidung eines Gebildes vorzuziehen. Den Wünschen der Anwohner stehen die Forderungen der Kraftfahrer nach landschaftlich reizvoller Führung der Verkehrswege gegenüber, die ihm schöne, abwechslungsreiche Ausblicke erschließen. Ausgleich dieser gegensätzlichen Forderungen ist nicht immer leicht. Wo hohe Dämme, große Brücken unvermeidlich sind, sollen sie als technische Bauwerke bewußt betont und der landschaftlichen Umgebung angepaßt werden. Abflachung der Böschungen am Dammfuß und den Einschnittsrändern sowie geeignete Anpflanzungen schaffen erträgliche Zustände.

¹ Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut von Prof. Dr.-Ing. Risch; Heft 1: Schwiens: Über die Ausbreitung von Erschütterungen. Hannover 1932. — Brötz: Erschütterungen an Gebäudeteilen aus Backsteinmauerwerk (Mauerwerks Pfeiler). VDI-Forsch.-Heft 359; auch Dissertation T. H. Hannover. — Risch-Koch: Über Schwingungen von Leitungen im Straßenkörper. Straßenbau 26 (1935) S. 295. Weiteres Schrifttum siehe Zeller: Bibliographie über Boden- und Gebäudeschwingungen, Lärm, Fahrzeugschwingungen. Berlin 1933.

2. Geologische und geographische Rücksichten

verlangen möglichste Vermeidung von An- und Einschnitten in rutschgefährlichen Böden und unter Umständen Umgehung von Mooren. Die Führung der Linie durch Felsgebiete, über Täler und Höhen mit steilen Hängen wird teuer. Solche Gebiete sind daher möglichst zu vermeiden.

3. Verkehrsstärke.

Welche Ortschaften von einem Verkehrsweg berührt oder durchzogen werden sollen, hängt von der Art und der Stärke des Verkehrs ab, der von den betreffenden Ortschaften ausgeht. Landwirtschaft, Industrie, Handel und Gewerbe, spielen für die Entscheidung dieser Frage eine ausschlaggebende Rolle. Die Ergebnisse der Verkehrszählungen werden einen Anhalt über die Art und Stärke des Verkehrs bieten. Wo solche nicht vorliegen, müssen durch Umfrage bei den Industrie- und Handelskammern und den Verkehrsorganisationen Unterlagen für die Verkehrsschätzung beigebracht werden. Hiernach ist die Entscheidung zu treffen, welche Ortschaften angeschlossen werden müssen.

Bei Reichsstraßen wird vielfach die Umgehung einer Ortschaft der Durchführung durch den Ort vorzuziehen sein, bei Kraftfahrbahnen fast immer. In solchen Fällen muß der Verkehrsweg durch Zubringerstraßen mit dem Ortsstraßennetz verbunden werden.

4. Wirtschaftliche Rücksichten.

a) **Verkehrskosten.** Bei dem Entwurf eines Verkehrsweges werden sich mehrere Möglichkeiten für die Linienführung ergeben. Wenn nicht besondere Rücksichten auf das Landschaftsbild, die geologischen Verhältnisse, die Landesverteidigung und den Verkehr für die Wahl einer Linie entscheidend sind, wird man derjenigen Linie den Vorzug geben, für die die Jahresverkehrskosten den kleinsten Betrag ergeben. Zu den Jahresverkehrskosten rechnen: Verzinsung des Anlagekapitals, Abschreibung oder Rücklagen in einen Erneuerungsfonds für diejenigen Bestandteile, die einer regelmäßigen Erneuerung bedürfen; Unterhaltung des Verkehrsweges; Betriebskosten für die Fahrzeuge. Die Forderung des Kleinstwertes der Jahresverkehrskosten läßt eine mathematische Behandlung einiger grundsätzlicher Aufgaben zu. So sind von LAUNHARDT die Sätze vom „Anschluß“ und „Knotenpunkt“¹ aufgestellt worden (s. Abschn. Verkehrswirtschaft) und von RISCH die günstigste Höhenlage eines Verkehrsweges bei der Überschreitung von Tälern und Höhen². Bei allen diesen Untersuchungen darf folgendes nicht übersehen werden: Sie gehen von bestimmten Verkehrsannahmen aus. Ändern sich Stärke oder Richtung des Verkehrs gegenüber den Rechnungsannahmen, dann ändert sich auch die wirtschaftlich günstigste Lage des Anschlusses, des Knotenpunktes, des Talüberganges, des Tunnels. Es ist deshalb notwendig, die Rechnung unter Zugrundelegung einer Verkehrssteigerung zu wiederholen, um zu erfahren, wie diese auf die Untersuchungsergebnisse einwirkt. Erst dann ist die endgültige Festsetzung zu treffen.

b) **Verlorene, unschädliche, schädliche Steigungen.** Unter Bezugnahme auf die Gleichungen (12), (13) und den Abschnitt II B 4 berechnet sich die mechanische Arbeit für den Weg $A-B-C$ der Abb. 6 zu:

$$A_1 = Q(k + s_1)l_1 + Q(k - s_2) \cdot l_2.$$

Für s_1 und $s_2 < k$ und $s/1000 = h/l$ wird

$$A_1 = Q \cdot k \cdot l_3 + 1000 Q \cdot h_3.$$

Für die unmittelbare Verbindung $A-C$ wird die mechanische Arbeit:

$$A_2 = Q(k + s_3) \cdot l_3 = Q \cdot k \cdot l_3 + 1000 Q \cdot h_3$$

mithin

$$A_1 = A_2.$$

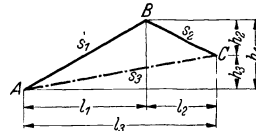


Abb. 6.

¹ LAUNHARDT: Theorie des Trassierens, 1887. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, I. Bd., I. Abt., Vorarbeiten. Handbibliothek für Bauingenieure, II. Teil, I. Bd. Städtebau.

² RISCH: Wirtschaftlich günstigste Höhenlage von Straßen und Eisenbahnen bei der Überschreitung von Tälern und Höhen. Arch. Eisenbahnwes. 1926, S. 1300.

Für die Fahrt in der Gegenrichtung $C-B-A$ bzw. $C-A$ ergeben sich für die mechanischen Arbeiten A_1 und A_2 ebenfalls gleich große Werte. Daraus folgt, daß durch Einlage von Gegenneigungen kein Mehraufwand an mechanischer Arbeit, d. h. keine „verlorene Steigung“ entsteht, wenn alle Neigungen gleich oder flacher als die Bremsneigung sind. Solche Neigungen werden als „unschädlich“ bezeichnet.

Werden s_1 und $s_2 > k$, dann muß auf den Talfahrten gebremst werden; ein Teil der Bewegungsenergie wird in Wärme umgesetzt und geht für die Bewegung verloren. Solche Steigungen werden als „schädlich“ bezeichnet.

Muß im Hinblick auf die Geländebeziehungen mit schädlichen Steigungen trassiert werden, dann sollten Gegenneigungen vermieden werden, weil andernfalls verlorene Steigungen entstehen.

B. Grundwerte für die Linienführung.

Für Kraftfahrbahnen und für Landstraßen mit gemischtem Verkehr soll eine Linienführung angestrebt werden, bei der eine möglichst *gleichbleibende* Geschwindigkeit beibehalten werden kann. Gleichwohl wird die Gestaltung des Geländes Abweichungen von dieser Forderung bedingen, man wird Ermäßigungen der Geschwindigkeiten auf Bergstrecken und in engen, unübersichtlichen Krümmungen nicht vermeiden können, wie andererseits die Geschwindigkeiten auf zügiger Straße, besonders bei Talfahrten, erhöht werden können. So erwünscht weiter eine gestreckte Linienführung zur Abkürzung der Weglänge ist, so läßt sich doch eine leicht geschwungene Straße angenehmer befahren als lange gerade Strecken; sie wird letzteren vorzuziehen sein.

Der Linienführung wird daher eine bestimmte *Ausbaugeschwindigkeit* zugrunde gelegt. Darunter ist diejenige Geschwindigkeit zu verstehen, die für den Bau eines Straßenzuges auf den Strecken außerhalb der Ortslage maßgebend sein soll. Die Ausbaugeschwindigkeit wird behördlich festgesetzt. Für manche Straßen tritt nicht so sehr die Geschwindigkeit als vielmehr die Forderung nach der Ortsveränderung einer möglichst großen Nutzlast bei gegebener Zugkraft in den Vordergrund. Dann sind diese Werte der Linienführung zugrunde zu legen.

1. Lage der Straße im Grundriß.

a) Zulässige Krümmungen¹. Für Kraftfahrbahnen und Landstraßen gelten die Werte der Tabelle 5.

Tabelle 5.

Geländeart	Der Krümmungshalbmesser ρ der Straßenachse soll möglichst nicht kleiner sein als:				
	Auf Kraftfahrbahnen m	Auf Reichsstraßen m	Landstraßen I. Ordnung m	Übrige Landstraßen m	Sonstige Straßen m
1. Flachland ohne erhebliche Hindernisse	1800 (1200)	300	150—200	150	10—30
2. Hügel- oder Bergland und hindernisreiches Gelände	1000 (800)	200	100—125	100	
3. Gebirgsland	600 (400)		50	30	

Die angegebenen Grenzwerte können in Sonderfällen bis zu den Klammerwerten unterschritten werden.

In den Zufahrten zu den Kraftfahrbahnen werden gewählt:

- bei Abzweigungen aus der Landstraße $\rho \geq 25$ m,
- bei Abzweigungen aus der Kraftfahrbahn $\rho \geq 300-500$ m (s. Abb. 18 u. 19),
- daran anschließend: $\rho \geq 50$ m,
- bei Einnündungen in die Kraftfahrbahn $\rho \geq 25$ m. Kehren in schwierigem Gelände können ausnahmsweise mit $\rho = 15$ m, in der Straßenachse gemessen, ausgeführt werden.

¹ Vorläufige Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten bei den Reichsautobahnen. Nr. 3. Straße 4 (1937) S. 228. Desgleichen Nr. 8 vom 28. 5. 37. Vorläufige Richtlinien für den Ausbau der Landstraßen, RAL 1937, 3. Aufl. 1939. Die Runderlasse des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen Nr. 67 1934; Nr. 38 1935; Nr. 19 1936.

b) Ausbildung der Krümmungen. *α) Verbreiterung.* Bei der Fahrt durch Krümmungen beschreiben die Vorderräder einen Bogen mit größerem Halbmesser als die Hinterräder (vgl. Abb. 4). Das Fahrzeug bestreicht daher in der Krümmung einen breiteren Streifen als in der Geraden. Der Unterschied zwischen den Halbmessern und damit das Maß der Verbreiterung hängt ab vom Halbmesser der Krümmung, der Wagenbreite, dem Achsstand und bei Lastzügen von der Zahl nichtspurender Anhänger.

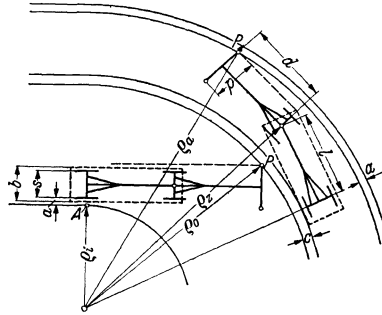


Abb. 7.

Bei Straßen mit tierischem Zugverkehr wird die Verbreiterung am größten, wenn sich am Krümmungsanfang ein einfahrendes und ein ausfahrendes Fuhrwerk begegnen (vgl. Abb. 7). Damit die Hinterachse nicht von der Fahrbahn abläuft, darf bei Rechtskrümmungen mit der Drehung des Vordergestells erst begonnen werden, wenn die Hinterachse den Bogenanfang *A* erreicht hat. Es bezeichnen:

- A* = Beginn der Krümmung,
- e_i* = Halbmesser des Innenbogens,
- e_a* = Halbmesser des Außenbogens,
- b* = größte Breite des Wagenkastens,
- p* = größte Gespannbreite,
- P* = der am weitesten seitlich ausladende Punkt des Gespanns,
- d* = Deichsellänge bis zum Punkt *P*,
- l* = Achsstand,
- s* = Spurweite,
- a* = Breite des äußeren Sicherheitsstreifens,
- c* = Breite des Sicherheitsstreifens zwischen beiden Fuhrwerken,
- w* = Straßenbreite in der Krümmung,
- min e* = kleinst möglicher Halbmesser.

Mit Bezug auf Abb. 7 wird:

$$(17) \quad e_0 = \sqrt{(l + d)^2 + \left(e_i + a + \frac{s}{2} + \frac{p}{2}\right)^2}$$

$$(18) \quad e_z = \sqrt{l^2 + \left(e_0 + c + \frac{b}{2}\right)^2}$$

$$(19) \quad e_a = a + \sqrt{d^2 + \left(e_z + \frac{p}{2}\right)^2}$$

$$(20) \quad w = e_a - e_i.$$

Die stärkste Krümmung, die von einem Wagen durchfahren werden kann, ist abhängig vom Drehwinkel γ des Vordergestells. Hieraus ergibt sich der kleinste Halbmesser zu:

$$(21) \quad \text{min } e = l \operatorname{ctg} \gamma - \left(a + \frac{s}{2}\right).$$

Kleinste Wendekreisdurchmesser für die üblichen Fahrzeugabmessungen:

für PKW.	14,8 m
„ Omnibus	19,8 m
„ LKW. mit 2 Anhängern	18,8 m.

Da das Maß für die Spielräume zwischen den Fahrzeugen mit wachsender Geschwindigkeit der Fahrzeuge größer werden muß, spielt auch die Geschwindigkeit für die Breite der Fahrbahn in der Krümmung eine Rolle. In den RAL

1937, Tafel VIIa sind die Fahrbahnbreiten in Krümmungen in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit, der Querneigung, der Breite und Länge der Fahrzeuge dargestellt und daraus zu entnehmen. In den meisten Fällen genügen für *Reichs-* und *Landstraßen* nachstehende Verbreiterungen der Fahrbahn:

	in Krümmungen von 200—101 m	Halbmesser um 0,5 m,
„	„ „ 100— 81 m	„ „ 1,0 m,
„	„ „ 80— 66 m	„ „ 1,5 m,
„	„ „ 65— 50 m	„ „ 2,0 m.

Die Verbreiterungen sind auf der Innenseite des Bogens anzusetzen. Krümmungen der freien Strecke von Kraftfahrbahnen werden nicht verbreitert, wohl aber die Krümmungen bei Anschluß-, Abzweig- und Kreuzungsstellen. Hierfür gelten nach der vorläufigen Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. 8 folgende Werte für zweispurige Fahrbahnen:

	in Krümmungen von 299—200 m	Halbmesser: 0,5 m	Verbreiterung,
„	„ „ 199—100 m	„	1,0 m
„	„ „ 99— 60 m	„	1,5 m
„	„ „ 59— 40 m	„	2,0 m
„	„ „ 39— 30 m	„	2,5 m
„	„ „ 29— 25 m	„	3,0 m
„	„ „ 24— 20 m	„	4,0 m

β) *Überhöhungen.* Zur Aufnahme der Wirkung der Fliehkräfte, die bei schnell-fahrendem Kraftwagen lästig werden können, erhalten sämtliche Krümmungen der Landstraßen einseitige Querneigungen. Dies gilt auch für Ortsdurchfahrten, wenn nicht die örtlichen Verhältnisse die Ausführung einseitiger Querneigung verbieten. Dieser Fall wird bei Stadtstraßen vorliegen, wo die Bebauung und die kreuzenden Querstraßen besondere Verhältnisse schaffen.

Die Größe der Fliehkraft ergibt sich in einer Krümmung vom Halbmesser ρ aus Abb. 8 zu:

$$(22) \quad F = \frac{Q}{g} \cdot \frac{v^2}{\rho} \text{ kg,}$$

worin Q das Gewicht des Fahrzeuges in kg, g m/s² die Erdbeschleunigung und v die Geschwindigkeit in m/s bedeuten. Die größte Sicherheit bei Bogenfahrten wird erreicht, wenn die Resultierende R aus Q und F in die Mittel-Längsebene des Fahrzeuges fällt. Für diesen Fall wird

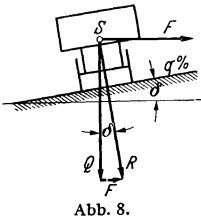


Abb. 8.

$$(23) \quad \text{tg } \delta = \frac{F}{Q} = \frac{v^2}{g \cdot \rho} = \frac{q}{100},$$

worin q die Querneigung in % ist.

q ist abhängig von der Geschwindigkeit des Fahrzeuges. Es ist deshalb notwendig, den Überhöhungen die *Ausbaugeschwindigkeit* zugrunde zu legen.

In der Geraden ist der Straßenquerschnitt dachförmig mit der Querneigung q_d ausgebildet (Abb. 9). Um von der dachförmigen q_d in die volle einseitige Querneigung q überzuleiten, muß in der Längsrichtung der Straße eine Rampe entwickelt werden (Abb. 10). Wo zwischen Gerade und Kreisbogen (Hauptbogen) ein Übergangsbogen eingeschaltet wird (s. γ), kann dieser zur Ausbildung der Rampe herangezogen werden. Es kann aber die Rampe auch ganz oder zum Teil in die Gerade übergreifen. Anzustreben bleibt, daß am Beginn des Hauptbogens ($\dot{U}E$) die volle einseitige Querneigung q vorhanden ist. Die Rampe kann aus zwei Teilen bestehen:



Abb. 9.

Dem *Dachformübergang*, d. h. der Strecke l_d , in der sich der Übergang vom Satteldach zum gleichgeneigten Pultdachquerschnitt vollzieht, und der *Verwindungsstrecke*, d. h. der Strecke l_v , in der die einseitige Querneigung q_d bis zum Maß q im Hauptbogen anwächst (Abb. 10). Das Ende der Verwindungs-

strecke \bar{UE} ist auch das Rampenende. Die an den Rampen entstehende zusätzliche Längsneigung am äußeren Kronenrand heißt Anrampungsmaß p_a .

Tabelle 6.

Deckenart	Quer- neigung q_d %
Oberflächenschutzschichten . .	bis zu 2,5
mittelschwere bituminöse Beläge . .	bis zu 2,5
schwere bituminöse Beläge . . .	1,5—2,0
Pflaster je nach Rauigkeit . . .	2,0—3,0
Beton	1,0—1,5

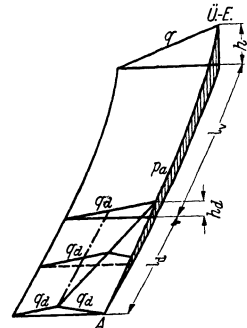


Abb. 10.

In der Tabelle 6 sind die Maße für q_d zusammengestellt.

Die Werte der seitlichen Querneigung q in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit sind der Tafel I der Richtlinien für den Ausbau der Landstraßen (RAL) zu entnehmen. $\max q = 8\%$ für Kraftfahrbahnen und 10% für Landstraßen mit geringer Längsneigung; bei starker Längsneigung erhalten Landstraßen in Kehren, die bei der Talfahrt nach links verlaufen, einen hohl geknickten Querschnitt mit $\max q = 15\%$.

In der Regel wird die Längsneigung der Straße in Krümmungen am Innenrand der Krone durchgeführt und von dieser stetig durchlaufenden Linie aus die einseitige Querneigung entwickelt. Das Anrampungsmaß p_a auf der Verwindungsstrecke l_v ergibt sich zwangsläufig aus l_v und dem Höhenunterschied zwischen q_d und q . Dieses Maß für p_a ist auch auf dem Dachformübergang l_d anzuwenden, jedoch mit der Einschränkung, daß dort das Anrampungsmaß von $0,6\%$ nicht unterschritten werden soll. Auf Kraftfahrbahnen wird $p_a = 0,5$ bis $0,625\%$ gewählt. Außerdem darf die sich aus der Längsneigung n und der Querneigung q ergebende Schrägneigung $s = \sqrt{n^2 + q^2}$ das Maß von 9% nicht übersteigen; gegebenenfalls ist der Krümmungshalbmesser zu vergrößern.

γ) Übergangsbögen. Beim unmittelbaren Übergang aus der Geraden in die Kreiskrümmung würde sich im schnellfahrenden Kraftwagen die plötzlich auftretende Fliehkraft durch einen Seitenstoß unangenehm bemerkbar machen. Aus diesem Grunde ist ein Übergangsbogen erwünscht. Hinzu kommt, daß sich die Vorderräder bei der Ein- und Ausfahrt nur allmählich einschlagen lassen. Während dieses Vorganges beschreibt der Kraftwagen einen Übergangsbogen. Seine Länge hängt von dem Anrampungsmaß p_a und von der Winkelgeschwindigkeit ab, mit der das Steuerrad gedreht wird. Soll die Krümmung $1/e_x$ proportional mit der Länge des Übergangsbogens vom Werte Null in der Geraden bis zum Werte $1/e_e$ der Kreiskrümmung anwachsen, dann wird mit Bezug auf Abb. 11, wenn s die Bogenlängen bezeichnet:

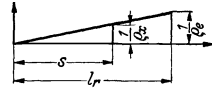


Abb. 11.

$$(24) \quad e_x = \frac{e_e \cdot l_r}{s}$$

Mit Bezug auf Abb. 12 wird:

$$ds = e_x \cdot d\alpha = \frac{e_e \cdot l_r}{s} \cdot d\alpha,$$

$$d\alpha = \frac{1}{e_e \cdot l_r} \cdot s \cdot ds = a \cdot s \cdot ds,$$

worin

$$a = \frac{1}{e_e \cdot l_r}.$$

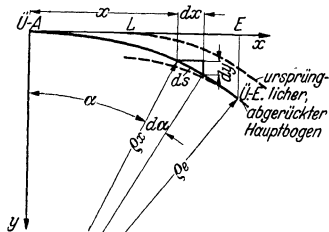


Abb. 12.

$\alpha = \frac{a \cdot s^2}{2}$. Diese Gleichung liefert die Beziehung zwischen dem Bogenmaß α und der Bogenlänge s .

Ferner ist: $dy = ds \cdot \sin \alpha$; $dx = ds \cdot \cos \alpha$

$$\frac{d^2 y}{ds^2} = \cos \alpha \cdot \frac{d\alpha}{ds}; \quad \frac{d^2 x}{ds^2} = -\sin \alpha \cdot \frac{d\alpha}{ds}.$$

Daraus folgt:

$$\left(\frac{d^2 y}{ds^2}\right)^2 + \left(\frac{d^2 x}{ds^2}\right)^2 = (\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) \cdot \left(\frac{d\alpha}{ds}\right)^2$$

und

$$\left(\frac{d^2 y}{ds^2}\right)^2 + \left(\frac{d^2 x}{ds^2}\right)^2 = \left(\frac{1}{\rho_x}\right)^2 = a^2 s^2.$$

Die Lösung der Differentialgleichung liefert die Werte:

$$x = \int_0^s \cos \frac{a}{2} s^2 \cdot ds$$

$$y = \int_0^s \sin \frac{a}{2} s^2 \cdot ds.$$

Unter Benutzung der FRESNELSchen Integrale wird¹:

$$(25) \quad x = \sqrt{\frac{\pi}{a}} \cdot C(\alpha),$$

$$(26) \quad y = \sqrt{\frac{\pi}{a}} \cdot S(\alpha).$$

Für kleine Werte von α sind die Werte von $C(\alpha)$ und $S(\alpha)$ aus den Reihen:

$$(25a) \quad C(\alpha) = \sqrt{\frac{2\alpha}{\pi}} \cdot \left[1 - \frac{\alpha^3}{5 \cdot 2!} + \frac{\alpha^5}{9 \cdot 4!} - + \dots \right]$$

$$(26a) \quad S(\alpha) = \sqrt{\frac{2\alpha}{\pi}} \cdot \left[\frac{\alpha}{3} - \frac{\alpha^3}{7 \cdot 3!} + \frac{\alpha^5}{11 \cdot 5!} - + \dots \right]$$

zu berechnen. Für größere Werte von α können $C(\alpha)$ und $S(\alpha)$ den Funktionentafeln von JAHNKE und EMDE, 3. Aufl., Leipzig, 1938, entnommen werden.

Die Werte (25) und (26) sind die Gleichungen der Klothoide.

Für Straßenbahnen mit kleinen Krümmungshalbmessern kann die genaue Ermittlung des Übergangsbogens nach der Klothoidenform von großem Vorteil für

sanfte Bogenfahrten sein. Für die frei beweglichen Straßenfahrzeuge genügt es aber, wenn die Klothoide durch einen kreisförmigen Vorbogen vom doppelten Halbmesser des Hauptbogens nach Abb. 12a ersetzt wird. Auf Kraftfahrbahnen werden Krümmungen von $\rho \geq 600$ m ohne Übergangsbögen ausgeführt. Näheres über Einrückung, Absteckung, Aufeinanderfolge gleich- und entgegengerichteter Krümmungen siehe RAL 1937 und Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. 3 und 8.

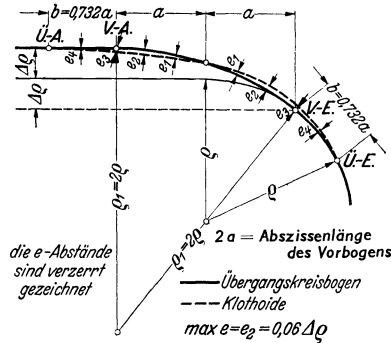


Abb. 12a.

δ) Sicht. Das Sichtfeld in Krümmungen soll so weit sein, daß vor Hindernissen, die 20 cm hoch oder

mehr über die Fahrbahn ragen, angehalten werden kann, oder zwei sich begegnende Fahrzeuge, von welchen das eine die Krümmung schneidet, rechtzeitig ausweichen können.

¹ Auf diese Lösung hat mich Herr Dr. phil. hab. LUDWIG (Hannover) hingewiesen.

Die Sichtweite und das Sichtmaß werden bestimmt durch die Länge des in der inneren Fahrspur zu messenden Bremsweges. Seine Länge ist bei einer Bremsverzögerung b_v m/s² unter Einrechnung der Schrecksekunde τ und der Geschwindigkeit v m/s

$$(27) \quad L = \frac{v^2}{2b_v} + v \cdot \tau.$$

Bezeichnen: Q_b das auf die Bremsräder entfallende Gewicht des Fahrzeuges, Q sein Gesamtgewicht, f_b den mittleren Reibungswert beim Bremsen, s die Längsneigung in ‰, g die Erdbeschleunigung, dann wird unter Vernachlässigung des Einflusses rotierender Massen

$$(28) \quad b_v = \frac{\text{Widerstand}}{\text{Masse}} = \frac{Q_b \cdot f_b \pm Q \cdot \frac{s}{1000}}{Q/g} = g \left[\frac{Q_b}{Q} \cdot f_b \pm \frac{s}{1000} \right].$$

f_b nimmt mit steigender Geschwindigkeit nach den Werten der Tabelle 7 ab. Die Werte von L sind den RAL 1937 zu entnehmen und das Sichtfeld, wie darin angegeben, freizulegen.

Um Zusammenstöße an der Einmündungsstelle von Wegen zu vermeiden, muß auch hier die Sicht auf Bremsweglänge frei sein. Die Ausbaugeschwindigkeit bestimmt die Länge des Bremsweges. Für die Freilegung des Sichtfeldes geben ebenfalls die RAL 1937 die Werte an.

2. Gestaltung des Längenschnittes.

a) Zulässige Steigungen. α) Für *Kraftfahrbahnen* wird mit den Werten der Tabelle 7 gerechnet.

Tabelle 7.

Geländeart	Zulässige Steigung s_z ‰	Berechnungsgrundlage	
		Geschwindigkeit km/h	Reibungsbeiwerte f_b
1. Flachland ohne erhebliche Hindernisse	$s_z \leq 40$	$V_1 = 160$	0,40
2. Hügel- oder Bergland und hindernisreiches Gelände	$s_z \leq 60$	$V_2 = 140$	0,45
3. Gebirgsland	$s_z \leq 70$	$V_3 = 120$	0,50
	im Sonderfalle 80		

β) Für *Landstraßen*. Einen Anhalt für die zu wählenden Höchststeigungen bei gegebener Ausbaugeschwindigkeit bietet Abb. 13. Kurze Steilrampen können mit Anlauf überwunden werden. Ist v_1 m/s die Geschwindigkeit am Fuße der Steilrampe, v_2 m/s die am Ende der Steilrampe, dann wird mit Bezug auf Abb. 14 die Verzögerung auf der Steilrampe:

$$b_v = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2l};$$

andererseits ist

$$b_v = \frac{\text{Steigungswiderstand}}{\text{Masse}} = \frac{Q \cdot (s_2 - s_1)}{1000 \frac{Q}{g}} = g \cdot \frac{(s_2 - s_1)}{1000},$$

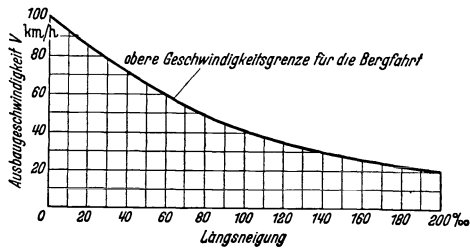


Abb. 13. Voraussetzung: Gleichförmige Längsneigung auf größere Strecken. Grundgleichung: $0,8N = (0,03 \times Q + (1 + 0,003 \cdot s) \cdot \frac{s}{1000} \cdot Q + 0,06221 \cdot f \cdot c_w \cdot v^2) v$. Hierin: N = Gebremste Dauerleistung in mkg/s, Q = Wagengewicht in kg, s = Steigung in ‰, f = Spantfläche in m², c_w = Beiwert (S. 557).

mithin

$$g \cdot \frac{(s_2 - s_1)}{1000} = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2l}$$

Da $(s_2 - s_1)/1000 = h/l$ und v m/s = $\dot{V}/3,6$ km/h ist, wird schließlich

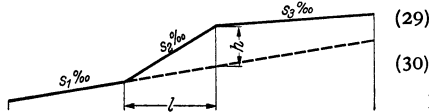


Abb. 14.

$$h \sim \frac{V_1^2 - V_2^2}{254} \quad (29)$$

$$l = \frac{1000h}{s_2 - s_1} \quad (30)$$

Rechnet man mit einem zulässigen Geschwindigkeitsabfall von 25 % auf der Steilrampe, also $V_2 = 0,75 V_1$, dann wird

$h \sim V_1^2/580$ und hieraus ergeben sich die Werte der Tabelle 8.

Für die Talfahrt können die Ausbaugeschwindigkeiten bis zu 25 % höher gewählt werden als für die Bergfahrt, in starken Gefällstrecken ist dieser Zuschlag nicht die Regel, sondern nur als ein seltenes Höchstmaß anzusehen.

Tabelle 8.

V_1 km/h	V_2 km/h	h im Mittel m
80	60	11
70	52	8
60	45	6
50	37	4
40	30	3
30	22	2
24	18	1

b) Ausrundung von Kuppen und Wannen.

Maßgebend für die Ausrundung der *Kuppen* ist die Forderung, daß Kraftwagen vor Hindernissen, die 20 cm über die Fahrbahn ragen, angehalten werden können. Das Auge des Kraftfahrzeugführers wird zu 1,20 m über Fahrbahnoberfläche angenommen.

Die Größe des Ausrundungshalbmessers von Kuppen richtet sich also nach der Länge des Bremsweges, der wiederum abhängig ist von der Ausbaugeschwindigkeit und den Steigungen. Die Sichtweiten und den Steigungen richtet sich also nach der Länge des Bremsweges, der wiederum abhängig ist von der Ausbaugeschwindigkeit und den Steigungen. Die Sichtweiten und den Steigungen richtet sich also nach der Länge des Bremsweges, der wiederum abhängig ist von der Ausbaugeschwindigkeit und den Steigungen.

zugehörigen Ausrundungshalbmesser sind den RAL 1937 zu entnehmen. Für Kraftfahrbahnen rechnet man mit den in Übersicht 9 angegebenen Festwerten.

Tabelle 9.

Geländeart	Ausrundung der		Zugrunde gelegte Geschwindigkeit km/h
	Kuppen m	Wannen m	
1. Flachland ohne erhebliche Hindernisse . . .	≥ 16000	≥ 8000 (5000)	160
2. Hügel- oder Bergland und hindernisreiches Gelände.	≥ 9000	≥ 5000 (3000)	140
3. Gebirgsland	≥ 5000	≥ 3000 (1000)	120

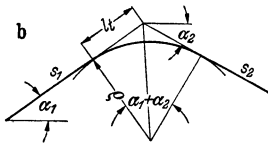
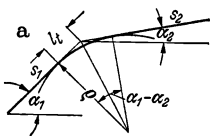


Abb. 15 a und b.

Die angegebenen Grenzwerte können in Sonderfällen bis zu den Klammerwerten unterschritten werden.

Sind in Abb. 15 a s_1 und s_2 ‰ die gleichgerichteten, auszurundenden Steigungen, dann wird die Tangentiallänge $l_t = e \cdot \text{tg} \left(\frac{\alpha_2 - \alpha_1}{2} \right)$. Mit $\text{tg} \alpha_1 = \frac{s_1}{1000}$ und $\text{tg} \alpha_2 = \frac{s_2}{1000}$ wird:

$$l_t \sim \frac{e}{2} \left(\frac{s_2 - s_1}{1000} \right) \quad (31)$$

Bei Gegenneigungen gemäß Abb. 15 b wird:

$$l_t = e \text{ tg} \left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \right) \sim \frac{e}{2} \left(\frac{s_1 + s_2}{1000} \right) \quad (32)$$

Bei der Fahrt durch Wannen ist die Sicht nicht behindert. Hier soll nur durch nicht zu kleine Ausrundungshalbmesser Stößen und senkrechten Fliehkräften entgegengewirkt werden. Die Größe der Halbmesser ist für Kraftfahrbahnen aus Tabelle 9 zu entnehmen, für Landstraßen soll der Halbmesser nicht weniger als 1000 m betragen. Für die übrigen Straßen kann man bis zu 300 m hinabgehen.

C. Technische Einzelheiten der Linienführung.

I. Aufsuchen der Linie im Lageplan.

Im Flachlande bietet die Linienführung nach den im Abschnitt A dargelegten leitenden Gesichtspunkten keine Schwierigkeiten. Im Hügel- und Gebirgsland kommt man aber ohne künstliche Längenentwicklung nicht aus, wenn die Hangneigungen größer als die maßgebende Steigung s_m sind.

Für die Größe von s_m sind entweder Rücksichten auf die Leistungsfähigkeit der Straße, also die Ausbaugeschwindigkeiten und die hiernach aus Abb. 13 zu entnehmenden Steigungen maßgebend oder es wird gefordert, daß das Verhältnis von Wagengewicht zur Nutzlast bei der Beförderung nicht zu ungünstig wird.

Ist Q' das Gesamtgewicht des Fahrzeuges einschließlich der Nutzlast und soll dieses Gewicht auf der maßgebenden Steigung mit einer Geschwindigkeit V_s km/h befördert werden, dann wird nach den Gleichungen (9) und (12) die Zugkraft

$$\begin{aligned} Z &= Q \cdot (k + s_m) + G_p \cdot s_m \text{ für bespannte Fuhrwerke} \\ Z &= Q \cdot (k + s_m) \text{ für Kraftfahrzeuge.} \end{aligned}$$

Hierin ist für Z bei bespannten Fuhrwerken der Wert nach der MASCHESKENSchen Kraftformel einzusetzen und es wird

$$(33) \quad s_m = \frac{Z - Q \cdot k}{Q + G_p} \text{ ‰}.$$

Auf Steigungen von weniger als 600 m Länge kann den Zugtieren die doppelte Zugkraft zugemutet werden und es wird in diesem Falle

$$(34) \quad s_m = \frac{2Z - Q \cdot k}{Q + G_p} \text{ ‰}.$$

Für Kraftwagen ergibt sich die Zugkraft nach Gleichungen (16) für die Geschwindigkeit V_s zu

$$Z = \frac{270 N_e}{V_s}$$

und hieraus

$$(35) \quad s_m = \frac{270 N_e}{V_s \cdot Q} - k \text{ ‰}.$$

Beträgt im Lageplan der Abstand der Höhenschichtlinien Δh m, so ist zur Überwindung des Höhenunterschiedes Δh mit der Steigung s_m eine Wegstrecke l_m erforderlich, die sich aus dem Verhältnis

$$\frac{s_m}{1000} = \frac{\Delta h}{l_m}$$

zu

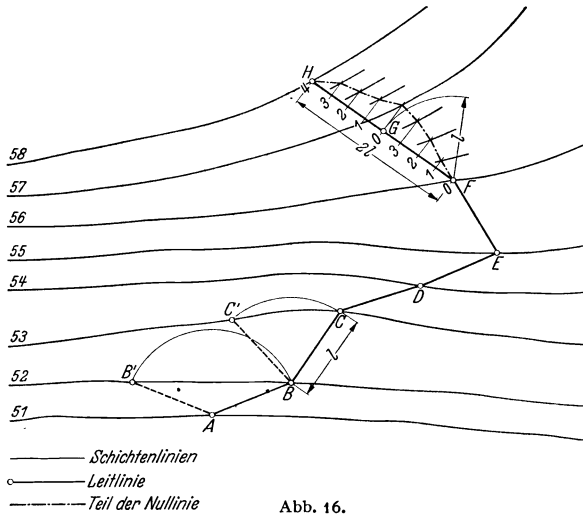
$$(36) \quad l_m = \frac{1000 \cdot \Delta h}{s_m}$$

ergibt.

Nimmt man diese Länge in den Zirkel und geht von einer Höhenlinie zur nächstfolgenden, dann erhält man den in Abb. 16 dargestellten geknickten Linienzug $A B C D E$, der als Leitlinie bezeichnet wird. Im allgemeinen ergeben sich beim Übergang von einer Schichtlinie auf die nächste 2 Wege: $A-B$ und $A-B'$ und daraus eine große Zahl möglicher Linien. Welcher Weg einzuschlagen ist, richtet sich nach der Lage des Endpunktes der Linie und nach der Geländegestaltung. Es kann vorkommen, daß man mit einem Zirkelschlag l_m die nächste Höhenkurve nicht erreicht (Punkt G). Dann wird man durch einen doppelten Zirkelschlag die zweitnächste oder durch einen 3fachen die drittnächste Höhenkurve erreichen können, wenn nicht etwa die Hangneigungen flacher als s_m werden. In solchen Fällen muß s_m bis auf den Wert der Hangneigung ermäßigt werden.

Man wird im allgemeinen bemüht sein müssen, die Erdarbeiten auf ein Kleinstmaß zu beschränken. Die Knickpunkte der Leitlinie auf den Höhenkurven liegen

in Geländehöhe, auch die Punkte dazwischen, wenn das Gelände ebenflächlich verläuft. Die Straße würde in solchen Fällen nur im Anschnitt liegen (s. Abb. 17a), und Einschnitts- und Auftragsmassen können im wesentlichen durch Quer-



förderung ausgeglichen werden. Der Vieleckzug muß aber in den Ecken ausgerundet werden. Dadurch verschiebt sich die Achse der Straße nach rechts

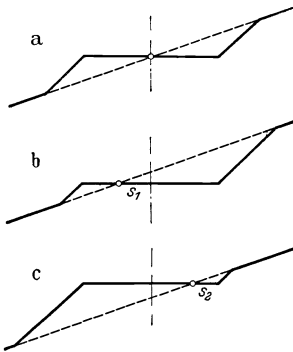


Abb. 17 a bis c.

oder nach links vom Geländeschnittpunkt (Abb. 17 b u. c) und neben der Querverföderung setzt nun auch eine Längsförderung der Bodenmassen ein. Diese wird um so größer, je weiter sich die Schnittpunkte S_1 und S_2 (Abb. 17 b, c) von der Straßenachse entfernen. Man erhält diese Schnittpunkte S_1 und S_2 , wenn man eine waagerechte Gerade senkrecht zur Straßenachse bewegt. Diese Schnittpunkte der Geraden mit dem Gelände bilden die Nulllinie. Verläuft die Nulllinie bei einer Geländeneigung wie in Abb. 16 rechts der Straßenachse, dann wachsen die Auftragsmassen, verläuft sie links, dann werden die Einschnittsmassen größer. Es empfiehlt sich, die Nulllinie an den Stellen der Trasse mit stärkerem Quergefälle zu zeichnen, weil sich aus ihr leicht erkennen läßt, nach welcher Seite die Bahnachse zwecks Einschränkung der Erdarbeiten verschoben werden muß. Ist die Querneigung des Geländes Null, dann wandern die Schnittpunkte S_1 und S_2 ins Unendliche und es bleibt eine seitliche Verschiebung der Straßenachse ohne Einfluß auf die Erdarbeiten.

2. Anschlüsse, Abzweigungen, Kreuzungen bei Kraftfahrbahnen.

a) **Anschlüsse.** Die Anschlüsse vermitteln den Verkehr zwischen der Landstraße und der Kraftfahrbahn. Sie liegen im Mittel etwa 15—20 km voneinander

entfernt. Für die Ausbildung der Anschlußstellen gibt es zwei Grenzfälle: Die Landstraße (Zubringer) kreuzt die Kraftfahrbahn rechtwinklig (Abb. 18) oder sie läuft mit ihr in gleicher Richtung (Abb. 19). Dazwischen liegen die Fälle, bei welchen die Zubringerstraße die Kraftfahrbahn in einem zwischen 0 und 90° liegenden

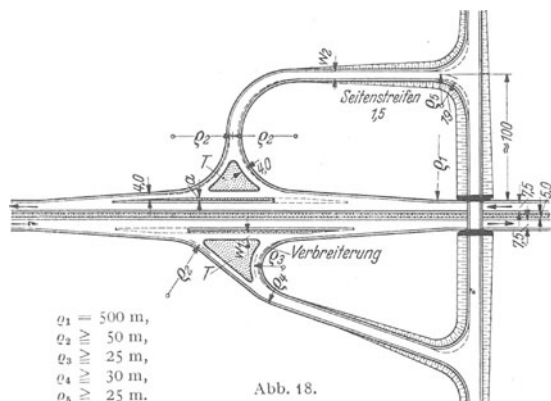


Abb. 18.

Winkel schneidet. Grundsätzlich ist folgendes zu beachten: Die Kraftfahrbahnen haben für jede Verkehrsrichtung zwei Spuren, eine Haupt- und eine Überholungs- spur. Für die Anschlüsse genügt eine Spur für jede Verkehrsrichtung. Die Fahrt

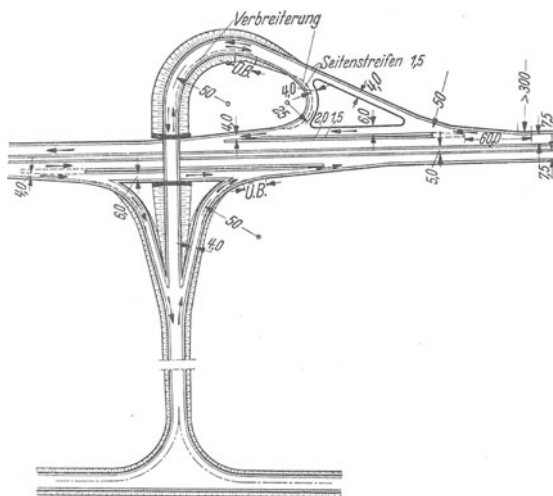


Abb. 19.

zeuge, die die Kraftfahrbahn verlassen, sollen möglichst nach rechts abzweigen, die zufahrenden Wagen von rechts einmünden; Verkehrskreuzungen auf der Kraftfahrbahn und den Anschlußstrecken sind zu vermeiden; auf der Zubringer- straße sind sie im allgemeinen unbedenklich und nur in Sonderfällen auszu- schließen.

Für die beiden Grenzfälle gibt es zwei Lösungen:

α) Die *zweiseitige* Anschlußstelle nach Abb. 18¹. Zur Sicherung des Durchgangsverkehrs auf der Kraftfahrbahn wird zwischen den beiden Gabelzweigen der Anschlußrampen und der Spur auf der Kraftfahrbahn eine schmale Zwischeninsel (Grünstreifen) angeordnet, so daß die ein- und ausfahrenden Wagen noch

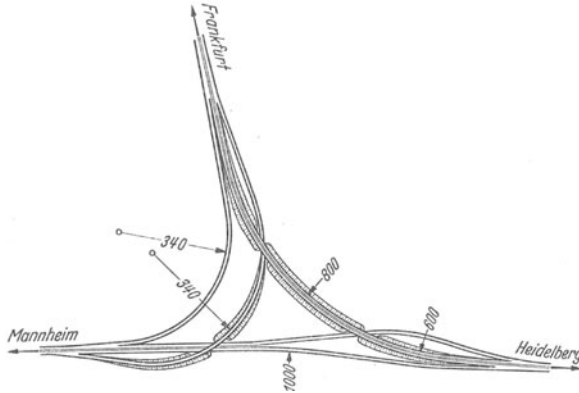


Abb. 20.

etwa 100 m neben der durchgehenden Hauptspur herfahren. Die Ausbildung im einzelnen hängt von der Verkehrsbedeutung der Anschlußstelle ab. Es werden 3 Klassen unterschieden. Näheres siehe in den Anweisungen für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. 8.

β) Die *einseitige* Anschlußstelle nach Abb. 19 (Trompetenlösung).

Zur Erzielung großer Halbmesser bei der Abfahrt ist die Schleife hinter der Unterführung nach der Richtung abzubiegen, die dem abfahrenden Wagen entgegenläuft.

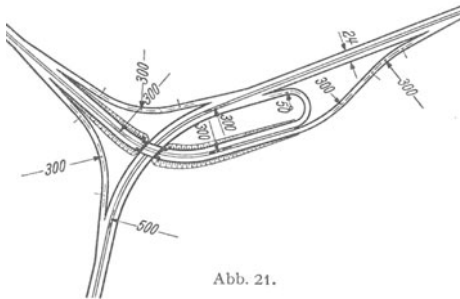


Abb. 21.

b) Abzweigungen von Kraftfahrbahnen. Verzweigt sich eine Kraftfahrbahn in zwei Strecken, dann spricht man von *Abzweigstellen*. Dabei sind Kreuzungen von Hauptverkehrsspuren in einer Ebene zu vermeiden. Ferner ist der Grundsatz zu beob-

achten: Abzweigen nach rechts, einmünden von rechts. Für die Ausbildung der Abzweigstelle sind maßgebend: die Stärke des Verkehrs auf den beiden Strecken und der Eckverkehr.

α) Die Dreieckslösung nach Abb. 20 ist zu empfehlen, wenn der Verkehr in allen 3 Richtungen stark ist. Die Strecke mit dem stärksten Verkehr ist bei der Linienführung zu bevorzugen. Die Lösung erfordert 3 Bauwerke und verhältnismäßig viel Gelände.

β) Die *Trompetenlösung* nach Abb. 21 kommt in Frage, wenn der Verkehr nur auf einer Strecke besonders stark und namentlich der Eckverkehr nur un-

¹ Vgl. KÖSTER: Ausgestaltung der Anschluß-, Abzweig- und Kreuzungsstellen der Reichsautobahnen. Straße 3 (1936) S. 420. Der Arbeit sind die Abb. 18—23 mit kleinen Abänderungen entnommen.

bedeutend ist. Es ist nur ein Bauwerk erforderlich, auch wird an Grundfläche gegenüber der Dreieckslösung gespart.

c) **Kreuzungen von Kraftfahrbahnen.** Maßgebend für die Gestaltung sind: Der Kreuzungswinkel der beiden Kraftfahrbahnen, Stärke und Richtung

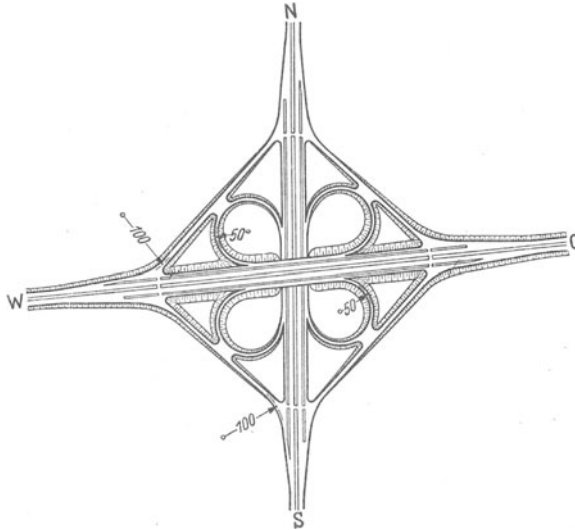


Abb. 22.

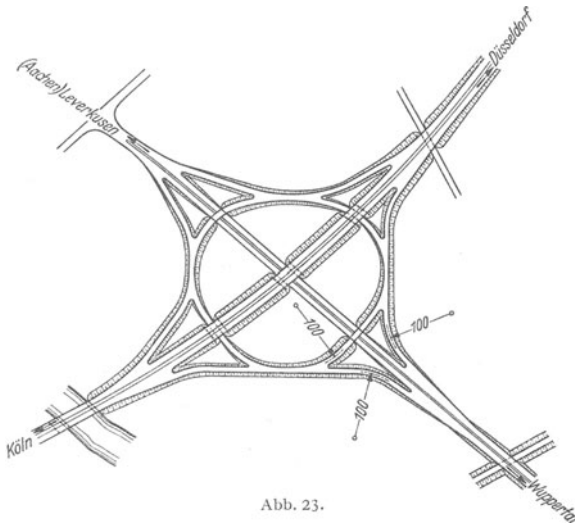


Abb. 23.

des Eckverkehrs. Auch hier gilt glatte Durchführung des Durchgangsverkehrs, den Eckverkehr nach rechts abzweigen und von rechts einmünden lassen. Unter der großen Zahl möglicher Lösungen für nahezu rechtwinklige Kreuzungen werden in der Praxis zwei Ausführungen bevorzugt.

α) Die *Kleeblattlösung* nach Abb. 22. Die Vorteile der Lösung sind: Nur ein Kreuzungsbauwerk, Abzweigung des Rechteckverkehrs mit großen Halbmessern von 100 m, getrennte Fahrbahnen für den Rechteck- und Linkseckverkehr, kurze Wege für den Eckverkehr. Nachteilig sind die verkappten Kreuzungen zwischen Linkseckverkehren, z. B. zwischen *S—W* und *W—N* und die etwas kleineren Halbmesser von 50 m für den Linkseckverkehr. 2 Abzweigungen an jeder Hauptstrecke.

β) Kreuzung mit *Verteilerring* nach Abb. 23. Vorteile dieser Lösung sind: Gleich große Halbmesser von 100 m für alle Krümmungen, bei hoch liegendem

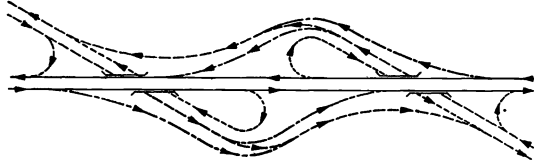


Abb. 24.

Verteilerring gute Übersichtlichkeit, nur eine Abzweigung an jeder Hauptstrecke. Nachteilig sind: Es sind außer dem Kreuzungsbauwerk noch 4 weitere Bauwerke erforderlich, weite Wege für den Linkseckverkehr, gemeinsame Fahrbahn für Links- und Rechteckverkehr, verkappte Kreuzungen.

Wird der Kreuzungswinkel spitz und ist der Eckverkehr im stumpfen Winkel gegenüber dem im spitzen Winkel stark zu bevorzugen, dann kommt

γ) die *Linienlösung* nach Abb. 24 in Frage. Die Bahn mit dem stärksten Verkehr wird gestreckt durchgeführt. Vorteile dieser Lösung sind: Nur 2 Kreuzungsbauwerke, zügige Entwicklung für den Eckverkehr im stumpfen Winkel, keine verkappten Kreuzungen. Nachteile: Kleine Halbmesser für den Eckverkehr im spitzen Winkel, Einmündungen dieses Verkehrs in die Hauptstrecken von links, Abzweigungen des Linkseckverkehrs im stumpfen Winkel nach links.

3. Abzweigungen und Kreuzungen bei Landstraßen.

Abzweigungen und Kreuzungen sind so auszubilden, daß abbiegende Fahrzeuge nicht in den Verkehrsraum der benachbarten Fahrspur übergreifen brauchen. Die Ecken sind abzurunden und zwar mindestens mit dem kleinsten

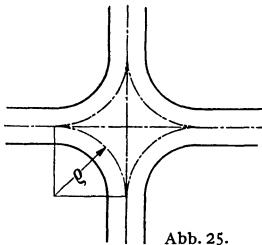


Abb. 25.

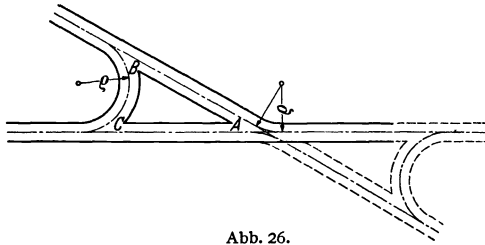


Abb. 26.

noch zu befahrenden Halbmesser. Mit Bezug auf Abb. 25 ist je nach der Verkehrsbedeutung der Straßen $r = 7,5—25$ m zu wählen. Bei spitzen Abzweigungen nach Abb. 26 kann zur Ersparnis an Pflasterfläche das Dreieck *A B C* als Grünfläche behandelt oder mit einer billigeren Befestigung versehen werden.

4. Abzweigungen und Kreuzungen bei städtischen Straßen.

Es gelten die gleichen Grundsätze wie für Landstraßen, nur werden hier zweckmäßig die nicht für den Fahrverkehr erforderlichen Flächen als Verkehrsinseln zur Sicherheit der Fußgänger ausgebildet.

IV. Die bauliche Ausgestaltung der Straßenfläche.

A. Querschnittsgestaltung.

1. Aufteilung des Querschnittes in Straßen außerhalb von Ortschaften.

a) Bei **Kraftfahrbahnen** werden die beiden Verkehrsrichtungen durch einen Mittelstreifen voneinander getrennt. Beiderseits der Fahrbahn sind befestigte

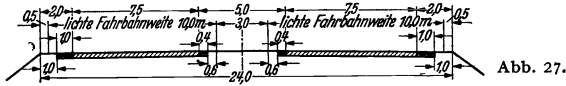


Abb. 27.

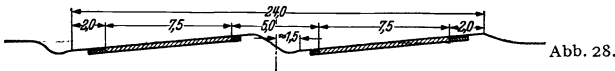


Abb. 28.

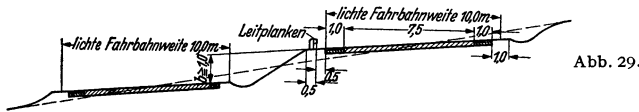


Abb. 29.

Randstreifen vorgesehen. Abb. 27 zeigt den Querschnitt in einer geraden Strecke, Abb. 28 in einer Krümmung, Abb. 29 eine gestaffelte Anordnung in einer Hangstrecke. In Krümmungen wird die einseitige Querneigung nicht durch Drehung um die Mittelachsen der Fahrbahnen gewonnen, sondern von den Innenrändern der Kronen aus entwickelt (vgl. III B 1 b β). In stark quergeneigtem Gelände werden auch Stützmauern gebaut und die Fahrbahnen aus Gründen der Fahr-sicherheit nach der Bergseite geneigt. Bei neuen Strecken der Reichsautobahnen wird der innere Randstreifen 0,5 m breit, der äußere befestigte 2,25 m breit und der äußere Grünstreifen $\geq 2,0$ m breit angelegt. (MEFFERT: Regelquerschnitte der Reichsautobahnen; Die Straße 1939, S. 260 und Vorläufige Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. 7.)

b) **Landstraßen** erhalten ein, zwei und mehr befestigte Spuren für den Fahrverkehr, sowie beiderseits der Fahrbahn Bankette als Schutzstreifen zur vollen Ausnutzung der Fahrbahnbreiten, zur Freihaltung des erforderlichen Licht-raumes und Sicherung abirrender Fahrzeuge. Die Breite der Fahrbahn ist kein

Tabelle 10.

I. Verkehrsannahmen					Fahrbahnbreiten	Bankettmindestbreiten
Anteil des Spann- und Lastverkehrs an der Gesamtfahrzeugzahl		Begegnung von				
$\leq 25\%$	$> 25\%$ $< 35\%$	$\leq 35\%$				
P.K.W. mit P.K.W.	L.K.W. ¹ mit P.K.W.	L.K.W. ¹ mit L.K.W.	2 P.K.W. mit L.K.W. ¹	L.K.W. ¹ + P.K.W. mit L.K.W. ¹ + P.K.W.	m	m
II. Ausbaugeschwindigkeit km/h						
bis 100	bis 69	(bis 49)			6,00	0,7 ² -1,0
	70-100	50-100			7,5 ²	1,0 ⁴ -1,5
			30-100		9,0 ⁶	2,0
				30-100	12,0 ⁶	2,0

¹ Oder Omnibus. ² Jedoch nur, wenn die stündliche Gesamtfahrzeugzahl zu lebhaften Verkehrszeiten 50% oder mehr der Höchstleistungen bei der betreffenden Ausbaugeschwindigkeit beträgt (RAL Tafel VI), sonst 6,0m ³ Für $V \leq 69$ km/h und für Hügelland und Gebirge, sonst 1,0m. ⁴ für Gebirge sonst 1,5 m. ⁵ dreispurige Fahrbahn. ⁶ vierspurige Fahrbahn.

starres Maß, sie ist veränderlich und hängt ab: von der Art und Größe des künftigen Verkehrs, von der Ausbaugeschwindigkeit, die das Maß für die Spielräume neben

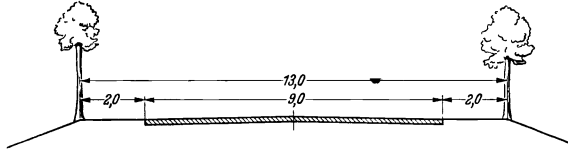


Abb. 30.

und zwischen den Fahrzeugen bestimmt, von den Abmessungen der Verkehrsmittel. Hiernach sind die Angaben in der Tabelle 10 zusammengestellt, ihr können die Fahrbahnbreiten entnommen werden (RAL 1937).

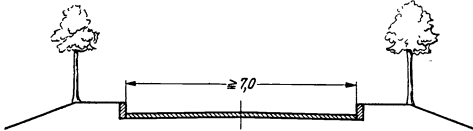


Abb. 31.

Fahrbahnen zwischen Hochborden erhalten eine Mindestbreite von 7,0 m. Ausgeführte Beispiele zeigen Abb. 30, 31, 32.

Bei starkem landwirtschaftlichen Gespannverkehr kann die Anlage eines 3,0 m breiten Sommerweges neben der Fahrbahn zweckmäßig sein.

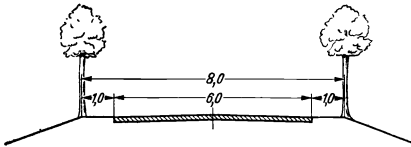


Abb. 32.

c) Radwege. Auf Straßen mit lebhaftem Radverkehr wird die Verkehrssicherheit erhöht, wenn auch dieser Verkehrsart besondere Verkehrsspuren zugewiesen werden. Die Radwege können auf einer oder beiden Seiten der Landstraße angeordnet werden. Vorteile der einseitigen Lage für Gegen-

richtungsverkehr: Leistungsfähiger, sofern der Radweg für den Stoßverkehr in nur *einer* Richtung benutzt werden kann, außerdem wird die Anlage billiger.

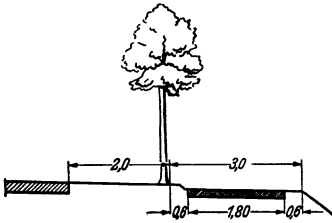


Abb. 33.

Nachteil: Beim Seitenwechsel an den Enden des Radweges kreuzt der Radverkehr die Straßenfahrbahn. Die zweiseitigen Radwege mit Richtungsverkehr vermeiden diesen Nachteil, sie bieten größere Verkehrssicherheit, sind aber aufwendiger. Sie werden in der Nähe von Städten bevorzugt. Mindestmaße für Radwege: einspurig 0,8 m; zweiseitig zum Überholen 1,6 m, für jede weitere Spur gleicher Richtung 0,9 m; zweiseitig in beiden Richtungen 1,8 m, für jede weitere Spur 0,8 m mehr.

Radwege sind von der Fahrbahn völlig zu trennen, möglichst durch einen nicht unter 1,5 m breiten Grünstreifen. Auf freier Strecke ist der Radweg außerhalb der Straßenkrone (Baumreihe) anzulegen. Nach der Außenseite ist er durch einen 0,3 m breiten Rasenstreifen abzugrenzen. Abb. 33 zeigt ein ausgeführtes Beispiel.

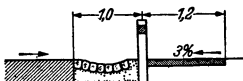


Abb. 34.

Muß bei Raummangel der Radweg unmittelbar neben die Fahrbahn gelegt werden, dann empfiehlt sich erhöhte Lage und Abgrenzung durch Bordsteine.

Der Radweg ist in solchen Fällen um ein Sicherheitsmaß von 0,5 m zu verbreitern. Eine Anlage nach Abb. 34 kommt in Frage, wenn Entwässerung nach außen nicht möglich ist.

d) Gehwege. Für den Fußgängerverkehr genügen auf freien Strecken der Landstraßen meist die Fahrbahnränder oder die Bankette. In der Nähe bebauter Gebiete sind besondere Gehbahnen anzulegen. Für jede Gehspur sind 0,8 m zu rechnen, außerdem ist ein Sicherheitsstreifen längs der Bordschwelle von 0,5 m Breite vorzusehen. Zur Abgrenzung des Gehweges an der Böschungsseite genügt ein 0,25—0,30 m breiter Grünstreifen.

2. Aufteilung des Querschnittes in Straßen innerhalb von Ortschaften.

a) In Orten mit überwiegend *ländlichem* Charakter genügt die Hochlegung eines Fußweges nach Abb. 35. Beiderseitiger Hochbord kann unter Umständen den Verkehr behindern und setzt daher eine ausreichende Breite des Fahrdammes voraus. Das Wasser der Rinne wird durch Querleitungen dem Straßengraben oder bei vorhandener Kanalisation dieser zugeführt.

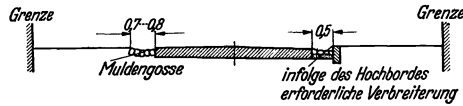


Abb. 35.

b) In *Städten* wird zweckmäßig zwischen Wohn- und Verkehrsstraßen unterschieden. Über die Aufteilung des Querschnittes städtischer Straßen siehe Abschnitt „Siedlungswesen“.

3. Einrichtungen zur Entwässerung des Straßenkörpers (RAL 1937).

Der Zweck der Entwässerung besteht darin, zu verhindern, daß Wasser in den Straßenkörper eindringt, darin verbleibt und im Winter zu Frost- und Tauschäden Veranlassung gibt. Wasseransammlung im Straßenkörper innerhalb der Frostzone kann dadurch vermieden werden, daß Niederschlagswasser durch die Querneigung der Fahrbahndecke seitlich abgeführt wird. Kann es nicht ins Gelände austreten, wie z. B. in Einschnitten, müssen Gerinne oder Gräben zur Längsabführung vorgesehen werden. Im Hinblick auf die Verkehrssicherheit sind solche Anlagen nicht tiefer zu machen, als zur Abführung der Wassermengen unbedingt erforderlich ist. Bei der Ermittlung des Wasseranfalls sind außer den Niederschlagsmengen auch die Einflüsse der Bodenarten, des Aufwuchses und des Grundwasserstandes zu berücksichtigen. Die Abb. 36a bis d zeigen einige Beispiele.

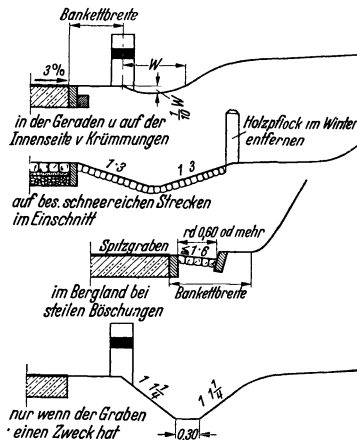


Abb. 36 a—d.

Besteht die Gefahr, daß Wasser vom Gerinne oder Seitengraben in die Frostzone des Straßenkörpers eindringt und ihn durch Frostauftreibungen gefährdet, sind Gräben und Gerinne abzudichten (Ton, Pflaster mit Fugenverguß od. a.). (Vgl. auch: Grundsätzliches über Frostschäden an Straßen, ihre Ursachen und ihre Verhütung. Berlin).

Auf den Reichsautobahnen wird in *Krümmungen* nach dem inneren befestigten Randstreifen entwässert. Dieser wird durch einen Bordstein eingefäßt und nimmt die Entwässerungsschächte mit Einlaufrost auf.

B. Der Unterbau (Grundbau) der Fahrbahnen.

1. Zweck und Baustoff.

Jede befestigte Fahrbahn erhält einen Unterbau (Grundbau). Er dient dazu, die von den Fahrzeugen auf die Decke ausgeübten Kräfte aufzunehmen und sie nach unten auf das Planum zu verteilen. Der Unterbau muß so stark und in sich so fest sein, daß eine Druckverteilung auf eine größere Fläche gewährleistet ist, damit die spezifische Beanspruchung des Planums den Bodenverhältnissen des Untergrundes entspricht. Für den Unterbau werden überwiegend Naturgesteine verwendet, und zwar je nach dem Vorkommen harte, mittelharte oder weiche Gesteine. Je härter das Gestein, um so besser der Unterbau. Die Härte spielt für den Unterbau aber nicht die ausschlaggebende Rolle, sondern der Preis. Es können daher zur Einschränkung der Baukosten auch weichere Gesteinsarten im Unterbau verwendet werden¹. Der größte Feind der Straßen ist das Wasser. Deshalb wird das Planum des Untergrundes dachförmig mit der gleichen oder größerer Querneigung wie die Decke versehen. Ist der Boden im Untergrund undurchlässig, dann empfiehlt es sich, beiderseits Sickerrohre in Längsrichtung der Straße zu verlegen und das sich darin ansammelnde Wasser an geeigneten Stellen seitlich ab- und dem Vorfluter zuzuführen. Bei durchlässigem Boden im Untergrund spielt die Kapillarwirkung des Bodens eine Rolle. Böden mit 3 % Gewichtsteilen Feingehalt von < 0,02 mm Körnung sind frostgefährlich. Eine Ausnahme bilden einige wenige sehr gleichförmige Böden mit höchstens 10 % Korngrößen über 0,1 mm und einem mindestens 25 %igen Anteil der Körnung 0,05—0,02 mm, die auch dann frostgefährlich sind, wenn sie keine Körnungen unter 0,02 mm enthalten. (Dr. DÜCKER: Die Frostgefährlichkeit von Böden. Die Straße 1939, S. 197). Es muß unter Umständen durch Einbau grobkörniger Stoffe das Aufsteigen des Grundwassers in die durch Frost gefährdete Schicht verhindert werden.

2. Unterbau aus Pack- mit Schüttlage.

Zur Packlage (Abb. 37) werden Bruchsteine oder Hochofenschlacken benutzt. Die Steine werden von Hand im Verband gesetzt, mit der Spitze nach oben. Die Grundflächen der Steine sollen zwecks besserer Druckübertragung ohne größere Lücken zusammenhängen. Die Spitzen der Steine werden abgeschlagen, die Zwischenräume, mit kleinem Gestein verkeilt und dann die Packe durch Walzen fest verspannt. Auf die Packlage kommt zum Ausgleichen eine 5—8 cm starke Schüttlage aus Schotter von 35—55 mm Korn, die unter Zugabe von Dichtungssplitt oder Kies festgewalzt wird. Um dem seitlichen Ausweichen der Packe



Abb. 37 a und b.

an den Rändern zu begegnen, werden besonders schwere Bruchsteine oder auch 8—10 cm starke Tiefbord- oder Randsteine an die Seiten gesetzt. Die Höhe der Packlage-schicht beläuft sich je nach der Schwere des Verkehrs auf 15—25 cm, zur Abdämmung von Verkehrserschütterungen auch wohl auf 30 cm. Der Packlageunterbau ist für alle Deckenarten geeignet.

3. Unterbau aus Beton.

Für hochwertige Straßen und sehr schweren Verkehr kann der Grundbau auch aus einer 15—25 cm starken Betonschicht hergestellt werden. Der Beton soll möglichst dicht und fest sein, daher ist die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, die aus natürlichen Sanden und Kiesen bestehen können, in den dafür

¹ Maßgebend: Richtlinien für die Ausführung des Deckenunterbaues auf Landstraßen (Ausgabe 1939). Darin werden nachstehende Druckfestigkeiten gefordert:
 Bei hohen Verkehrsansprüchen (Reichsstraßen) $\geq 1500 \text{ kg/cm}^2$;
 „ mittleren „ $\geq 1000 \text{ kg/cm}^2$;
 „ geringen „ $\geq 800 \text{ kg/cm}^2$; dieser Wert gilt auch für Betonzuschlagstoffe.

ermittelten Kornabstufungen zu wählen. Auf 1 m³ fertigen Beton kommen \cong 200 kg Zement (vgl. Abschnitt Baustoffkunde).

4. Unterbau aus Schotterlage.

Für Straßen mit leichterem Verkehr wird die Makadambauweise gewählt, bei der der Unterbau aus einer abgewalzten Schotterlage von 15—20 cm Stärke und 50—80 mm Korn gebildet wird.

5. Unterbau aus Kies.

Für Pflasterdecken mit leichtem Verkehr kommt unter Umständen nur eine befestigte Kiesschüttung von 20 cm Stärke in Frage. In Hamburg soll sich der Hamburger Pflastergrand als Unterbau für Großpflasterstraßen bewährt haben.

C. Fahrbahndecken.

1. Einteilung der Decken.

a) Nach der Stärke des Verkehrs.

α) Decken für *schwachen* Verkehr mit einer Belastung bis zu 200 t innerhalb 24 Stunden.

β) Decken für *mittelstarken* Verkehr mit einer Belastung von > 200 bis 3000 t innerhalb 24 Stunden.

γ) Decken für *starken* Verkehr mit einer Belastung von > 3000 t innerhalb 24 Stunden.

b) Nach den Baustoffen.

α) Decken aus Naturgestein.

β) Decken aus künstlichen Steinen (Ziegel-, Schlacken-, Zementsteine).

γ) Holzpflasterdecken.

c) Man **unterscheidet** bei den Decken

α) die Verschleiß- oder Deckschicht,

β) die Tragschicht.

2. Baustoffe.

a) Als Baustoffe für das **Steingerüst** der Straßendecken kommen in erster Linie in Frage:

α) Von den *Hartgesteinen*, Druckfestigkeit > 2400 kg/cm²: Granit, Diabas, Syenit, Gabbro, Basalt, Quarzporphyr, Diorit, Gneis, Kiese und Sande der Hartgesteine. Für Pflasterzwecke sind die rauen Basalte den glatten vorzuziehen. Von den Graniten sind die zur Verwitterung und Zersetzung neigenden auszuschließen.

β) Von den *mittelharten* Steinen, Druckfestigkeit 1500—2400 kg/cm²: Grauwacke, Melaphyr, manche Diabase und Porphyre, Andesit, härtere Kalk- und Sandsteine, Kiese und Sande der mittelharten Gesteine.

γ) *Weichgesteine*, Druckfestigkeit 500—1000 kg/cm²: Manche Kalk- und Sandsteine.

δ) *Schlacken*: Kupferschlacke, Hochofenschlacke (Thomas-Roheisen-Schlacke), Bleischlacke und Syntholithschlacke (bei der Phosphorfabrikation gewonnen).

Für die *Verschleißschichten* sind möglichst *gebrochene Hartgesteine* zu verwenden, in die *Tragschichten* können auch natürlich vorkommende *ungebrochene mittelharte* Gesteine eingebaut werden. Da die physikalischen Eigenschaften derselben Gesteinsart je nach den Lagerstätten und auch innerhalb desselben Vorkommens verschieden sind, müssen die für den Straßenbau wichtigsten Eigenschaften durch Untersuchungen nach DIN 1995/1996 festgestellt werden. Diese erstrecken sich auf die Ermittlung des Raum- und des spezifischen Gewichtes, der Wasseraufnahme und -abgabe, der Frostbeständigkeit, der Druck-, Schlag- und Abnutzungsfestigkeit, des Widerstandes gegen Zertrümmern, der Korngrößen.

Im Straßenbau werden die Gesteine in den verschiedensten Korngrößen verwendet. Es werden bezeichnet: Zerkleinerte Stoffe in Korngrößen von 0 bis 0,09 mm als Steinmehl, von 0,09—2 mm als Sand, von 2—25 mm als Splitt, von über 25 mm als Schotter. Einmal gebrochenes und gesiebtes Gestein von 0—5 mm Korn heißt Splittsand, doppelt gebrochenes und doppelt gesiebtes

Gestein von 0—2 mm Korn heißt Brechsand, von 2 mm Korn aufwärts Edelsplitt, er ist auch entstaubt. (Richtlinien für bituminöse Deckenarbeiten auf Landstraßen Ausgabe 1939.)

b) Als Bindemittel werden im Straßenbau verwendet:

α) *Zemente* und zwar sowohl die Normzemente als auch die hochwertigen. Besonders geeignet sind Zemente mit hoher Zugfestigkeit und solche, die wenig schwinden (vgl. Abschnitt Baustoffkunde).

β) *Traß*, ein natürliches hydraulisches Bindemittel, mit Ätzkalkpulver im Verhältnis 2 Gewichtsteile Kalk und 3 Gewichtsteile Traß trocken gemischt.

γ) *Betonal*, ein Natron- oder Kaliwasserglas. Es hat die Eigenschaft, daß sich die Kohlensäure der Luft mit den Alkalien des Wasserglases zu Soda oder Pottasche verbindet und Kieselsäure ausgeschieden wird, die in Verbindung mit den feineren Gesteinsbestandteilen einen kittenden Mörtel bildet.

δ) *Teer* ist ein Gemisch von Leicht-, Mittel-, Schwer- und Anthrazenölen mit Pech. Die einzelnen Bestandteile werden aus der Aufbereitung des Rohteeres gewonnen, der seinerseits bei der Trockendestillation der Steinkohle anfällt. Für den Straßenbau sind die Teere T 10/17, T 20/35, T 40/70, T 80/125, T 140/240, Wetterteer und Kalteere (KT) (DIN 1995, 1996) üblich. T bedeutet Teer, die beigesetzten Zahlen geben die zulässige Spanne für die Viskosität oder Zähflüssigkeit in Sekunden an. Für die Beurteilung von Teeren zu Straßenbauzwecken sind folgende Feststellungen von Wichtigkeit:

Der *Tropfpunkt* nach UBBELOHDE ist die *Temperatur*, bei der ein Tropfen unter seinem Eigengewicht von einer gleichmäßig erwärmten Masse des tropfbildenden Stoffes abfällt.

Der *Erweichungspunkt* nach KRÄMER-SARNOW ist die *Temperatur*, bei der eine Quecksilbersäule von bestimmter Höhe (5 g) durch eine Säule des Bindemittels von bestimmter Höhe hindurchtritt

Der *Erstarrungspunkt* nach HÖPFNER-METZGER ist diejenige *Temperatur*, bei der eine 0,5 mm starke zylindrische Nadel bei 450 g Belastung innerhalb 60 sec $\frac{1}{10}$ mm tief in das Bindemittel eindringt.

Der *Brechpunkt* nach FRAASS ist diejenige *Temperatur*, bei der ein auf ein Stahlblech aufgeschmolzenes Bindemittelband beim Durchbiegen um eine bestimmte Strecke bricht.

Die *Viskosität* oder *Zähflüssigkeit* wird durch genaue Ermittlung der *Ausflußzeit* von 50 cm³ des Bindemittels aus dem Viskosimeter oder Konsistometer bei 30° oder 40° C gewonnen. Die Kenntnis der Viskosität ist wichtig für die Auswahl geeigneter Bindemittel. Bei niedrigen Lufttemperaturen können Bindemittel mit kleinerer Viskosität als bei höheren Lufttemperaturen verwendet werden. Mit zunehmender Rauigkeit und Porosität des Gesteins kann die Viskosität abnehmen.

Mit *Penetration* oder *Eindringungstiefe* bezeichnet man diejenige *Strecke* in 10⁻¹ mm, um die eine Nadel von bestimmten Abmessungen unter einer Gesamtbelastung von 100 g während 5 sec in das Bindemittel bei einer Temperatur von 25° C eindringt.

Die *Duktilität* oder *Streckbarkeit* wird durch die *Fadenlänge* gemessen, bis zu der sich das Bindemittel bei 25° C mit einer Geschwindigkeit von 2 cm/min ausziehen läßt, ohne abzureißen.

Die Spanne zwischen Tropfpunkt und Erstarrungspunkt wird als *Wärmeabstand* und der Zustand des Bindemittels innerhalb des Wärmeabstandes als *knetbar* bezeichnet. Der absolute Wert des Wärmeabstandes allein ist noch kein Maßstab für die Güte des Bindemittels, es müssen die tatsächlich vorkommenden höchsten und tiefsten Temperaturen zum Vergleich herangezogen werden.

e) *Bitumina* sind Kohlenwasserstoffverbindungen, die aus der Destillation der rohen *Erdöle* gewonnen werden oder in der Natur in Verbindung mit Mineralstoffen (Kalkstein, Schiefer, Sand, Ton) vorkommen und dann als *Naturasphalte* bezeichnet werden. Gewinnungsstätten in Deutschland für Erdöl: Lüneburger Heide; für Naturasphalte: Limmer (Hannover), Vorwohle (Braunschweig). Außerdeutsche Vorkommen für Erdöle: USA., Mexiko, Kolumbien, Peru, Argentinien,

Sumatra, Borneo, Kaspisches Meer (Baku), Galizien, Rumänien, Süd-Persien, Mesopotamien; für Naturasphalte: Val de Travers (Schweiz), Ragusa (Sizilien), Mittelitalien, Seyssel (Rhone), Löbsam (Elsaß), Trinidad (Trinidad épurée), Venezuela, Mexiko.

Verschmittbitumen ist ein Asphaltbitumen, das durch Zusatz von Ölen dünnflüssiger gemacht ist.

Asphaltmastix ist ein mit Erdölbitumen oder Naturasphalt angereichertes Asphaltgestein, das 12—15 Gew.-% Bitumen enthält und in Form von Broten in den Handel kommt.

Für den Straßenbau werden vorzugsweise die Bitumina B 80, B 200, B 300 (DIN 1995, 1996) verwendet. B bedeutet Bitumen. Die beigesetzten Zahlen geben die Penetration oder Eindringungstiefe in Zehntel mm an. Die für den Straßenbau wichtigsten Eigenschaften werden nach den gleichen Verfahren wie bei Straßenteer (s. Abschnitt δ) festgestellt. Die Bitumina haben meist einen größeren Wärmeabstand, und daher erstreckt sich bei ihnen der knetbare Zustand über eine größere Spanne von 70—75°.

ç) *Mischung aus Teer und Bitumen*. Zugabe von Bitumen zum Teer vermindert die Temperaturempfindlichkeit des Teers und erhöht seine Beständigkeit.

Beimischungen von Teer zum Bitumen setzt die Viskosität des Bitumens und die Schlüpfrigkeit der Decken herab. Nach den bisher vorliegenden Untersuchungen soll das zugesetzte Bindemittel nur bis zu etwa 20 % des Gewichtes betragen. Mischungen von 85 Gew.-% Teer und 15 Gew.-% Bitumen werden mit BT bezeichnet. Die beigesetzten Zahlen geben die Viskosität im Straßenteerkonsistometer an; üblich sind die Mischungen BT 40/70, BT 80/125, BT 140/240, BT 250/500.

η) *Teeremulsionen*. Darunter versteht man eine feine und gleichmäßige Verteilung des Teeres in Wasser. Dieser Zustand wird durch Zusatz eines Emulgators erreicht, dem die Aufgabe zufällt, den Schwebezustand der Teerteilchen durch Herabsetzung der Grenzflächenspannung zwischen den beiden Flüssigkeiten Teer und Wasser zu erhalten. Als Emulgator werden meist Alkaliseifen verwendet, mitunter auch Ton und Kohle. In der Emulsion sind Wasser und Teer etwa zu gleichen Teilen enthalten. Eine gute Emulsion muß stabil sein, d. h. sie darf sich während der Lagerung bis zur Verwendung nicht entmischen. Sie muß ferner bei der Verarbeitung durch die Einwirkung des Gesteins „brechen“, d. h. das Bindemittel an das Gestein abgeben, dieses mit einer zusammenhängenden Haut überziehen und das Wasser mit dem Emulgator durch Versickerung und Verdunstung abgeben. Bekannte Teeremulsionen sind: Magnon, Vierfix, Kiton, Teramuls.

θ) *Bitumenemulsionen* werden durch eine feine und gleichmäßige Verteilung von Bitumen und Wasser je zu gleichen Teilen erhalten. Als Emulgator werden die gleichen Zusätze wie bei Teeremulsionen verwandt. Die bekanntesten Bitumenemulsionen sind: Colas, Euphalt, Bitumuls, Webas, Emas, Emulbit, Kaltas.

Auch Gemische von Teer und Bitumen werden emulgiert: Vialit.

ι) *Bituminierte Zemente*. Man hat versucht, durch Beimischungen von Teer oder Bitumen bis zu höchstens 5 % zum Zement diesen unempfindlicher gegen Feuchtigkeit und Temperaturschwankungen zu machen und den Abbindevorgang zu verzögern, so daß der Beton abgewalzt werden kann (Bindemittel 10 der Firma Sager und Wörner). Durch Zusatz von geteerterem Sägemehl (Rhoubenitpulver) zum Beton soll das Abbinden des Betons günstig beeinflusst werden (nach Vorschlag von R. HOUBEN).

3. Fahrbahndecken ohne Bindemittel.

a) *Die rohe Schotterdecke* (Abb. 38). Sie ist die Decke unserer früheren Chausseen. Als Unterbau dient Pack- mit Schüttlage oder Schotterlage von 50/70 oder 60/80 mm Korn (Makadambauweise). Die Decke wird 10—15 cm hoch aus Schotter 40/60 mm Korn geschüttet und auf 8—12 cm Stärke eingewalzt. Zur besseren Verspannung und Ausfüllung der Hohlräume wird der vorgewalzten Decke Splitt und Grobsand zugegeben. Die Decke wird durch

Walzen unter Zusatz von Wasser weiter verdichtet, bis ein Stein von 40—50 mm Korn von der Walze zerdrückt wird. Dazu sind 60—100, im Mittel etwa 80 Walzgänge erforderlich. Decken über 12 cm Stärke nach der Verdichtung sind in zwei Schichten herzustellen. Die untere Schicht kann weiches Gestein erhalten, für die obere Verschleißschicht ist zweckmäßig nur Hartgestein zu verwenden. Gewicht der Walze für starke Decken und Hartgestein 15—20 t, für Weichgesteine 10—12 t. Die einfache Steinschlagdecke



Abb. 38.

ist dem gummibereiften Kraftwagenverkehr nicht gewachsen und kommt nur für schwachen Verkehr in Frage, bei dem Gespannfuhrwerke überwiegen.

b) Oberflächenbehandlung (s. auch Abschnitt VII, A 2). Auch die rohe Schotterdecke kann dem Kraftwagenverkehr dienen, wenn der zerstörenden Saugwirkung der Gummireifen und dem Eindringen von Wasser durch eine Oberflächenbehandlung begegnet wird. Diese besteht aus einem Überzug, zu dem als Bindemittel Teer, Bitumen oder Emulsionen verwendet werden.

Damit sich der Überzug unter dem Verkehr nicht aufwickelt, sind die Fugen des Steingerüstes mittels Stahl- oder Piassavabesen auf 1—2 cm Tiefe freizulegen und kurz vor dem Aufbringen der Bindemittel die Decke mit Staubbesen vollkommen von Staub zu reinigen. Dann wird *heiß* auf *trockener* Straße bei einer Außentemperatur von $\geq 10^{\circ}\text{C}$ das Bindemittel aufgebracht, und mit Besen oder Gummischiebern gleichmäßig verteilt. Über den Überzug wird Splitt gestreut, gleichmäßig verteilt und mittels einer 5—10-t-Walze in das Bindemittel bis zur Sättigung eingedrückt. Die technischen Vorschriften für bituminöse Deckenarbeiten auf Landstraßen (TV bit 1939) und die Richtlinien (R bit L 1939) empfehlen als Bindemittel:

Bitumen B 200 und B 300 auf 160—190° C erhitzt,

Wetterteer T 10/17, T 20/35, T oder BT 40/70, T oder BT 80/125, T oder BT 140/240 auf 100—120° C erhitzt.

Für Gegenden mit wenig anhaltender, trockener Witterung kommen auch Emulsionen in Frage, doch können auch diese bei *stärkeren* Niederschlägen *nicht* verwendet werden.

4. Makadamdecken mit Teer und Bitumen als Bindemittel.

(Siehe auch Abschnitt VII A 2.)

Die Makadamdecken rechnen zu den „offenen“ Bauweisen, weil diese Decken auch nach der Verdichtung noch Hohlräume von solchem Ausmaß aufweisen, daß Wasser in sie eindringen kann. Sie müssen daher noch mit einem Oberflächenabschluß versehen werden.

Der Unterbau besteht aus Pack- mit Schüttlage oder Beton.

a) Tränkmakadam. Je nach der gewünschten Stärke der Decke wird über den Grundbau roher Schotter gleichmäßig ausgebreitet und leicht gewalzt. Zum Auskeilen und teilweisen Schließen der Hohlräume wird Splitt gleichmäßig aufgebracht und solange mit einer 15—17 t schweren Walze gewalzt, bis das Steingerüst steht.

Das völlig trockene Steingerüst wird nach den R bit L beim *Teermakadam* mit T oder BT 40/70, T oder BT 80/125, T oder BT 140/240 oder Wetterteer von 100—120° C — bei zähflüssigen Teeren Erhitzung bis auf 130° C — mittels Spritzgeräten gleichmäßig getränkt. Beim *Asphalttränkmakadam* wird Bitumen B 80 oder B 200 von 160—190° C verwendet.

Solange die Flächen noch warm sind, wird Splitt aufgebracht, gleichmäßig verteilt und mit einer 5—10 t schweren Walze bis zur völligen Bindung des Splittes abgewalzt. Löser Splitt ist abzufegen und eine zweite Tränkung auszuführen. Bei Halbtränkung bleibt diese weg. Dann wird die getränkte Schicht abgesplittet und mit der leichten Walze angedrückt.

Teerdecken können dann für den Verkehr mit leichteren Fahrzeugen freigegeben werden, der schwere Lastkraftwagen ist zweckmäßig erst nach kurzer Liegedauer zuzulassen. Etwas später erhalten sie eine Oberflächenbehandlung.

Dagegen wird für Asphaltdecken die Ausführung der Oberflächenbehandlung gleich nach Abschluß der Tränkungen empfohlen.

b) Streumakadam (Abb. 39). Die Decke wird in zwei Schichten hergestellt. Der Schotter der Unterschicht wird gleichmäßig verteilt und mit einer 13—17 t schweren Walze kurz vorgewalzt; es müssen noch genügend Hohlräume verbleiben, die das Eindringen des Einstreusplittes ermöglichen. Die trockene Schotterdecke wird mit T 10/17 oder T 20/35 von 100—120° C gleichmäßig angespritzt und hierauf unter ständigem Walzen bituminierter oder geteerter Splitt als Bindemittel eingebracht. Mit dem Aufstreuen und Walzen wird solange fortgefahren, bis die Decke steht. Dann wird der bituminierte oder geteerte Splitt für die Verschleißschicht aufgebracht und mit einer 8—12 t schweren Walze verdichtet. Die Decke wird dann mit Grobsand 1—3 mm oder leicht geteertem Sand (2 % Teerzusatz) abgestreut und abgewalzt.



Abb. 39.

Einige Zeit nach der Verkehrsübergabe erhält die Decke eine Oberflächenbehandlung, oder es wird an Stelle der Verschleißschicht eine Abschlußschicht aus Teerbeton oder diesem ähnlichen hohlraumarmen Überzug hergestellt. Bei der Aufbereitung des Einstreusplittes ist folgendes zu beachten.

Der Splitt muß getrocknet und entstaubt sein. Für den *Teerstreumakadam* soll der Splitt beim Mischen eine Temperatur von 40—60° C — aber nicht mehr — haben. Als Teer kommen T oder BT 40/70, T oder BT 80/125 von 80—100° C in Frage. Die richtige Mischung ist vorhanden, wenn das Gemenge beim Verladen ganz langsam auseinanderfließt (kriecht). Dieser Zustand wird in der Regel erreicht, wenn bei glattflächigem, dichtem Gestein 4—4,5 Gew.-%, bei rauhfächigem Gestein 4,5—5,5 Gew.-% Teer zugesetzt werden.

Für den *Asphaltstreumakadam* wird zum Vorspritzen T 40/70 von 100—120° C empfohlen, bei Herstellung des Einstreusplittes Verschnittbitumen von höchstens 90° C verwendet. Der trockene Splitt soll beim Mischen eine Temperatur von 40—80° C haben.

c) Mischmakadam. Zum Unterschied vom Tränk- und Streumakadam werden beim Mischmakadam sämtliche Gesteinstoffe vor dem Einbau mit Bindemittel umhüllt.

Decken von 5—6 cm Stärke werden zweckmäßig in zwei Schichten, solche von 7 cm Stärke und darüber in drei Schichten ausgeführt. Jede Schicht wird für sich ausgeführt und mit einer 8—12 t schweren Walze verdichtet.

Die fertige Oberschicht ist mit Rohsplitt oder schwach geteertem Splittsand abzustreuen und nochmals leicht abzuwalzen. Es kann auch als Oberschicht ein hohlraumarmes Mischgut (Dammann-Asphalt, Teer- oder Asphaltfeinbeton) aufgebracht und durch Aufstreuen leicht geteerten Sandes 0/2 mm (2 % Teerzusatz) abgeschlossen werden.

Das Mischgut kann kalt und warm eingebaut werden. Beim Warmeinbau ist feuchtes oder regnerisches Wetter hinderlich. Aber auch beim Kalteinbau muß der Unterbau wenigstens während des Aufbringens der Unterschicht trocken sein, später zwingt leichter Regen nicht zur Unterbrechung der Arbeiten. Für den Kalteinbau soll die frühe Jahreszeit gewählt werden, damit während der warmen Jahreszeit die fertiggestellte Decke durch den Verkehr nachgedichtet werden kann.

Beim *Teermischmakadam* sind für den Kalteinbau T oder BT 40/70, T oder BT 80/125, für den Warmeinbau T oder BT 80/125, T oder BT 140/240, BT 250/500 oder Wetterteer geeignet. Das Bindemittel soll zum Mischen auf 80—100° C erhitzt werden, das vollkommen trockene und möglichst staubfreie Gestein nicht wärmer als etwa 60° C sein.

Beim Warmeinbau muß das Mischgut je nach der Bindemittelart und der Lufttemperatur bei der Aufbereitung 100—130° C haben.

Beim *Asphaltmischmakadam* ist zur Aufbereitung des Mischgutes für den Kalteinbau Verschnittbitumen von nicht mehr als 90° zu nehmen und das trockene und möglichst staubfreie Gestein muß eine Temperatur von 40—80° C haben. Für den Heißeinbau wird B 200, in besonderen Fällen B 80 verwendet. Bei der

Aufbereitung ist das Gestein auf 100—130° C, das Bitumen auf etwa 170° C zu erhitzen. Die Einbautemperatur soll je nach der Lufttemperatur zwischen 100 und 150° C liegen.

Bei allen Bitumen- und Teerdecken ist zu beachten, daß ein Zuviel an Bindemitteln sich ebenso nachteilig auswirken kann wie ein Zuwenig. Ein Zuviel führt dazu, daß Bindemittel aus der Decke austritt, was auch als Schwitzen bezeichnet wird. Die Oberfläche wird dadurch glatt. Weiter aber wird die Decke im Sommer leicht weich, verliert die Standfestigkeit und neigt zur Wellenbildung. Ein Zuwenig an Bindemittel begünstigt einen stärkeren Verschleiß des Steingerüstes, der Feinkorngehalt wächst, dadurch wird die Oberfläche des Steingerüstes größer, der Bindemittelanteil sinkt, die Mischung magert noch weiter aus und die Gefahr des Verfalls der Decke wächst. Die richtige Menge des Bindemittels hängt daher von der Weichheit der Bindemittel und der durch die Kornzusammensetzung bedingten Oberfläche des Steingerüstes ab. Mit zunehmender Kornfeinheit wächst die Oberfläche stark an. Man fordert jetzt die Zusammensetzung des Kornes nach bestimmten Sieblinien. Die Untersuchungen über Art und Menge der Bindemittel in Abhängigkeit von der Kornzusammensetzung sind noch im Gange.

5. Geschlossene Decken mit Teer und Bitumen als Bindemittel.

(Siehe auch Abschnitt VII A 2.)

Zu den „geschlossenen“ Bauweisen rechnen diejenigen Decken, bei welchen schon durch die Kornzusammensetzung ein bestimmter, kleinster Hohlraumgehalt angestrebt werden soll. Dieser soll dann durch die Beigabe von Bindemitteln noch weiter herabgesetzt werden. Die praktischen Erfahrungen und die Untersuchungen der Straßenforschungsstelle von Prof. Dr. NEUMANN, Stuttgart, haben gelehrt, daß es nicht zweckmäßig ist, bei der Kornzusammensetzung auf das praktisch erreichbare Hohlraumminimum zu gehen, sondern einen etwas größeren Hohlraumgehalt von 10—12 % zu belassen, um Bindemittel in ausreichender Menge zusetzen zu können. Auch nach höchster Verdichtung soll noch ein Restporenraum von 3—5 % vorhanden sein, um das Ausschwitzen bei Sommertemperaturen zu verhindern und die Standfestigkeit der Decken zu erhalten. Die Decken sind in ihrer ganzen Stärke einheitlich zusammengesetzt und so dicht, daß praktisch in sie kein Wasser eindringt. Als Unterbau für die geschlossenen Decken dient Pack- und Schüttlage oder eine Schotterschicht.

Zu den „geschlossenen“ Decken rechnen:

a) **Teer- und Asphaltbeton.** Darunter werden walz- oder stampfbare Gemische aus Splitt, Sand, Füller- und Bindemittel verstanden. Nach den Abmessungen des größten Kornes unterscheidet man: *Grob*beton, in dem das größte Korn Abmessungen über 18—25 mm erreicht; *Fein*beton mit Korngrößen bis zu 12 mm. Die Hohlraumarmut wird bei den Betonbauweisen durch Beigabe von „Füller“ erreicht. Darunter werden die feinsten Bestandteile mit einem Gehalt von $\geq 80\%$ der Korngrößen 00 (Koo) und 0 (Ko) verstanden. Zu der Korngröße 00 rechnen die allerfeinsten Bestandteile, die noch durch das Maschensieb von 0,06 mm hindurchgehen, zum Korn 0 zählt der Durchgang durch das Maschensieb 0,09. Als Füller werden vorzugsweise Kalkstein-, Basalt-, Schiefer-, Quarz- und andere Gesteinmehle verwandt, auch Zemente. Der Füller darf keine Bestandteile enthalten, die sich im Wasser lösen oder aufquellen (Gips, Lehm, Ton, Mergel).

Je nach dem geforderten Hohlraumgehalt sind die Brechsand- und Splittanteile unter Berücksichtigung eines Fülleranteils von 20—25 Gew.-% zu wählen.

Wird als Bindemittel Teer hinzugesetzt, dann spricht man von *Teerbeton*. Es werden T 140/240, T 250/500 und Wetterteer verwendet. Wird Bitumen zugesetzt, dann erhält man die *Asphaltbetondecke*. Für sie kommen überwiegend B 65 oder B 80 in Betracht. Auch Mischungen von Teer und Bitumen sind üblich. Überwiegt der Teergehalt, so spricht man von Asphaltteerbeton, überwiegt der Bitumengehalt, dann wird die Decke als Teerasphaltbeton bezeichnet.

Bei der Aufbereitung der Mischung ist das gereinigte, entstaubte Gestein auf mindestens die gleiche Temperatur zu erwärmen, bei der das Bindemittel den zum vollständigen Mischen erforderlichen Grad der Dünflüssigkeit erreicht. Bei Bitumenzusatz auf etwa 170—180°, bei Teerzusatz das Gestein auf 120—140°, reiner Teer nur auf 100—120° C. BT-Gemische sind auf 130—140° C zu erhitzen und zwar gelten die größeren Grade bei höheren Bitumenanteilen. Der Füller wird erst nach der Entstaubung des Gesteins zugesetzt, darauf das Bindemittel. Die Bestandteile sind innig miteinander zu vermischen, so daß die Gesteinsteilchen auch völlig von dem Bindemittel umhüllt sind.

Das Mischgut wird bei Asphaltbeton 170—180° heiß, bei Teerbeton 80—120° C heiß auf der Baustelle gleichmäßig ausgebreitet und sofort mit einer 8—10 t schweren Walze verdichtet. Es muß schnell gearbeitet werden, weil beim Absinken der Temperatur das Gemisch immer zäher wird und eine vollkommene Verdichtung erschwert, mitunter sogar ausschließt.

Stärkere Decken werden in 2 Schichten hergestellt, einer unteren etwa 5 cm starken, größeren Binderschicht. Diese muß an der Oberfläche nach dem Abwalzen noch so rau sein, daß die daraufkommende Verschleißschicht gut haftet.

b) Sandasphalt. Darunter ist ein Gemisch von Sand, Füller und Bitumen zu verstehen. Der Sandasphalt ist also feiner im Kornaufbau als der Asphaltfeinbeton, weil er nur Korngrößen bis zu 3 mm enthält. Vorteilhaft sind die Kornstufen bis zu 3 mm in gleichen Anteilen. Zusatz an Bitumen etwa 9—12 Gew.-%, Erweichungspunkt nach K. S. größer als 35°, Brechpunkt unter — 6°. Im übrigen ist die Verarbeitung des Mischgutes die gleiche wie beim Asphaltbeton.

c) Dammann-Asphalt (Essener Asphalt, Es-As-Decke). Das Steingerüst besteht aus gebrochener Hochofenschlacke oder Basalt, und zwar 90% Sand bis zu 2 mm Korn und 10% Füller. Dazu kommen 5—6 Gew.-% eines weichen Bindemittels, ursprünglich bei gewöhnlicher Temperatur flüssiger Teer, neuerdings auch Bitumen mit einem Tropfpunkt unter 30°. Das gereinigte und entstaubte Gestein wird getrocknet und bei Temperaturen von 80—100° mit dem Bindemittel innig gemischt. Die Masse wird etwa in doppelter Höhe der zukünftigen Deckenstärke *h_{alt}* aufgebracht, gleichmäßig verteilt und zunächst mit Hand- oder leichten Motorwalzen von 5 t Gewicht verdichtet. Nach und nach wird das Gewicht der Walzen gesteigert und die Verdichtung bis auf einen Hohlraumgehalt von 20% gebracht. Die endgültige Verdichtung wird dem Verkehr überlassen. Bis die Decke vollständig „geschlossen“ ist, besteht die Gefahr des Eindringens von Feuchtigkeit. Deshalb wird vielfach eine leichte Oberflächenbehandlung vorgenommen. Die starke Nachverdichtung durch Verkehr und der Kalteinbau sind zwar billig, das Verfahren bietet aber keine Gewähr für die Ebenföchigkeit der endgültigen Decke.

d) Gußasphalt. Damit wird eine im erhitzten Zustande streichbare Masse aus Splitt, Sand und Füller mit Bitumen als Bindemittel bezeichnet. Die Streichbarkeit wird dadurch erzielt, daß das Bindemittel die vorhandenen Hohlräume des Steingerüstes um 3—5 Raum-% übersteigt. Ein größerer Überschuß steigert die Temperaturempfindlichkeit und setzt die Standsicherheit herab und ist deshalb zu vermeiden. Bindemittelmengen zwischen 8 und 10 Gew.-% haben sich bewährt, der Erweichungspunkt nach K. S. soll möglichst zwischen 45° und 65°, der Erstarrungspunkt unter — 10° liegen. Den Füllergehalt bemißt man auf das 3—4fache der Bitumenmenge. Wird dem Steingerüst Hartsplitt bis zu 8 mm Korn zugesetzt, dann spricht man von *Hartgußasphalt*, der sich durch große Gröffigkeit auszeichnet. Allerdings läßt diese mit zunehmender Abnutzung der Decke nach.

Als Grundbau dient Beton. Es kann aber auch infolge der Elastizität der Decke als Grundbau eine alte gutprofilirte Pflaster- oder Schotterdecke verwendet werden.

Das Mischgut wird in Wagen, die mit Rührwerken versehen sind, heiß auf die Baustelle gebracht, in Lagen von 2—3 cm Stärke mittels Holzkellen von Hand ausgestrichen. Soll der Belag stärker als 3 cm werden, wird er in 2 Lagen nacheinander aufgebracht. In letzter Zeit ist das Verstreichen von Hand durch Walz-

arbeit ersetzt worden. Dabei hat das Walzen nicht die Aufgabe, die Masse zu verdichten, sondern die Decke mit dem Grundbau gut zu verankern, eine ebene Oberfläche zu schaffen und die Arbeitsleistung zu steigern. Dieser Gußasphalt wird auch als *Walz-Gußasphalt* bezeichnet.

e) Stampfasphalt. Darunter versteht man entweder gemahlenes Naturasphaltgestein oder eine Mischung aus gemahlenem Kalkstein und Bitumen. Das Gemisch ist in warmem Zustande stampfbar und ergibt eine geschlossene, leicht zu reinigende und geräuscharme Decke. Nach vollständiger Verdichtung bildet der Stampfasphalt eine wenig elastische Masse, die leicht bricht. Deshalb kommt als Grundbau nur Beton in Frage. Das Naturasphaltgestein wird fein gemahlen, so daß es überwiegend aus den Kornstufen 0—2 mm besteht. Ist der Bitumengehalt zu gering, dann wird Erdölbitumen zugesetzt, ist das Gestein zu fett, dann wird es durch Beimischung bitumenarmen oder reinen Kalksteinpulvers gemagert. Je nach der Körnung des Mehles soll der Gehalt an Bitumen 8—11 Gew.-% betragen.

Es bildet sich auf der Decke leicht aus den Abschleifstoffen Staub und dem Abtropföl der Kraftwagen ein Schmierfilm, der die Stampfasphaltdecke schlüpfrig macht und die Sicherheit des Verkehrs, namentlich bei einsetzendem Regen, gefährdet. Durch Zumischung von Hartgestein in größerem Korn hat man in den letzten Jahren einen Raustampfasphalt geschaffen, viele Verwaltungen sind aber dazu übergegangen, den Stampfasphalt durch den rauheren Hartgußasphalt zu ersetzen.

6. Mörtelschotterdecken.

(Siehe auch Abschnitt VII A 2.)

Zu diesen Decken rechnen diejenigen Bauweisen, bei welchen als Bindemittel zur Ausfüllung der Hohlräume des Schottergerüstes Mörtelmischungen verwendet werden. Als Unterbau dient Pack- mit Schüttlage oder eine Schotterschicht.

a) Zementschotterdecke (Sandwichverfahren). Zwischen den Bordsteinen oder Randleisten aus Kantholz oder Eisen wird eine erste Schotterlage von 5 bis 6 cm Stärke Körnung 40/60 profiligerecht eingebracht, angenäßt und mit einer Walze zusammengedrückt. Darauf wird der plastische Zementmörtel im Mischungsverhältnis: 1 Teil Zement, 3 Teile Kiessand (450 kg Zement auf 1 m³ lose Masse) 4—5 cm stark ausgebreitet und mit einer Profillehre abgeglichen. Darauf kommt eine zweite, vorher angenäßte Schotterlage, Körnung 30/50, ebenfalls 5—6 cm stark. Diese Schicht wird mit einer Walze, die nicht schwerer als 9 t sein soll, solange von der Seite nach der Mitte zu in der Längsrichtung bearbeitet, bis der Mörtel der Zwischenschicht an die Oberfläche dringt. Da der Mörtel beweglich bleiben muß, verwendet man zweckmäßig reinen Naturkiessand bis zu 5 mm Korn, wobei der Feinkornanteil 0—1 mm nicht mehr als 30 Gew.-% ausmachen soll. Um den Abbindeprozeß nicht zu stören, soll nicht länger als 1 Stunde gewalzt werden. Zum vollständigen Deckenschluß wird eine Zementschlämme im Mischungsverhältnis: 1 Teil Zement zu 2 Teilen Hartsteinsand (600 kg Zement auf 1 m³ lose Masse) aufgebracht, mit Besen verteilt und gewalzt.

Walzabschnitte werden durch profilmäßig bearbeitete Holzbalken begrenzt, über die aber die Walze zur besseren Verdichtung der Abschnittsenden hinweg in den nächsten Abschnitt geführt wird. Nach Beendigung des Walzens wird der Balken entfernt, der Zwischenraum mit Mörtel und Schotter ausgefüllt und mit Handstampfern verdichtet.

Zur Vermeidung von Rissen werden Raumbaugen wie beim Betonstraßenbau (s. Abschnitt 7) ausgebildet, sie können aber in größeren Abständen von 40 bis 80 m angeordnet werden.

Die Decke muß nach der Fertigstellung noch 3 Wochen lang gut feucht gehalten und gegen Schlagregen und Sonnenbestrahlung geschützt werden. Dann kann sie dem Verkehr übergeben werden.

b) Traßmörteldecken. Sie werden in ähnlicher Weise wie die Zementschotterdecken hergestellt, nur wird als Bindemittel ein Gemisch von 2 Gewichtsteilen gelöschtem Kalkmehl und 3 Gewichtsteilen Traß verwendet. Um die

Anfangsfestigkeit zu erhöhen, kann auch Wasserglas hinzugesetzt werden (Mörtel M 33)¹. Der Vorteil des Traßmörtels beruht darauf, daß er auch nach dem Abbinden noch längere Zeit unempfindlich bleibt und die Verdichtungsarbeit über die Zeit des Abbindens hinaus erstreckt werden kann. Auch die Elastizität und Zähigkeit des erhärteten Mörtels bleibt groß. Infolgedessen treten auf Traßmörteldecken nur selten Risse auf.

Ein Nachteil der Traßmörteldecken besteht darin, daß der Mörtel weich ist, sich schneller abnutzt als das eingebettete Schottergestein und weit stärker Staub bildet als die mit Teer oder Bitumen behandelten Decken. Deshalb ist auch für Traßmörteldecken eine Oberflächenbehandlung bei größerem Verkehr meist unerlässlich. Dies hat zu einer weiteren Bauweise geführt, der

c) **Verbunddecke.** Auf dem vorbereiteten Unterbau wird der Traßkalkmörtel, bestehend aus 12 Sack Traßkalk und 1 m³ scharfem Sand, trocken in 2 cm Stärke ausgebreitet. Darauf kommt die Schotterschicht 7—8 cm stark. Sie wird trocken angewalzt, dann mäßig genäßt und weiter gewalzt, bis die Decke steht. Der Mörtel dringt hierbei nach oben, soll aber nicht die Decke vollständig schließen, sondern es sollen noch Fugen von etwa 1,5 cm Tiefe verbleiben. Stellen, wo das nicht der Fall ist, sind durch Kehren und Auskratzen bis auf 1,5 cm Tiefe wieder frei zu legen. Ist die Decke lufttrocken, dann wird Teersplitt in 2 Schichten eingestreut und eingewalzt. Der Abschluß wird durch Teersand gebildet. Die abgewalzte Schicht wird bei warmer Witterung mit Basaltsand abgedeckt, um das Kleben zu verhindern.

7. Betondecken.

Als Unterbau für die Betondecke dient nicht allein Beton, sondern es können auch Betondecken auf vorhandenem Straßenunterbau aus Packlage oder Schotter aufgebracht werden, Voraussetzung ist nur, daß der Unterbau genügend fest und unnachgiebig ist.

a) **Unbewehrter Beton** (Abb. 40). Die Betondecken erhalten Stärken von 10—15 cm in der Mitte und werden an den beiden Seiten auf einen Streifen von 60—70 cm Breite um 10—15 cm kämpferartig verstärkt, um die Randspannungen besser aufzunehmen. Decken mit Grundbau aus Beton werden in gleichmäßiger Stärke von 20—25 cm ausgeführt. Bis zu 15 cm Stärke können die Decken in einer Schicht hergestellt werden, bei größeren Stärken empfiehlt sich die zweischichtige Ausführung. Die obere Schicht wird als Verschleißschicht mit besonders hartem, verschleißfestem, gebrochenem Gestein hergestellt, während in die untere Schicht (Tragschicht) auch natürliche Kiese und Sande eingebaut werden können. Beide Schichten müssen „frisch“ auf „frisch“ eingebracht werden.

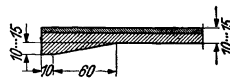


Abb. 40.

Wichtig für die Betondecken ist die richtige Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe und die Menge des Zementzusatzes. Mit Rücksicht auf die Schwindwirkung werden 350 kg Zement in 1 m³ fertigen Beton der Oberschicht und 270—300 kg Zement in der Unterschicht empfohlen.

Die Kurven der besten Kornzusammensetzung für natürliche und gebrochene Zuschlagstoffe sind im Abschnitt Baustoffkunde enthalten.

Der Wassergehalt des Betons soll nur so groß sein, daß der Beton mittels Rüttelns oder Stampfens verdichtet werden kann. Die Zuschlagstoffe werden zweckmäßig in Maschinen gemischt, die eine gleichmäßige Verteilung des Zementes und der Korngruppenanteile gewährleisten. Zum Verdichten werden möglichst Straßenfertiger benutzt, deren Verwendung aber bestimmte Regelbreiten der Fahrbahnen voraussetzt. Bei davon abweichenden Breiten kommen Hand-, Elektro- oder Preßluftstampfer in Frage. Die Verdichtungsgeräte arbeiten entweder mit Hämmern, Stampfbohlen, Schwingbohlen oder rütteln den Beton. Zur Erzielung einer möglichst ebenen Decke ist es bei Verwendung von Straßenfertigern geboten, sie auf kräftigen, biegungsfesten Randschwellen aus Holz, Eisen oder Beton laufen zu lassen.

¹ GROSSJOHANN: Erfahrungen mit Traßmörteldecken. Verkehrstechn. 16 (1935) H. 3.

Ist zu befürchten, daß der Boden unter der Decke dem frischen Beton zu reichlich Wasser entzieht, wird das Planum zuvor mit zähem Papier abgedeckt. Gegen aggressive Wässer im Untergrund schützt eine bituminöse Zwischenlage. Im übrigen gilt auch für Betonfahrbahnen, daß durch Einbau kapillarbrechenden Bodens das Aufsteigen von Wasser im Untergrund bis zur Frosttiefe unter der Decke verhindert wird.

Eine noch nicht befriedigend gelöste Aufgabe ist die Ausbildung der Fugen. Fugen sind nötig, um der Bildung wilder Risse zu begegnen. Risse bilden sich beim Schwinden an der Oberfläche als Haarrisse, infolge der statischen und dynamischen Beanspruchungen durch den Verkehr, der Lageänderungen im Untergrund und der Temperaturänderungen. Den Kräftwirkungen theoretisch beizukommen, ist außerordentlich schwer. Die Erfahrung hat gelehrt, daß Betonfahrbahndecken bis zu 5 m Breite nur Querfugen in Abständen von 8—10 m zu erhalten brauchen, bei Fahrbahnbreiten über 5,0 m ist auch eine Mittellängsfuge anzuordnen. Die Fugen werden jetzt meist als Raum- oder Dehnungsfugen, die eine gegenseitige Verschiebung der Fahrbahnplatten gestatten, ausgebildet.

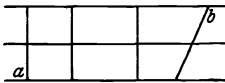


Abb. 41.

Die Preß- oder Arbeitsfugen werden nur noch von manchen Verwaltungen als Längsfuge zugelassen. Fugen sind deshalb ungünstig, weil an ihren Rändern und Ecken hohe Randspannungen auftreten und die Decke an diesen Stellen besonders gefährden, und weil sie die Herstellung der Decke verteuern. Deshalb werden die Fugen jetzt rechtwinklig zur Straßenachse angeordnet (Abb. 41 a) und nicht schiefwinklig (Abb. 41 b), obwohl Schrägfugen fahrtechnisch günstiger sind. Aus letzterem Grunde wird auch mit dem Fugenabstand gewechselt, um das Aufschaukeln der Fahrzeugschwingungen durch die Stöße an den Fugen zu verhüten, was bei gleichen Fugenabständen und gewissen, von der Eigenschwingung der Fahrzeuge abhängigen Geschwindigkeiten möglich ist.

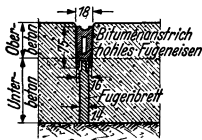


Abb. 42.

Sehr verbreitet ist die Fugenausbildung nach dem Patent WIELAND (Abb. 42), bei dem im Unterbeton eine Holzplatte von Fugenstärke eingelegt wird, die im Beton verbleibt. Darauf wird ein etwas konisch verlaufendes, mit Bitumen umhülltes Hohleisen von Fugenstärke gesetzt und mit Bügeln gehalten. Der Oberbeton wird über das Eisen hinweg gestampft. Nach der Verdichtungsarbeit wird durch das Hohleisen Heißluft oder heißer Wasserdampf geschickt, das Bitumen wird weich und das Fugeneisen kann leicht gezogen werden. Nacharbeiten an den Fugenkanten sind bei diesem, wie auch bei fast allen anderen Verfahren unerlässlich. Die besten Fugen erhält man, wenn diese in den völlig erhärteten Beton mit besonderen Geräten eingeschnitten werden. Die benachbarten Betonplatten werden zur Verhütung ungleichmäßigen Setzens in den Querfugen miteinander verdübelt, in den Längsfugen durch Ankereisen miteinander verbunden. (Technische Vorschriften für die Ausführung von Betondecken auf Landstraßen — TV Beton — 1939.)

Die Empfindlichkeit des Betons während der Zeit seines Erhärtens verlangt nach der Fertigstellung eine Nachbehandlung der Decke von etwa 3 Wochen. Während des Abbindeprozesses werden Schutzdächer verwendet, nachher genügen gegen zu starke Austrocknung und Regen Matten aus Geweben oder Stroh oder auch Sandabdeckungen, die ständig feucht zu halten sind.

b) Bewehrter Beton. Ist der Untergrund nicht gleichmäßig tragfähig, dann empfiehlt sich Bewehrung des Betons, um dadurch größere Flächen der Platten für die Übertragung der Verkehrslasten auf den Untergrund heranzuziehen (Abb. 43 a u. b). Die Randverstärkungen können entfallen und zweckmäßig durch besondere eiserne Bewehrungen ersetzt werden. Bevorzugt wird für die Bewehrung geschweißtes Stahlgewebe in Mengen von etwa 1,5—2,5 kg/m². Die Stahleinlagen werden meist in den Oberbeton gelegt, um auch gegen Risse

bildungen bei größeren Wärmeschwankungen zu schützen. Sie sollen noch 5 cm durch Beton überdeckt sein. In besonderen Fällen wird auch der Unterbeton bewehrt. An den Querfugen sind die Stahleinlagen zu unterbrechen, aber Dubel einzusetzen.

c) **Soliditbeton.** Zur Herstellung dieser Decken wird dem gewöhnlichen Portlandzement aufgeschlossene fein vermahlene Kieselsäure zugesetzt, wodurch der Beton höhere Zugfestigkeiten erreicht und die Neigung zur Ribbildung herabgesetzt wird. Man kommt mit geringeren Deckenstärken von 8—12 cm auf vorhandenem Grundbau aus. Die Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons geschieht in der gleichen Weise wie bei den anderen Betonstraßen.

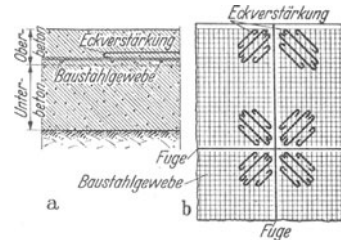


Abb. 43 a und b.

8. Pflasterdecken.

a) **Kleinpflaster** (Abb. 44). Als Unterbau dient eine Pack- mit Schüttlage, eine feste Schotter- oder Beton. Auf dem sorgfältig abzugleichenden Grundbau wird eine Sandschicht von 3—4 cm Stärke aufgebracht und darin die Kleinpflastersteine von Hand gesetzt und abgerammt. Dann wird die Decke abgesandet und der Sand in die Fugen eingekehrt. Will man einen Fugenverguß aus Teer oder Bitumen haben, dann öffnet man die Fugen auf etwa 1,5 cm Tiefe, spritzt die Decke mit dem flüssigen Bindemittel ab, kehrt mit Gummischiebern ein oder sandet ab und überläßt dem Verkehr das Eindrücken der Kittmasse in die Fugen. Eine sehr feste Decke erhält man, wenn man die Steine auf Betonunterlage in Zementmörtel versetzt und mit einer Schlemme aus Zementmörtel abschließt. Sie ist aber bei eisenbereitem Verkehr sehr geräuschvoll. Die Kleinpflastersteine haben eine würfelige Form von 8/10 cm Kantenlängen. Sie werden aus Naturgestein geschlagen, in letzter Zeit auch aus Mansfelder Kupferschlacke gegossen. Sie werden entweder unregelmäßig, in Fächerform oder bei gleichen Abmessungen in Reihen gesetzt.

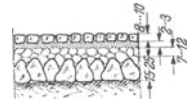


Abb. 44.

b) **Großpflaster** (Abb. 45). Als Unterbau dienen Pack- mit Schüttlage, eine feste Schotter- oder Kiesschicht oder Beton. Über den vorbereiteten Unterbau kommt eine Schicht aus Pflasterkies von 6—7 cm Stärke. In diese werden die Steine gesetzt und gut abgerammt, so daß die Oberflächen in einer Ebene liegen. Die Steine werden in Reihe gesetzt, die durchgehenden Fugen rechtwinklig zur Straßenachse, die Stoßfugen gegeneinander versetzt. Diagonalpflaster wird selten verlegt, weil es teurer als Reihenpflaster ist und keine Vorteile diesem gegenüber hat. Neben den Bordkanten werden die Steine in je 1—3 Längsreihen verlegt. Die Fugen können mit einer Pflasterkittmasse oder mit Zementmörtel ausgegossen werden. Der Verguß bis Oberkante Stein liefert eine nahezu ebene, erschütterungsarme Decke.



Abb. 45.

Zum Großpflaster werden Naturgestein oder auch künstliche Steine verwendet. Die Natursteine werden je nach ihren Abmessungen in 3 Klassen gehandelt: Klasse I Würfelform, Klasse II Verhältnis der Fußfläche zur Kopffläche wie 4:5, Höhe 14—16 cm, Klasse III Fußfläche zu Kopffläche wie 2:3, Höhe 13—15 cm. Die Steine dürfen in der Breite nur einen Unterschied von 5 mm aufweisen. Die Längen betragen das $1\frac{1}{2}$ — $2\frac{1}{2}$ fache der Breite mit einem Spielraum von 2 cm. (DIN 4300 Musterbuch über Großpflastersteine für Reihenpflaster).

Von den künstlichen Steinen werden die Mansfelder Kupferschlackensteine bevorzugt. Sie sind in der Kopf- und Fußfläche quadratisch mit 16 cm Seitenlängen, Höhen 15—17 cm. Daneben werden Rechtecksteine mit 12 × 16 cm Kopffläche und Verbandsteine 24 × 16 cm hergestellt. Die Fahrfläche ist rau

und griffig und behält diese Eigenschaften auch unter dem Verkehr für lange Zeit. Die Steine sind daher den besten natürlichen Steinen ebenbürtig.

c) **Klinkerpflaster** (Abb. 46). Als Unterbau dienen Pack- mit Schüttlage, Schotterschicht, Beton und Sand in 30 cm Stärke. Auf den vorbereiteten Unterbau, sofern er nicht aus Sand besteht, wird eine 2—5 cm starke Sandbettung eingebracht. Die Klinkersteine werden hochkant wie die Großpflastersteine versetzt und mit einer 3—5 t schweren Walze abgewalzt. In die Fugen wird Sand eingeschlämmt. Einen besseren Halt erzielt man durch Ausgießen der Fugen mit einer Teer- oder Bitumenmasse.

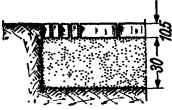


Abb. 46.

Die Klinker haben Regelabmessungen von 250—120—65 mm oder Abmessungen von 220—105—50 mm (Bockhorner und Hamburger Klinker) und 230—110—55 mm (Kieler und ostfriesische Klinker). Diese Decken werden in solchen Gegenden bevorzugt, die arm an geeigneten Natursteinen sind, für die der Bezug von natürlichen Pflastersteinen zu teuer werden würde, die aber selbst über Rohstoffe und Einrichtungen für Klinkerherstellung verfügen.

d) **Holzpfaster**. Als Unterbau dient Beton. Die Pflasterklötze werden in Abmessungen von 8 cm Breite, 10 cm Höhe und in Längen nicht unter 20 cm jetzt aus dichten Hölzern, überwiegend aus der schwedischen Kiefer, hergestellt. Von deutschen Hölzern kommt die Rotbuche in Frage. Die Holzklötze werden nach dem Rüpingverfahren mit beschränkter Teerölaufnahme getränkt und gegen Fäulnis geschützt. Der Grundbau muß an seiner Oberfläche völlig eben sein, weil auf ihn die Pflasterklötze ohne eine ausgleichende Zwischenschicht verlegt werden. Die Klötze werden wie beim Großpflaster in Reihen angeordnet, entweder mit 5 mm breiten, durchgehenden Fugen, die durch Einlagen von 5 mm starken und 25 mm hohen Leisten gebildet werden, oder mit Preßfugen. Zur Dichtung der Fugen werden die Klötze an einer Schmal- und einer Längsseite in eine heiße Ausgußmasse getaucht und dicht an die bereits verlegten Klötze gedrückt. Zur Dichtung der Preßfugen von oben wird die Oberfläche mit Teer, Bitumen oder einem Gemisch beider Bindemittel behandelt, mitunter auch mit Hartsteinsand abgestreut, der durch den Verkehr in das Holz eingedrückt wird. Trotzdem ist es unvermeidlich, daß Wasser in die Holzklötze eindringt und diese zum Quellen bringt. Um Auftreibungen des Pflasters zu vermeiden, müssen neben den Bordsteinen Dehnungsfugen von 3—5 cm Breite gelassen werden, die unten mit Sand, oben mit Ton abgeschlossen werden. Auch verzinkte Metallfedern sind zum Abschluß der Dehnungsfugen mit Erfolg verwendet worden.

Das Holzpfaster liefert eine geräuscharme, leichte und für Pferdehufe griffige Decke. Es ist deshalb vorzugsweise auf Rampen und Brücken verlegt worden. Die Griffigkeit läßt aber sehr mit zunehmender Verschmutzung nach. Es ist daher mehr und mehr durch den Rauhasphalt verdrängt worden.

e) **Andere Pflasterdecken**. Der Vollständigkeit wegen seien erwähnt: Pflaster aus rohen Feldsteinen, die eine sehr unebene Oberfläche abgeben und nur für Wege untergeordneter Art verwendet werden. Concrelith-Bauweise, bei der unbrauchbare alte Pflastersteine in frischen Betonunterbau gerammt und die Fugen mit Mörtel geschlossen werden. Pflasterdecken aus getränkten Spalt- oder Rundhölzern, aus bituminierten Kalksandsteinen, aus Ara-Quarzitplatten, aus Gummi, aus gußeisernen Platten, aus Stahlrost sind in den letzten Jahren versuchsweise verlegt worden. Die Erfahrungen mit diesen Decken reichen zu einem abschließenden Urteil noch nicht aus.

D. Einzelheiten der Fahrbahnbefestigungen.

1. Ausbildung der Fahrbahn bei Einmündungen und Straßenkreuzungen.

Es gibt zwei verschiedene Ausführungsarten:

a) Das Querprofil nur einer Straße wird an der Einmündungs- oder Kreuzungsstelle durchgeführt. Dann ergeben sich die Grate und Kehlen nach Abb. 47a u. b. Diese Lösung wird man wählen, wenn der Verkehr auf einer der beiden Straßen stark überwiegt.

b) Die Querprofile beider Straßen werden bis zu den Straßenachsen durchgeführt nach Abb. 48a u. b. Grate und Kehlen werden ausgerundet.

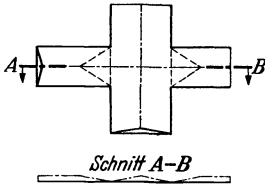


Abb. 47 a und b.

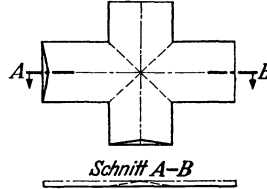


Abb. 48 a und b.

2. Seitlicher Abschluß der Fahrbahnen

a) auf Landstraßen. Die Randeinfassung soll die Deckenkanten schützen und beim Walzen das seitliche Ausweichen verhindern.

α) Grenzen an die Fahrbahn die Randstreifen in gleicher Höhe, dann werden Einfassungen bei nicht zu großer Gesamtstärke der Fahrbahnbefestigung mit Tiefbordsteinen nach Abb. 37a ausgeführt. In Abb. 49 wird der Grundbau durch einen kräftigen Bruchstein, die Decke durch eine Pflasterreihe abgeschlossen.

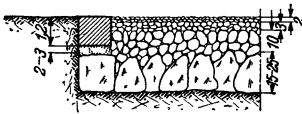


Abb. 49.



Abb. 50.

Bei leichten Decken genügt eine Begrenzung während des Walzens durch Holzbalken, die nachher entfernt werden. Der Hohlraum wird mit geteertem oder bituminiertem Gestein ausgefüllt und abgestampft (Abb. 50).

Muß das Planum des Unterbaues entwässert werden, dann ist hinter der Randeinfassung für eine Sickerung nach Abb. 50 zu sorgen.

Bei Klinkerstraßen kann der Abschluß durch versenkte Klinker nach Abb. 51¹ gebildet werden.

β) Liegen seitliche Fußwege höher als die Fahrbahn, dann kommen Hochbordsteine für die Randeinfassung zur Verwendung. Abb. 52 zeigt einen Abschluß für eine leichte Decke auf durchlässigem Boden.

Für schwere Decken seitlicher Abschluß nach Abb. 53².

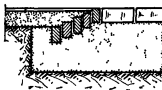


Abb. 51.

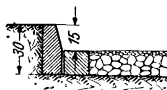


Abb. 52.

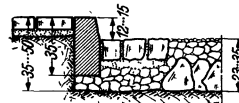


Abb. 53.

b) Stadtstraßen. Bei Stadtstraßen werden überwiegend Bordschwellen zum Abschluß verwendet. Sie werden vor der Herstellung der Fahrbahn auf eine

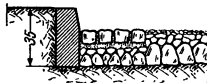


Abb. 54.

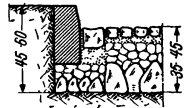


Abb. 55.

¹ NEUMANN: Neuzzeitlicher Straßenbau, II. Aufl. Berlin 1927.

² PRESSER: Die Fahrbahnbefestigung der Reichs- und Landstraßen in Wort und Bild. Berlin 1934.

Unterbettung aus Packlage, Mauerwerk oder Beton der Höhe und Richtung nach genau verlegt. Zur besseren Wasserabführung werden vielfach — unabhängig

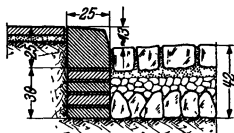


Abb. 56.

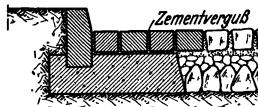


Abb. 57.

von der Deckenart — 1—5 Reihen Pflastersteine gleichlaufend mit den Bordsteinen verlegt. Abb. 54—57 zeigen einige übliche Ausführungen.

c) **Kraftfahrbahnen.** Die Fahrbahnen werden mit je 2 Randstreifen eingefast, der innere längs des Grünstreifens wird jetzt 0,5 m, der äußere 2,25 m breit. Beide Randstreifen erhalten die gleiche Neigung wie die Fahrbahn selbst. Der neben dem äußeren Randstreifen liegende unbefestigte Rasenstreifen kann zur besseren Wasserabführung stärker geneigt werden. Für die Befestigung kommen folgende Bauweisen in Frage:

α) 2 cm Gußasphalt, Asphalt- oder Teerbeton auf Beton. Die Randstreifen müssen mindestens so dick wie die Fahrbahndecke selbst sein. Werden die Randstreifen als Schienenträger bei der Herstellung der Fahrbahndecken benutzt, dann werden sie 25 cm stark gemacht mit 200 kg Zement je m³ fertigen Beton.

β) 6 cm Eingußdecke aus Hartgestein 25/45 oder 35/55 mit 35—40 kg/m² Asphalt-Eingußmasse auf 13 cm starker abgewalzter Schotter- oder Kiesschicht. Abschluß mit 20—25 kg/m² bituminiertem Splitt 2/8.

γ) 12 cm Einstreudecke aus Hartgestein und 50 kg/m² Asphalt- oder Teersplitt 5/12 oder 5/15. Abschluß durch 10—12 kg/m² Eingußmasse und 15—20 kg/m² Asphaltsplitt 2/5.

E. Befestigung der übrigen Verkehrsspuren.

1. Fußwege.

Sie sollen dem Fußgänger eine ebene, griffige Oberfläche bieten, die leicht entwässert. Der Weg erhält, je nach der Befestigung, einseitige Querneigung von 25—30‰ nach der Seite hin, nach der entwässert werden soll.

a) **Auf Landstraßen** genügt eine Verfestigung der Oberfläche mit Kies oder KoksSchlacke. Einseitige Fußwege werden $\geq 1,6$ —3,0 m breit, beiderseitige Fußwege je $\geq 0,8$ m angelegt.

b) **Auf städtischen Straßen** werden die Fußwege je nach der Stärke des Verkehrs, der Anzahl der aufzustellenden Masten, Fernsprechzellen u. a. 1,5 bis 5,0 m breit gemacht. Die Befestigung ist ebenfalls von der Inanspruchnahme durch den Verkehr abhängig. Es kommen außer der Befestigung zu a) in Frage:

α) Kies- oder KoksSchlacke mit etwas Lehm gebunden auf 7—10 cm starken Unterbau aus Ziegelschotter, Gesteinsbrocken, gröberer Schlacke. Der Unterbau wird mit einer Hand- oder leichten Motorwalze verdichtet. Querneigung 25 bis 30‰.

β) Befestigung wie zu α) mit einer leichten Oberflächenbehandlung oder geteertem Schlackensand. Querneigung 20—25‰. Bei stärkerer Beanspruchung Teppichbelag 3—4 cm stark.

γ) Mosaikpflaster aus würfelförmigen Kunst- oder Natursteinen 2/4 oder 4/6 cm Kantenlänge in 4—5 cm starker Sandbettung. Querneigung 20—25‰.

δ) Klinker hochkant oder flachverlegt, in 4—5 cm starker Sand- oder Mörtelbettung, Querneigung 15—25‰.

ε) Beton in 6—10 cm Stärke.

ζ) Gußasphalt 2—3 cm stark oder Asphaltplatten auf 6—10 cm starker Betonunterlage. Querneigung 20—25‰.

η) Platten aus Kunststein 30×30 bis 50×50 cm Kantenlänge in Sand- oder Mörtelbettung verlegt, die Fugen mit Zementmilch eingeschlämmt. Querneigung $10-15\text{‰}$.

θ) Bürgersteigplatten aus Naturgestein nach DIN 484 und 286 oder aus Beton nach DIN 485, in Sandbettung verlegt. Querneigung $10-15\text{‰}$.

Bei breiten Fußwegen genügt häufig nur eine gute Befestigung des Mittelstreifens von $1,5-2,0$ m Breite, die beiderseitigen Randstreifen können mit leichteren Befestigungen versehen werden.

Bäume auf Fußwegen sind in einem Umkreis von $0,5-1,0$ m vom Stamm von jeder Befestigung frei zu lassen, damit ihnen nicht das Niederschlagswasser entzogen wird. Vielfach werden Baumscheiben ausgehoben, mit Pflastersteinen eingefast und mit einem verzinkten Stahlrost abgedeckt.

2. Radwege.

Das Fahrrad hat als Verkehrsmittel in den letzten Jahren eine erhöhte Bedeutung gewonnen¹. Aus Gründen der Verkehrssicherheit ist die Verweisung des Radverkehrs auf besondere Radwege anzustreben.

a) **Radwege neben der Landstraße** erhalten, wenn sie beiderseits angelegt werden und je nur in einer Richtung befahren werden, eine Breite von $\geq 0,8-1,6$ m. Sind sie nur an einer Seite vorgesehen und werden sie in beiden Richtungen befahren, eine Breite von $\geq 1,8$ m.

Als Befestigungsmittel genügen Kies oder Koksasche.

b) **Radwege in städtischen Straßen** sind bei Benutzung nur einer Richtung $1,60$ m breit, bei Benutzung in beiden Richtungen $1,8$ m breit anzulegen. 3spurige Radwege erhalten bei Benutzung in beiden Richtungen Breiten von $2,6$ m. Zweckmäßig werden die Radwege durch Randsteine von den Fahrbahnen und den Gehwegen abgegrenzt. Wo das infolge Raummangels nicht möglich ist, ist ein Radwegstreifen von $0,80$ m Kleinstbreite im unmittelbaren Anschluß an die Fahrbahn immer noch besser als gar keiner.

Als Befestigungen kommen die gleichen Bauweisen wie für Fußwege auch mit den gleichen Querneigungen in Frage. Quergefälle einseitig oder dachförmig je nach der Lage des Radweges zum Vorfluter.

3. Reitwege und Sommerwege.

Pferde und Maultiere, deren Hufe beschlagen sind, ermüden leichter und werden unsicher bei schnelleren Gangarten auf befestigten Fahrbahnen. Deshalb werden in Gegenden mit lebhafterem Reitverkehr besondere Reitwege gebaut. Nach dem gleichen Gesichtspunkt sind auch Sommerwege zu beurteilen, die der Schonung der tierischen Zugkräfte dienen sollen.

Reit- und Sommerwege dürfen daher keine festen Fahrbahnbeläge erhalten, sondern müssen an der Oberfläche weich und nachgiebig sein. Das erhöht den Bewegungswiderstand der Fahrzeuge außerordentlich, so daß Sommerwege nur von leichten landwirtschaftlichen Fahrzeugen benutzt werden können. Sommerwege werden daher nur noch im Zuge solcher Straßen vorgesehen, die überwiegend landwirtschaftlichem Verkehr dienen. Ein großer Nachteil beider Wegearten besteht darin, daß ihre Oberfläche schlecht entwässert und schwer gereinigt werden kann. Wegen der Weichheit der Oberfläche bilden sich Spuren und Mulden darin aus, das Niederschlagswasser findet trotz Quer- und Längsgefälles keinen vollständigen Abzug und muß versickern. Die tiefen Stellen verschlammten mit der Zeit und bilden Pfützen, die um so länger bleiben, je undurchlässiger der Boden ist.

a) **Bei Reitwegen** im Zuge städtischer Straßen werden daher besondere Sickerungen vorgesehen (Abb. 58). Das Querprofil ist nach der Mittelachse vertieft. Dort wird eine Sickerleitung verlegt und darüber Schotter geschüttet, dessen Korn von unten nach oben abnimmt. In der oberen Schicht wird Kies feiner Körnung, Torfmoos oder Gerberlohe eingebaut.

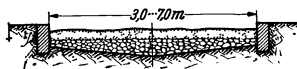


Abb. 58.

¹ SCHACHT: Der Radwegbau in Deutschland.

b) **Sommerwege** werden, wenn der vorhandene Boden zu nachgiebig ist, mit Kies, Sand oder bindigen Böden widerstandsfähiger gemacht. Eine besondere Befestigung erhalten sie nicht.

E. Ausrüstung der Straße.

Zu einer reibungslosen Abwicklung des Straßenverkehrs ist es unerlässlich, auf und neben der Fahrbahn Anlagen zu schaffen, die den Verkehr leiten und sichern. Hierfür kommen in Frage: Bäume, Leiteinrichtungen, Abschnittszeichen und Verkehrszeichen. Näheres siehe RAL 1937 und StVO vom 13. 11. 1937.

V. Besondere Anlagen für den Straßenverkehr.

A. Parkplätze.

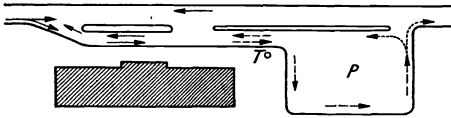


Abb. 59.

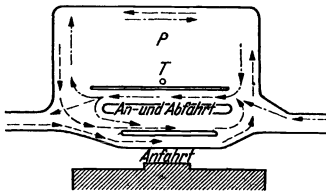


Abb. 60.

dem Ziel nach Abb. 60 in Frage oder es werden 2 Parkplätze neben dem Ziel rechts von den beiden Anfahrtrichtungen vorgesehen (Abb. 61).

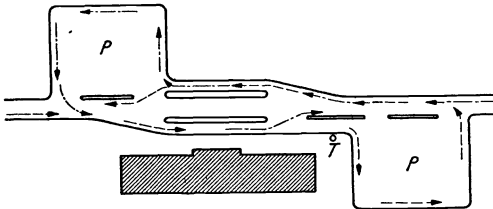


Abb. 61.

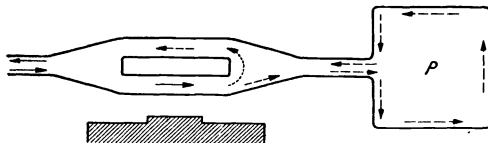


Abb. 62.

Einrichtungen zum Parken zu schaffen, ist besonders wichtig für Ortschaften und daher eine Aufgabe des Siedlungswesens. Im Landstraßenbau sind Parkflächen vorzusehen in der Nähe von Punkten, an welchen mit einer Ansammlung von Wagen zu rechnen ist. Für die Wahl und Lage des Parkplatzes sind folgende Gesichtspunkte zu beachten:

a) Es ist zweckmäßig, erst die Fahrgäste abzusetzen und dann zu parken.

b) Kommt der Hauptverkehr aus einer Richtung, dann ist der Parkplatz in Verlängerung der Anfahrt rechts neben der Straße anzuordnen (Abb. 59).

c) Für einen Verkehr aus beiden Richtungen, kommt ein Parkplatz gegenüber dem Ziel nach Abb. 60 in Frage oder es werden 2 Parkplätze neben dem Ziel rechts von den beiden Anfahrtrichtungen vorgesehen (Abb. 61).

d) Endigt die Straße am Zielpunkt, dann kann auch der Parkplatz in der Verlängerung der Straße liegen (Abb. 62).

e) Für das Absetzen und Aufnehmen der Fahrgäste sind möglichst besondere Standspuren — durch Verkehrsinseln von der Straße getrennt — vorzusehen.

f) Die Lage des Parkplatzes ist möglichst auch so zu wählen, daß durch die abgestellten Wagen weder den Gästen landschaftlich schöne Ausblicke entzogen noch sie durch Gerüche oder Geräusche unnötig belastigt werden.

g) Tankstellen sind möglichst so anzulegen, daß sie sowohl *vor* als auch *nach* dem Parken bequem erreicht werden können. Weiteres über Parkplätze siehe Abschnitt Siedlungswesen.

B. Einrichtung von Rastanlagen¹.

Rastplätze dienen dem Fernverkehr und sollen in erster Linie den Benutzern der Kraftfahrbahnen Gelegenheit bieten, nach längerer Fahrt an landschaftlich bevorzugten Punkten auszuruhen und sich zu erfrischen. Sie sind neben den Kraftfahrbahnen anzulegen und mit Parkplätzen zu versehen. Für sonnige und schattige Plätze ist zu sorgen. Erforderlichenfalls sind Einrichtungen zur Einnahme von Erfrischungen und unter Umständen zum Übernachten vorzusehen.

C. Laderaumverteilungsstellen².

Sie dienen dem Güterfernverkehr und sollen es den Fernlastzügen ermöglichen, am Ziele ihrer Fahrt neue Frachten zu erlangen, um die Wagen wirtschaftlich besser auszunutzen. Weiter werden die Fahrtenbücher nachgeprüft, Vorschüsse auf die Frachten gezahlt und die Frachtpapiere zur Verrechnung dem Reichs-Kraftwagen-Betriebsverband zugestellt. Die Erreichung dieses Zieles setzt eine einheitliche Organisation für das ganze Reichsgebiet mit folgenden *Einrichtungen* voraus:

1. Parkplätze (mit teilweiser Überdachung zur Unterbringung der Lastzüge für längere Zeit);
2. Tankstellen;
3. Waschplätze und Untersuchungsgruben für die Lastzüge;
4. Verwaltungsräume;
5. Unterkunftsräume mit der Möglichkeit zur Verpflegung und Übernachtung;
6. Werkstätten zur Beseitigung kleiner Schäden.

D. Tankstellen³.

Tankstellen dienen zur Versorgung der Kraftwagen mit Treib- und Schmierstoffen, mit Druckluft für die Luftreifen und zur Ausbesserung kleiner Schäden am Wagen. Für die Trennung der Verkehrsrichtungen empfiehlt sich die Anlage von Tankinseln. Hierbei sind Krümmungen für den Verkehr von Lastzügen mit ≥ 12 m Halbmesser auszurunden. Näheres siehe Abschnitt Siedlungswesen.

VI. Unterhaltung der Straßen.

A. Allgemeine Richtlinien für alle Deckenarten.

1. *Aufgabe* der Straßenunterhaltung ist die möglichst schnelle Beseitigung auftretender Schäden. Von der Sorgfalt und Schnelligkeit der Unterhaltung der Decken hängt in hohem Maße ihre Nutzungsdauer ab. Das Ausmaß der aufzuwendenden Arbeit ist um so größer, je stärker der Verkehr und je älter der Belag ist. Es ist ferner abhängig von der Art der Befestigung.

2. Bei der Ausbesserung plastischer oder nachsackender Decken ist zu beachten, daß die geflickten Stellen einer Nachverdichtung durch den Verkehr unterliegen und daher mit entsprechend leichten Buckeln ausgeführt werden müssen.

3. Bei Straßenaufbrüchen zur Verlegung von Leitungen ist nach Verfüllung der Baugrube besonderer Wert auf die Verdichtung des Bodens zu legen. Es empfiehlt sich, wo Nachsackungen durch den Verkehr zu befürchten sind, die Aufbruchstelle vorübergehend durch Pflaster abzuschließen, und erst nach völliger Setzung des Bodens die endgültige Decke einzubauen.

4. Schäden, die den Abzug des Niederschlagwassers der Decke zum Vorfluter verhindern oder das Eindringen von Wasser in die Decke und den Unterbau

¹ Merkblätter, herausgeg. vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Nr. 4 Rastplätze und Parkplätze.

² WEHNER: Innerstädtische Betriebsanlagen für den Güterkraftverkehr. Verkehrstechnik 19 (1938) S. 205. Die Straße 6 (1939) S. 226.

³ WEHNER: Die Entwicklung der Betriebsanlagen an den Reichsautobahnen; Verkehrstechnik 20 (1939) S. 365.

gestatten, sind tunlichst im Herbst vor Eintritt der Regenzeit auszubessern, damit sie nicht bei Frost Anlaß zu weitergehenden Zerstörungen bieten.

5. Aus dem gleichen Grunde sind auch verkrautete Randstreifen im Herbst zu säubern. Die Unkrautbekämpfung auf Straßen kann auch durch Besprengen mit Laugen von Natriumchlorat oder Abdecken mit Schwefelkiesabbrand wirksam unterstützt werden.

6. Vertiefungen größeren Umfanges an der Straßenoberfläche lassen auf Verdrückungen im Unterbau oder Sackungen im Untergrund schließen. Hier müssen Ausbesserungsarbeiten am Unterbau oder Untergrund einsetzen.

B. Fahrbahndecken ohne Oberflächenbehandlung.

1. Die rohe Schotterdecke.

Sie ist der stärksten Abnutzung ausgesetzt, weil die Gummireifen der Kraftwagen die feineren Bestandteile aus den Fugen des groben Steingerüsts herausaugen. Dadurch verlieren die Schottersteine ihren Halt, werden gelockert, stärker beansprucht und schließlich zerstört. Es bilden sich Schlaglöcher, von denen aus infolge der stärkeren dynamischen Kraftwirkungen die Zerstörung rasch fortschreitet. Schnelle Abhilfe ist hier besonders geboten und am besten zu erreichen durch

a) **das Flickverfahren.** Hier werden die Schadstellen möglichst bald nach ihrem Auftreten mit einem Pickel aufgehackt, mit neuem und altbrauchbarem Schotter, Splitt oder Kies und Sand gefüllt und mit einem Stößel von Hand abgerammt, bei ausgedehnteren Schadstellen auch mit einer Walze angedrückt. Es sind auch zu Flickarbeiten dem Gestein Bindemittel aus Teer oder Bitumen zugesetzt worden. Der Erfolg ist zweifelhaft wegen der ungleichmäßigen Abnutzung der gebundenen und nicht gebundenen Teile der Straßendecke.

b) Beim **Deckverfahren** beschränkt man sich mit der Unterhaltung auf das notwendigste und ersetzt die Decklage nach entsprechender Abnutzung. Dieses Verfahren wird dann angewandt, wenn das Flicker zu teuer wird, es hat aber den Nachteil, daß die Straßendecke für längere Zeit in schlechtem Zustand befahren werden muß.

2. Geschlossene Teer- und Bitumendecken.

Treten vereinzelt Zerstörungen auf, dann sind die Schadstellen scharfkantig auszustemmen, zu reinigen, mit einem Bindemittelanstrich zu versehen, mit dem gleichen Mischgut auszufüllen, aus dem die Decke besteht und sorgfältig zu verdichten. Die Wahl der Verdichtungsgeräte bestimmt sich nach der Ausdehnung der Schadstellen. Ist die Decke in größerer Stärke durch den Verkehr abgenutzt, dann muß die Verschleißschicht erneuert werden. Bei Lageveränderungen im Untergrund oder Unterbau und dadurch hervorgerufenen stärkeren Unebenheiten muß unter Umständen auch die Tragschicht ersetzt werden.

3. Mörtelschotterdecken und Betondecken.

Einzelne Schadstellen sind scharfkantig auszustemmen, zu reinigen und mit dem gleichen Mischgut zu verfüllen und zu verdichten, aus dem die Decke zusammengesetzt ist. Bei Zementschotterdecken und Betondecken bildet die lange Erhärtungszeit des Zementes bei Ausbesserungsarbeiten Schwierigkeiten. Hier kann der Zusatz von Sika, das sich bei der Ausbesserung von Betondecken auf der Braunschweiger Versuchsstraße bewährt hat, Abhilfe schaffen. Sika verteuert zwar die Herstellung des Mörtels, dafür können aber die ausgebesserten Stellen schon nach 2 Tagen Erhärtungszeit unbedenklich dem Verkehr übergeben werden. Ist auch diese Sperrzeit für den Verkehr nicht tragbar, kann man nach dem Beispiel der Vereinigten Staaten von Nordamerika die ausgestemmtten Schadstellen unter Verwendung von Sand, Splitt und Teer oder Bitumen schließen, worunter allerdings die Gleichmäßigkeit der Decke in bezug auf Griffigkeit und

Verschleißwiderstand leidet. Bei fortgeschrittener Abnutzung muß die Decke im Zusammenhange erneuert werden.

Besondere Sorgfalt ist bei Betonstraßen der Unterhaltung der Fugen zu widmen. Schäden an den Rändern und Kanten sollen mit Mörtel beseitigt werden, bei kleinen Abspaltungen wird Ausfüllung der Vertiefungen mit Fugenvergußmasse genügen. Auch auftretende Risse sind durch Vergießen schnellstens gegen eindringendes Wasser zu verschließen.

4. Pflasterdecken.

Schäden infolge Zerfalls einzelner Steine können durch Auswechslung und Umliegung der schadhaften Stellen behoben werden. Gegen das Abrunden der Kanten von Großpflastersteinen hilft regelmäßiges Nachfüllen der Fugen. Ist eine Steindecke im Laufe der Jahre durch den Verkehr sehr abgefahren und uneben geworden, dann muß sie unter Zusatz neuer Steine *umgepflastert* oder bei zu weit fortgeschrittener Abnutzung der Steine *neu gepflastert* werden. Einige Städte haben diesen Zeitpunkt dadurch hinauszuschieben versucht, daß sie auf solchen Decken zunächst die Mulden mit geteertem oder bitumiertem Steinsplitt und Sand ausgefüllt und diesen verdichtet haben. Die so eingeebnete Decke ist dann mit einem Teppichbelag aus Gußasphalt oder mehrfachen Oberflächenbehandlungen versehen worden. Der Erfolg einer solchen Maßnahme wird verschieden beurteilt. In manchen Fällen sind auch regelrechte Verschleißdecken aus Teer oder Bitumen auf vorbehandelte alte Steindecken gebracht worden.

Wichtig für den Bestand des Holzpflasters ist die dauernde Unterhaltung der Dehnungsfugen an den Bordschwellen, damit weder die Bordschwellen verdrückt werden, noch das Holzpflaster sich aufbuckelt. Faulende Klötze sind auszuwechseln. Bei geteeter und abgesandeter Oberfläche ist der Bewurf 1—2mal im Jahr zu wiederholen.

C. Decken mit Oberflächenbehandlung.

Bei diesen erstreckt sich die Unterhaltung hauptsächlich auf den Überzug. Schnelle Ausbesserung auftretender Schadstellen ist geboten, weil andernfalls eine schnell um sich greifende Zerstörung größerer Flächen nicht zu vermeiden ist. Auch hier werden die Flickstellen scharfkantig ausgehoben, sorgfältig gereinigt und mit Teer oder Bitumen als Bindemittel überzogen. Dann wird die Öffnung mit Sand und Splitt geeigneten Kornes unter Beigabe von Bindemittel geschlossen und verdichtet. Tritt bei fortschreitender Abnutzung das Gestein der darunter liegenden Decke an mehreren Stellen hervor, dann ist der Zeitpunkt gekommen, eine neue Oberflächenbehandlung vorzunehmen. Tiefer gehende Zerstörungen, die bis in die darunter liegende Decke greifen, sind nach den Anweisungen des Abschnittes B zu behandeln.

VII. Wirtschaftlichkeit und Bewertung der Fahrbahnbefestigung.

A. Preise.

1. Allgemeines.

Der Preis für eine Befestigung, den der Bauherr zu zahlen hat, setzt sich zusammen aus den Selbstkosten des Unternehmers für Aufwand an Baustoffen und Löhnen, sowie aus Zuschlägen für allgemeine Geschäftsunkosten, Wagnis, Gewinn und Umsatzsteuer. Nach RENTSCH¹ beträgt der Stoffaufwand etwa 58 % des Umsatzes, der Lohnaufwand einschließlich sozialer Lasten 25 % des Umsatzes und die Zuschläge 17 % des Umsatzes. Die Stoffkosten machen den größten Anteil aus. Sie setzen sich ihrerseits wieder zusammen aus den Preisen, die der Unternehmer frei Verwendungsstelle oder frei Gewinnungsort zu zahlen hat. Im letzteren

¹ ELSNERS Taschenbuch für den Straßenbau 1937, S. 153.

600 Straßenbau. — Wirtschaftlichkeit u. Bewertung der Fahrbahnbefestigung.

Tabelle 11. Baustoffbedarf für Oberflächenbehandlung und schwarze Decken.

Deckenart	Stärke cm	Steingerüst für 1 m ²		Bindemittel für 1 m ²
		Korn- durch- messer mm	Menge	
1. Oberflächenbehandlung				
a) Auf roher Schotterdecke				
α) Heißeinbau		5/15	18— 22 kg	1,5—2,0 kg Teer oder Bitumen
β) Kalteinbau		2/8—5/15	18— 22 kg	2,0—3,0 kg Emulsion oder 1,5—2,0 kg Kaltteer
b) Auf schwarzen Decken				
α) Heißeinbau		2/8 od. 5/15	12— 18 kg	0,9—1,3 kg Teer oder Bitumen
β) Kalteinbau		2/8—5/15	12— 18 kg	1,2—2,0 kg Emulsionen oder 1,0—1,5 kg Kaltteer
2. Streumakadam				
a) Tragschicht	7—8			
Schotter roh		35/55	90—120 kg	0,8—1,2 kg Teer oder Bitumen
Splitt geteert oder bituminiert		5/15	30— 35 kg	
b) Verschleißschicht				
Splitt geteert oder bituminiert		5/15	35— 40 kg	1,0—1,2 kg Teer oder Bitumen
Rohsplitt zum Abstreuen		2/5	3— 5 kg	
c) Oberflächenbehandlung		2/8 od. 5/15	12— 18 kg	
3. Tränkmakadam				
Schotter	7—8	35/55	90—120 kg	
Zum Auskeilen		15/25	10— 15 kg	
1. Tränkung		15/25	20— 25 kg	3 —3,5 kg Teer oder Bitumen
2. Tränkung		5/15	15— 20 kg	2 —2,5 kg „ „ „
Oberflächenbehandlung		2/8 od. 5/15	12— 18 kg	1 —1,2 kg „ „ „
4. Mischmakadam				
a) Zweischichtige Decke	5—6			
α) Unterschicht 1/3:15/25, 2/3: 25/45		15/45	80—100 kg	2,5—4 kg Teer oder Bitumen
β) Oberschicht		2/15	35— 45 kg	1,4—2,5 kg „ „ „
Zum Abstreuen		2/5	3— 5 kg	
γ) Oberflächenbehandlung		2/8 od. 5/15	12— 18 kg	1,0—1,3 kg „ „ „
b) Dreischichtige Decke	7—8			
α) Unterschicht		25/45 od. 35/55	90—120 kg	2,7—3,6 kg „ „ „
β) Zwischenschicht		15/25	30— 40 kg	1 —1,8 kg „ „ „
γ) Oberschicht		5/15	35— 45 kg	1,4—2,5 kg „ „ „
Zum Abstreuen		2/5	3— 5 kg	
δ) Oberflächenbehandlung		2/8 od. 5/15	12— 18 kg	1,0—1,2 kg „ „ „
5. Teer-Asphaltbeton				
a) Untere (Binder-) Schicht	5			
20—30 Gew.-%	3	0/5	60 kg	
70—80 Gew.-%		5/15 od. 5/25		4,5—6,5% des Steingewichtes
b) Verschleißschicht	2			
Füller 10—15 Gew.-%		0/0,09	50 kg	
Edelsplitt 20—40 Gew.-%		2/8 od. 2/12		6,5—9% des Steingewichtes
Sand 45—70 Gew.-%				
6. Gußasphaltdecke				
a) Untere Schicht	5			
Asphaltmehl	2,5		35%	
Sand		0/2	17—22%	
Splitt		2/8	37—40%	10—13% einschließlich Bitu- men im Asphaltmehl
b) Obere Schicht	2,5			
Asphaltmehl			45%	
Sand		0/2	12—17%	10—13%
Splitt		2/8	30%	
Zum Aufrauen bituminiertes Splitt mit 4% Bitumen		8/12	8—10 kg	
Zusammen a) und b)			120 kg	12—15 kg

Tabelle 12. Baustoffbedarf für Schotterdecken ohne und mit Zement als Bindemittel.

Deckenart	Stärke der Decke cm	Hartgestein		Menge für 1 m ² Decke	Bindemittel für 1 m ²		
		Korndurchmesser mm	Gewichtsanteil in %		Zement kg	Mörtel kg	Eisen kg
1. Rohe Schotterdecke	6						
Schotter		35/55		100 kg			
Kies oder Splitt		8/18		25—30 kg			
Sand				10—20 l			
Schotter	8	35/55		130 kg			
Kies oder Splitt		8/18		25—30 kg			
Sand				10—20 l			
Schotter	10	35/55		160 kg			
Kies oder Splitt		8/18		25—30 kg			
Sand				10—20 l			
2. Decke mit Mörtel M 33	8—9						
a) Unterschicht							
Schotter		35/55		120—130 kg		6	
Sand		0/2		18 kg			
b) Oberschicht							
Sand		0/2		8 kg		3—4	
c) Zum Abdecken							
Sand		0/2		10 kg			
3. Verbunddecke	8—9						
a) Unterschicht							
Schotter		35/55		120—130 kg		8	
b) Oberschicht							
Teersplitt		5/15		30—40 kg			
Teersand		0/5		9—10 kg			
c) Zum Abdecken							
Sand		0/2		5 kg			
4. Zementschotter							
Schotter		25/45 oder 35/55		120 kg	17—20		
Splitt		2/8		25 kg			
Sand		0/2		15 kg			
5. Zementbetondecke (15 cm Unterbeton, 5 cm Oberbeton)	20						
Sand		0/2	65	425 kg	58		2,0—2,5 je m ²
Splitt oder Kies		3/15	17				
		15/30	18				

Fälle treten noch die Frachtkosten hinzu. Weite Frachten können die Preise mancher Decken nicht unerheblich steigern, andere Decken sind wiederum unempfindlicher dagegen. Diese Tatsache ist für die Entscheidung bei der Auswahl einer Deckenart insofern von Bedeutung, als der Bauherr gern auf Gesteinsvorkommen in seinem Bezirk zurückgreifen und bei Mangel an geeigneten Gesteinsarten frachtunempfindliche Decken wählen wird. Bei der Berechnung der Frachten ist zu prüfen, ob der Baustoff zu Ausnahme- oder zu Regeltarife befördert wird.

2. Baustoffbedarf.

Der Baustoffbedarf ist für einige der üblichen Bauweisen in den Tabellen 11 bis 14 zusammengestellt. Zu den darin aufgeführten Mengen sind noch Zuschläge zu machen für Verluste bei der Beförderung, Lagerung und durch Bruch in Höhe von: 0,5 % für Asphalt, Packlage-, Klein- und Großpflastersteine, 1 % für Mosaikpflaster und Tiefbord-, Hoch- und Rohbordsteine, Granitsteinplatten, Pflasterklinker; 1,5 % für Kaltasphalt; 2 % für Sand, Kies, Splitt, Schotter, Teersplitt, Kunststein-, Stampfasphalt-, Teerbetonplatten, Asphaltmehl; 3 % für Zement, Kalkmehl, Teer und Bitumen in Fässern; 5 % für unbearbeitete Rundeiseneinlagen.

602 Straßenbau. — Wirtschaftlichkeit u. Bewertung der Fahrbahnbefestigung.

Tabelle 13. Baustoffbedarf für Unterbau aus Packlage oder Beton.

Unterbaustärke (in gewalztem bzw. erhärtetem Zustande gemessen) cm	Quarzporphyr t/m ²	Grauwacke t/m ²	Kalkstein t/m ²	Hütten-schlacken t/m ²	Beton	
					Zement kg/m ²	Trocken-zuschläge t/m ²
15					30	0,28
18	0,31	0,34	0,31	0,30		
20	0,33	0,37	0,34	0,33	40	0,38
23	0,37	0,42	0,38	0,37		
25	0,41	0,45	0,42	0,41	50	0,47

Bemerkung: Es verhält sich die Menge der Packlage im gewalzten Zustande zur lose aufgesetzten wie 1 : 1,15.

3. Preisbildung.

Für die Veranschlagung hat sich folgende Gliederung als zweckmäßig erwiesen:

a) Vorbereitende Rechnungen.

α) Ermittlung des Durchschnittslohnes und der Lohnziffer aus den Tariflöhnen nach Maßgabe der Anteile, die auf die vorkommenden Lohnstufen entfallen (Tiefbau-, Bauhilfs-, Zement-, Facharbeiter-, Maschinisten-, Polierstunden); dazu 15 % für soziale Beiträge und Sozialversicherungen.

β) Ermittlung der Baustoffpreise, Preis ab Gewinnungsort oder frei Verwendungsstelle, dazu Aufwand für Frachten, Umladen, Abladen, Stapeln, Lagern, Zuschläge für Streu- und Mischungsverluste 5 %.

b) Angebotspreis. Er wird gebildet aus den

Einzelkosten der Baustelle:

α) Baubetriebslöhne

Stundenaufwand × Durchschnittslohn.

β) Baustoffe.

γ) Förderkosten von der Aufbreitungs- zur Einbaustelle.

δ) Walzarbeit.

Tabelle 14. Baustoffbedarf für Pflasterdecken.

Deckenart	Pflastersteine für 1 m ²			10 t Steine ergeben		Kiesbedarf l je m ²
	Kopffläche cm	Höhe cm	Menge Stückzahl	qm	Stück	
1. Kunststeinpflaster						
a) Mansfelder Kupferschlacken- stein	9,5 · 9,5	9,5	100	46,5	4650	60—100
	12 · 16	15—16	48	27	1300	60—100
	16 · 16	11—13	36	35	1300	
	16 · 16	12—14	36	33	1200	
	16 · 16	15—16	36	28	1000	50—80
b) Klinker						
α) Ostfriesisches Format .	23 · 11	5,5	40 flach 80 hochkant			
β) Normalformat	25 · 12	6,5	32 flach 52 hochkant			
2. Natursteinpflaster						
a) Mosaiksteine	4—6 · 4—6	4—6		90—95		
	5—7 · 5—7	5—7		73—77		
	7—9 · 7—9	7—9		50—55		
b) Kleinpflastersteine	8—10 · 8—10	8—10		48—50		
	9—11 · 9—11	9—11		45—48		
c) Mittelpflastersteine	10—12 · 12—20	10—12		40		
	10—12 · 12—20	12—14		37		
d) Großpflastersteine	11—12 · 17—19	14—16		29		
	12—15 · 12—18	13—16		33		
	13—15 · 18—22	14—16		28,5		
	13—17 · 13—22	11—15		30		
	14—16 · 14—16	14—16		28,5		
	16—18 · 16—22	12—15		26,5		
	16—18 · 18—25	16—18		25		

Weiter treten hinzu von den *Gemeinkosten*:

- e) Baubetrieb
(Leitung auf der Baustelle, Betriebsstoffe, Kleingerät, Umleitung, Absperrung, Sonstiges).
- ζ) Abschreibung und Unterhaltung des Großgerätes.
- η) Baustellenunkosten
(Frachten und Ladekosten für Geräte bei Einrichtung und Abräumung der Baustelle, Wasserbeschaffung, Reisespesen).
Den Abschluß der Preisberechnung bilden die Zuschläge für:
- θ) Allgemeine Geschäftsunkosten
13,3 % der Summe α) bis η).
- ι) Wagnis, Gewinn, Körperschaftsteuer
7,5 % der Summe α) bis θ).
- κ) Umsatzsteuer
2,04 % der Summe α) bis ι).

Über die Höhe der Beträge zu α) bis η) können zuverlässige Werte nur auf Grund langjähriger Erfahrungen im Straßenbaubetriebe gewonnen werden. Jeder Unternehmer hat sein eigenes Verfahren für die Preisberechnung und behält es für sich. In jüngster Zeit sind zwei Veröffentlichungen auf diesem Gebiete herausgekommen, die brauchbare Unterlagen für die Preisberechnung bieten: LEVSEN: Selbstkostenermittlung im Straßenbau. Berlin 1935, und ELSNERS Taschenbuch für den Straßenbau 1941.

B. Wirtschaftlicher Vergleich zwischen verschiedenen Befestigungen.

Der Bauherr ist stets vor eine schwere Aufgabe gestellt, wenn er unter den zahlreichen Befestigungsarten sich für *eine* entscheiden soll. Wo die Wirtschaftlichkeit den Ausschlag gibt, kann die Bewertung entweder auf Grund der Jahreskosten oder eines Ablösungskapitals vorgenommen werden, aus dem der Gesamtaufwand für die Straße bestritten werden kann. Welcher von den beiden Wegen beschritten wird, ist für eine vergleichsweise Bewertung gleichgültig, weil beide Verfahren von den gleichen Voraussetzungen ausgehen.

1. Die Jahreskosten.

Bedeutet für 1 m² Fahrbahn: *N* RM das Anlagekapital, *A* RM den Betrag, der auf Anleihe übernommen ist und in *t* Jahren getilgt werden muß, *Ed* RM die Aufwendungen für die Deckenerneuerung nach *n* Jahren, *Eg* RM desgleichen für die Erneuerung des Grundbaues nach *m* Jahren, *u* RM die jährlichen Unterhaltungskosten, *z* den Zinsfuß in % und $q = 1 + \frac{z}{100}$, dann beläuft sich der Gesamtaufwand im Jahr auf:

$$(37) \quad K_g = \frac{N \cdot z}{100} + \frac{A \cdot (q - 1)}{q^t - 1} + \frac{Ed \cdot (q - 1)}{q^n - 1} + \frac{Eg \cdot (q - 1)}{q^m - 1} + u.$$

Die Gleichung (37) vereinfacht sich, wenn man den Vergleich nur auf die Decke, nicht auf den Unterbau erstreckt und die Deckenerneuerung nicht aus Anleihen bezahlt. Dann wird der Jahresaufwand für die Decken

$$(38) \quad K_d = \frac{Ed \cdot z}{100} + \frac{Ed \cdot (q - 1)}{q^n - 1} + u = \frac{Ed \cdot z \cdot q^n}{100 \cdot (q^n - 1)} + u.$$

2. Der Einfluß von Verkehrsstärke und Veränderlichkeit der Unterhaltungskosten.

Die Nutzungsdauer *n* und die Unterhaltungskosten sind keine festen, sondern schwankende Werte, beide hängen von der Stärke und Schwere des Verkehrs und voneinander ab.

a) **Abhängigkeit der Nutzungsdauer *n* von der Stärke des Verkehrs**
Ist *G* in *t* die Fahrbahnbelastung einer Straße innerhalb 24 Stunden in beide Richtungen und wickelt sich dieser Verkehr auf Fahrbahnstreifen von der Breite

ab, dann entfällt auf die Einheit der Breite eine reduzierte Belastung von

$$g = G/b.$$

NEUMANN¹ macht die Annahme, daß sich die Nutzungsdauer einer Straße umgekehrt verhält wie die reduzierte Belastung, mithin

$$n/n_1 = g_1/g; \quad n \cdot g = n_1 g_1 = \text{einer Konstante } C; \quad n = C/g.$$

Zur Ermittlung von C ist es notwendig, für die verschiedenen Deckenarten außer der Nutzungsdauer auch Verkehrszählungen über einen längeren Zeitraum zu erstrecken. NEUMANN gibt in seinem Buch für Großpflaster $C = 2000$, für Stampfasphalt $C = 2250$ und für Holzpflaster zu $C = 2000$ an.

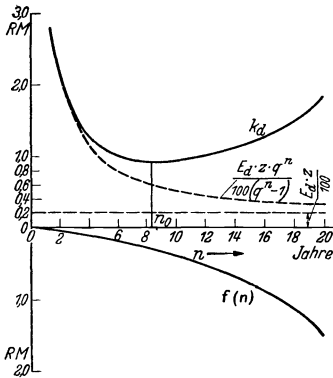


Abb. 63.

b) Abhängigkeit der Unterhaltungskosten von der Zeit. Es ist eine bekannte Tatsache, daß die Unterhaltungskosten mit zunehmendem Alter der Straße wachsen, also

$$u = f(n)$$

ist.

Damit wird Gleichung (38)

$$K_d = \frac{E_d \cdot z \cdot q^n}{100 (q^n - 1)} + f(n).$$

In Abb. 63 sind die Ordinaten der Kurve

$$\frac{E_d \cdot z \cdot q^n}{100 (q^n - 1)}$$

nach oben, die der Kurve $f(n)$ nach unten abgetragen, die starke Linie ergibt die Summe beider Ordinaten K_d . Sie hat ein Minimum für $n = n_0$ Jahre.

NEUMANN gibt an, daß nur bei einer sehr starken Steigerung der Unterhaltungskosten, wie sie in der Praxis nicht vorkommt, die Minimumgrenze innerhalb der Nutzungsdauer verbleibt.

c) Die Deckenkosten in Beziehung zu den Beförderungskosten. Nach Tabelle 2 weichen die Widerstandsbeiwerte für luftbereifte Kraftwagen auf den verschiedenen gut unterhaltenen Decken nur wenig voneinander ab. Der Gesichtspunkt, daß auf der einen Decke weniger Brennstoff verbraucht werden könnte als auf einer anderen, kann bei der Auswahl einer Deckenart zurücktreten, wenn die Decken nur gut sind. Wichtiger dagegen ist die Beachtung der Tatsache, daß durch schlecht unterhaltene, unebene Decken und durch ungeschicktes Fahren der Brennstoffverbrauch sehr zunehmen kann. Die gleichen Erfahrungen haben 9monatige Versuche der schweizerischen Postverwaltung auch für den Reifenverschleiß und die Unterhaltung ergeben. Hiernach kann auf guten Straßen gegenüber schlechten mit folgenden Ersparnissen gerechnet werden: Betriebsstoff 20 %, Reifen 45 %, Unterhaltung 17 %, Überholung der Fahrzeuge 23 %.

d) Zusammenfassung. Die wirtschaftliche Notwendigkeit, die Beförderungskosten niedrig zu halten, erfordert eine *gute, ebene* Fahrbahn. Unter den Decken, die dieser Anforderung genügen, sind bei der Auswahl noch folgende Gesichtspunkte zu beachten:

- α) Niedrige Jahreskosten.
- β) Stärke und Art des Verkehrs (schwer oder leicht, tierischer oder Kraftwagenverkehr).
- γ) Verkehrssicherheit.
- δ) Beschaffenheit des Untergrundes.
- ε) Längsgefälle.

¹ NEUMANN: Der neuzeitliche Straßenbau, II. Aufl. Berlin 1932.

- ζ) Klimatische Verhältnisse.
- η) Zeit der Bauausführung.
- θ) Lage zur Umgebung (Einschnitt, Damm, Wald, Feld).
- ι) Staub- und Schmutzbildung.
- κ) Geräusche und Verkehrserschütterungen.
- λ) Soziale Rücksichten (Erwerbslose, Unterstützung bodenständiger Gewerbe).
- μ) Verkehrsumleitung oder halbseitige Bauweise, Bauzeit.

VIII. Die Leistungsfähigkeit der Straßen.

Unter Leistungsfähigkeit einer Straße soll die Anzahl der Fahrzeuge oder der Personen oder der Gütertonnen verstanden werden, die in der Zeiteinheit an einem bestimmten Meßpunkt einer in einer Richtung benutzten Verkehrspur vorüber befördert werden.

Dabei ist grundsätzlich zu unterscheiden zwischen einer Leistungsfähigkeit bei geforderter Höchstgeschwindigkeit, die eine *optimale* Anzahl von Fahrzeugen ergibt, und einer *maximalen* Leistungsfähigkeit, die höhere Werte ergibt, sich aber nur bei einer bestimmten *günstigsten*, meist unter der Höchstgeschwindigkeit liegenden Geschwindigkeit erzielen läßt. Die Leistungsfähigkeit hängt ab von der Bremswirkung, der Anfahrbeschleunigung und dem Abstand der Wagen sowie von der Regelung des Querverkehrs.

Näheres siehe Risch: Grenzen und Ziele im Straßen- und Eisenbahnverkehr. Straßenbau 1928, Nr. 6, S. 73. SCHAAR: Die Leistungsfähigkeit einer Straße für den Kraftverkehr. Verkehrstechnik 1925. Ausführliches Schrifttum siehe WEHNER: Die Leistungsfähigkeit von Straßen. Band 20 der Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen.

Schrifttum.

NEUMANN, E.: Neuzeitlicher Straßenbau, II. Aufl., Berlin 1932. — HEEB, A., A. KÖMEL: Straßenbau, Leipzig 1934. — PRESSER, S.: Die Fahrbahnbefestigungen der Reichs- und Landstraßen, Stuttgart 1934. — GEISSLER, W.: Der Straßenbau 1934. Sammlung Göschen. — ELSNERS Taschenbuch für den Straßenbau 1937—1941. — LEVSEN, P.: Selbstkostenermittlung im Straßenbau 1935. Berlin-Lichterfelde. — Vorläufige Richtlinien für den Ausbau der Landstraßen 1937 (RAL) 3. Aufl., Berlin 1939. — Vorläufige Richtlinien für einheitliche Entwurfsgestaltung im Landstraßenbau (REE) 1936, 2. Aufl., Berlin 1936. — Technische Vorschriften für die Ausführung von Erdarbeiten im Straßenbau (TVE) 1940. — Richtlinien für die Ausführung des Deckenunterbaues auf Landstraßen (RUL) 1939. — Technische Vorschriften für die Ausführung des Deckenunterbaues (TVU), von Betondecken (TV Beton), für bituminöse Deckenarbeiten (TU bit) 1939. — Richtlinien für bituminöse Deckenarbeiten auf Landstraßen (R bit L) 1939. — Muster Leistungsverzeichnis für die Ausführung von Erdarbeiten (LVE), des Deckenunterbaues (LVU), Betondecken (LV Beton), bituminöse Fahrbahndecken (L Vbit) auf Landstraßen 1939. — Veröffentlichungen der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen. — Merkblätter, herausgeg. vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen: Nr. 1. Die landschaftliche Eingliederung der Reichsautobahn. Nr. 4. Rastplätze und Parkplätze. Vorläufige Ausrüstung der Reichsautobahnen. Nr. 18. Die Lage der Kraftfahrbahnen zum Gelände. Nr. 21. Gestaltungsaufgaben. Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken 1937. Richtlinien für Fahrbahndecken 1936. Vorläufige Anweisung für die Durchführung der Bauarbeiten an den Reichsautobahnen Nr. 3, 6, 7, 8. Runderlasse des Generalinspektors und der Direktion der Reichsautobahnen. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen. Berlin, Band 3, 5, 6, 7, 8, 10, 12, 13, 14, 18, 20, 22, 23, 24.

Eisenbahnwesen.

Von

Dr.-Ing. WILHELM MÜLLER,

o. Professor an der Technischen Hochschule Aachen

I. Linienführung und Bahngestaltung.

Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf die Eisenbahnen des Fernverkehrs, können jedoch auch sinngemäß auf alle anderen Verkehrslinien (Bahnen des Vorort- und des städtischen Verkehrs, Kraftwagenbahnen) angewandt werden.

A. Allgemeine Gesichtspunkte für die Linienwahl.

Der Planung einer Bahnlinie liegt stets die Aufgabe zugrunde, einen Verkehr bestimmter — bekannter oder angenommener — Größe zwischen zwei Punkten betriebstechnisch möglichst sicher und zweckmäßig zu bewältigen. Die Wahl des Bahnsystems hängt außer von der zu bewältigenden Verkehrsmenge noch ab von dem Charakter des zu durchquerenden *Geländes*, von den zur Verfügung stehenden *Kraftquellen*, von Fragen der *Wirtschaftlichkeit* und schließlich von den Gesichtspunkten der verkehrlichen Erschließung.

Die Art des in Aussicht genommenen Bahnsystems ist bestimmend für die bei der Linienführung zu beachtenden Grundsätze, nämlich für Grenzwerte und Anzahl der Neigungen und Krümmungen und für die Anlage der Betriebsstätten (Bahnhöfe, Werkstätten, Kraftstationen).

Die Kunst der Linienführung besteht im Ausgleich zweier einander widerstreitender Forderungen:

1. Die *Baukosten* sollen *möglichst niedrig* gehalten werden, selbstverständlich unter Wahrung voller Betriebssicherheit.

2. Der *Bahnbetrieb* soll sich sicher, schnell und billig abwickeln.

Es ist um so schwerer, beiden Forderungen gerecht zu werden, je größer der Höhenunterschied zwischen den Endpunkten der Bahnlinie und je zahlreicher die natürlichen Geländeschwierigkeiten (Erhebungen, Täler, Wasserläufe) sind.

Die Frage, welcher unter verschiedenen zur Wahl stehenden Linien der Vorzug zu geben ist, muß nach dem Gesichtspunkt der *Wirtschaftlichkeit* entschieden werden. Wirtschaftlich am günstigsten arbeitet die Bahnlinie, deren *laufende Gesamtkosten* am *niedrigsten* sind. Diese setzen sich aus Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals und den Betriebskosten zusammen (s. Fahrdynamik S. 681). Da der Kapitaldienst von der Größe der betrieblichen Beanspruchung einer Verkehrslinie unabhängig ist und auch die Betriebskosten nicht völlig verhältnismäßig der Verkehrsgröße sind, verändern sich die laufenden Gesamtkosten niemals im gleichen Verhältnis wie der Bahnverkehr. Die Untersuchung der Wirtschaftlichkeit einer Bahnlinie kann daher immer nur von einer ganz *bestimmten Betriebsleistung* ausgehen. Das gilt sowohl für den Vergleich verschiedener Linien miteinander als auch für den Vergleich verschiedener Betriebsarten, z. B. Dampf oder Elektrizität, auf ein und derselben Linie. So kann die in der Anlage teurere Bahnlinie mit niedrigen Betriebskosten von einer bestimmten Verkehrsgröße ab auf die Einheit der Betriebsleistung bezogen billiger arbeiten als eine baulich billigere Linie mit höheren Betriebskosten. Nicht zu übersehen ist auch (neben ihrer betrieblichen) die wirtschaftliche Bedeutung der Kreuzungen mit anderen Verkehrsbändern: Die Kosten, die durch die Bewachung und Sicherung von schienen gleichen Kreuzungen laufend erwachsen, können bisweilen erhebliche einmalige

Aufwendungen für Änderungen in der Höhenlage einer Bahn und für Kreuzungsbauwerke rechtfertigen.

Wenn die wirtschaftlich günstigste Linie gefunden ist, so ist damit die Frage ihrer *Bauwürdigkeit* noch nicht entschieden. Diese hängt von dem Verhältnis der laufenden Gesamtausgaben zu den Gesamteinnahmen ab, sowie in der Regel auch von Gesichtspunkten staats- und verkehrspolitischer Art.

B. Vorarbeiten für den Bahnbau.

1. Örtliche Erhebungen.

Erkundung des Geländes an der Hand der Landkarten oder, wenn solche fehlen mit Hilfe einer mit möglichst einfachen Mitteln zu beschaffenden ausreichenden, wenn auch nur flüchtigen Geländeaufnahme. Ausreichende Übersichtskarte der gesamten zu untersuchenden Gegend mit Höhenangaben ist unbedingt erforderlich; ihr Maßstab im ebenen Gelände nicht kleiner als 1 : 50000, für gebirgige Gegenden nicht unter 1 : 25000. Vorhandene Karten sind bei der Erkundung des Geländes zu prüfen und fehlende Höhenangaben sind zu ergänzen. Außerdem sind hierbei sämtliche für Bau, Betrieb und Verkehr der neuen Bahn maßgebenden Grundlagen zusammenzustellen:

- a) die dem geplanten Bau entgegenstehenden Schwierigkeiten — geologische, insbesondere auch Wasserverhältnisse, Grundstücke mit hohen Preisen u. dgl.;
- b) Bezugsquellen von Baustoffen, Wege- und Anfuhrverhältnisse, Möglichkeiten für die Unterbringung der Arbeiter;
- c) Bodenkulturarten und forstliche Verhältnisse sowie Bodenpreise;
- d) volkswirtschaftliche Verhältnisse der Gegend — Bevölkerungsmengen der einzelnen Plätze, Orte größerer gewerblicher Anlagen u. dgl.;
- e) geeignete Punkte für die Verkehrsstellen der Bahn;
- f) Wünsche der Bevölkerung und Ansichten der Ortsbehörden.

2. Ermittlung des Verkehrs.

Über die Ermittlung des der neuen Linie zufallenden Verkehrs und die sonstigen wirtschaftlichen Gegebenheiten siehe Abschnitt Verkehrswirtschaft, S. 483.

C. Entwurfsbearbeitung.

1. Betriebstechnische Grundlagen.

Auf Grund der örtlichen Erhebungen ist die Entscheidung über das Bahnsystem zu fällen, sofern dieses nicht bereits durch die Rücksicht auf den Anschluß der neuen Linie an ein vorhandenes Bahnnetz festliegt. Zu wählen ist zwischen den verschiedenen Antriebsarten (Dampf, Elektrizität oder Verbrennungsmotoren) sowie zwischen den Bahnarten (Haupt- oder Nebenbahn). Sodann hat man sich über die geforderten Höchstgeschwindigkeiten der Reise- und Güterzüge klar zu werden. Diese Eigenschaften sind maßgebend für die Grundsätze, nach denen Höhenplan und Kurvenband der neuen Linie zu gestalten sind, während andererseits die Stärke der Neigungen und die Halbmesser der Bogen für die Stärke der Lokomotiven und das Gewicht der Züge entscheidend sind. Aus der zulässigen Zuglänge und der Art des Verkehrs ergibt sich die Anzahl der zu seiner Bewältigung täglich zu fahrenden Züge und aus dieser wieder Bedingungen für die Zahl der Gleise sowie Anlage und Umfang der Bahnhöfe und sonstigen Betriebsstellen.

Die Größe der von der Lokomotive gezogenen Wagenlast wird durch die Fahrgeschwindigkeit, die Zugkraft und den Fahrzeugwiderstand w kg/t sowie den Streckenwiderstand bestimmt (s. Fahrdynamik, S. 675). Der Streckenwiderstand besteht aus dem Steigungs- und dem Krümmungswiderstand s und w_r kg/t ist in beiden Fahrrichtungen verschieden. Um eine möglichst vollkommene und somit wirtschaftliche Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Lokomotivkraft zu erzielen, gilt als *Grundregel* bei der Linienführung, daß eine *Linie mit möglichst gleichbleibendem Streckenwiderstand* zu suchen ist. Anders ist es bei Kraftfahrbahnen¹.

¹ W. MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 395.

Als *maßgebende Steigung* wird die größte längere auf einer Strecke vorkommende Steigung bezeichnet, die der Berechnung des Zuggewichts zugrunde gelegt wird. Auf Bahnlinien mit gleichbleibendem Streckenwiderstand ist sie gleich der Steigung in den Geraden. Die maßgebende Steigung darf beim Entwurf im *Einzelfall* überschritten werden, wenn Vorspann- oder Schiebelokomotiven verwendet werden, oder wenn der höhere Widerstand auf kürzeren Streckenabschnitten auftritt, wo er im Rahmen der Überlastungsgrenze der Lokomotiven oder durch Ausnutzung der lebendigen Kraft des Zuges bei entsprechender Verminderung der Fahrgeschwindigkeit überwunden werden kann (Anlaufsteigung).

Die Ermittlung der zulässigen Länge der Anlaufsteigung geschieht nach W. MÜLLER: *Fahrdynamik der Verkehrsmittel*, S. 160, Berlin 1940.

Die Durchführung möglichst gleichmäßigen Streckenwiderstandes fordert in den Bogen der Linie — vor allem in den schärferen und längeren Krümmungen — eine Ermäßigung der in der geraden Strecke zulässigen maßgebenden Steigung $s_{ma}^{0/00}$ um den Betrag des Krümmungswiderstandes w_r kg/t, so daß für die Steigung s_r in der Krümmungstrecke $s_r + w_r = s_{ma}^{0/00}$ sein muß (w_r s. *Fahrdynamik*, S. 674).

Im Falle einer insgesamt auf einer Länge L km zu ersteigenden Höhe H m berechnet sich bei Bögen von den Einzellängen l_r km mit den entsprechenden Krümmungswiderständen w_r die maßgebende Steigung $s_{ma} = [H + \sum l_r \cdot w_r] : L = s_d + [\sum l_r \cdot w_r] : L^{0/00}$, wo $s_d = H : L$ die Durchschnittssteigung ist. Bei der Talfahrt auf einem stärkeren Gefälle als $s_b = w + w_r$, dem sog. *Bremsgefälle*, muß der Überschuß an Fahrkraft durch Bremsen vernichtet werden.

Damit der ausgelastete Güterzug auf der maßgebenden Steigung $s_{ma}^{0/00}$ wieder anfahren kann, ist für die Berechnung des Zuggewichts G t die Zugkraft am Triebtradumfang $Z = 150 G_r$ kg einzuführen. Es ist G_r das Reibungsgewicht der Lokomotive. Bei gleichmäßiger Geschwindigkeit ist dann auf der maßgebenden Steigung Zugkraft gleich Widerstand, also $150 G_r = G (s_{ma} + w)$. Hier ist w kg/t der Zugwiderstand je t des ausgelasteten Güterzuges auf waagerechter gerader Bahn. Das Zuggewicht ist dann $G = 150 G_r : (s_{ma} + w)$. Die wirtschaftlichste maßgebende Steigung wird auf S. 613 berechnet.

2. Bautechnische Vorschriften.

Vorschriften für die bauliche Durchführung des Entwurfes einer Bahnlinie haben erlassen: 1. das *Deutsche Reich*: „Eisenbahnbau- und Betriebsordnung vom 17. 7. 28 (Ausgabe 1935) BO.“ Sie unterscheidet Hauptbahnen (HB.) mit Voll- oder Regelspur 1,435 m und Nebenbahnen (NB.) mit Vollspur und Schmalspur = 1,0 und 0,75 m. Für Schmalspur gilt auch noch die „Bauordnung für Bahnanlagen und Fahrzeuge der Schmalspurbahnen des allgemeinen Verkehrs“.

2. *Der Verein Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen*: Technische Vereinbarungen über den Bau und Betrieb der Haupt- und Nebenbahnen (1. 7. 30) TV. und die Grundzüge für den Bau- und Betrieb der Lokalbahnen (1. 12. 30) Grz. Die bindenden Bestimmungen der TV. und Grz. müssen von jeder Vereinsverwaltung befolgt werden.

Abweichend von der Regelspur hat Argentinien, Chile, Ostindien 1,676 m, Spanien und Portugal 1,672 m, Brasilien 1,600 m und 1,00 m, UdSSR 1,524 m, Nordamerika 1,448 m, Java, Japan und überwiegend Afrika und Australien 1,067 m (Kapspur), Griechenland 1,00 m. 71 % aller Eisenbahnlinien der Welt haben Regelspur.

a) *Umgrenzung des lichten Raumes für haupt- und vollspurige Nebenbahnen* (BO. 11, Anlage B und C; TV. 5, Blatt 1—3). Bei den durchgehenden Hauptgleisen und sonstigen Ein- und Ausfahrgeleisen von Zügen, die der Beförderung von Reisenden dienen, muß in Bögen mit $r = 250$ m der in Abb. 1 links durch ausgezogene Linien dargestellte Lichtraum, bei den übrigen Gleisen der rechts durch ausgezogene Linien dargestellte Raum freigehalten werden. Ist $r < 250$ m, so muß auf die Spurerweiterung und Überhöhung Rücksicht genommen werden. Für Kreuzungen in Schienenhöhe sowie für Zugbeeinflussungs- und Rangiervorrichtungen kann der Reichsverkehrsminister Ausnahmen von den in Abb. 1 und 2 angegebenen Maßen zulassen.

Bei den durchgehenden Hauptgleisen und den sonstigen Ein- und Ausfahr-
gleisen von Zügen mit Beförderung
von Reisenden

Bei den übrigen Gleisen

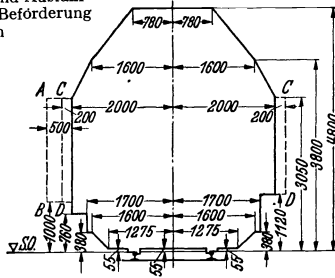


Abb. 1. Regellichraum (gültig in Bögen mit $r \geq 250$ m Halbmesser).
Freizuhaltende Seitenräume: *AB* für die freie Strecke mit Ausnahme der Kunstbauten,
CD für die Bahnhöfe und die Kunstbauten der freien Strecke.

Auf Strecken mit Oberleitung für 15 kV
Fahrdrattnennspannung muß außerdem nach
Abb. 3 der mit ausgezogenen Linien darge-
stellte zusätzliche Lichtraum für den Durch-
gang der Stromabnehmer freigehalten wer-
den. Bei Umwandlung des Dampfbetriebes
in elektrischen Betrieb darf für vorhandene
Überbauten und Tunnel dieser Raum bis auf
die in Abb. 3 durch strichpunktierte Linien
dargestellte Umgrenzung eingeschränkt wer-
den. In den Raum für den Durchgang der
Stromabnehmer dürfen Bauteile der Fahr-
leitungen hineinragen, sowie die Fahrleitun-
gen selbst, die aber nicht tiefer als 4950 mm
über Schienenoberkante (SO.) herabreichen
dürfen.

Bei offenstehenden Toren von Lokomotiv-
und Wagenschuppen muß bei bestehen-
den Anlagen eine Lichtweite von mindestens
3,35 m, bei Neubauten von mindestens 4,00 m
vorhanden sein.

b) **Krümmungen** (BO. 7, VT. 4). Das zu-
lässige Kleinstmaß der Halbmesser beträgt
im durchgehenden Hauptgleis 180 m, jedoch
bedarf die Anwendung eines Halbmessers
unter 300 m im durchgehenden Hauptgleis
der Genehmigung des Reichsverkehrsministers.
Zwischen geraden und gekrümmten Strecken
sind im durchgehenden Hauptgleis Über-
gangsbögen einzufügen, die halb vor und halb
hinter dem eigentlichen Bogenanfang liegen.
Die Länge der Übergangsbogen richtet sich
nach der größten zulässigen Geschwindigkeit.

Die Überhöhung des äußeren Schienen-
stranges gekrümmter Gleise muß mindestens
auf das 300fache ihres Betrages auslaufen
(Überhöhungsrampe) BO. 10,2. Große Halb-
messer sind stets anzustreben, stärkere Nei-
gungswechsel tunlichst in die Gerade zu legen.

c) **Zwischengeraden** (BO. 7). Entgegengesetzt gerichtete Krümmungen
können mit den Übergangsbogenanfängen unmittelbar aneinanderstoßen, wenn

Schleicher, Taschenbuch.



Abb. 2. Unterer Teil der Umgrenzung
des Regellichraumes.
— — — Zulässige Einschränkung auf
Strecken mit Zahnstangen.
a ≥ 150 mm für unbewegliche Gegen-
stände, die nicht fest mit der
Fahrschiene verbunden sind.
a ≥ 135 mm für unbewegliche Gegen-
stände, die fest mit der Fahr-
schiene verbunden sind.
b = 41 mm für Einrichtungen, die
das Rad an der inneren Stirn-
fläche führen.
b = 45 mm an Wegübergängen.
b = 70 mm für alle übrigen Fälle.
z = Ecken, die ausgerundet werden
dürfen.

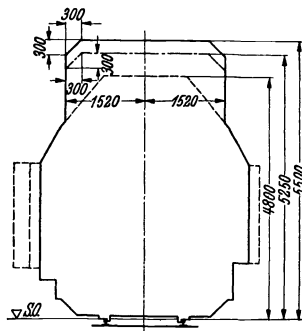


Abb. 3. Obere Umgrenzung des lichten
Raumes auf Strecken mit Oberleitung
und 15 kV Fahrdrattnennspannung.
— — — für neue Überbauten und Tunnel.
— — — für vorhandene Überbauten und
Tunnel bei Umwandlung des Dampf-
betriebes in elektrischen Betrieb.

jeder Schienenstrang in den Übergangsrampen vom Ende des einen bis zum Ende des anderen Übergangsbogens eine durchgehende Neigung erhält. Andernfalls muß zwischen entgegengesetzt gerichteten Krümmungen eine Gerade eingelegt werden, die zwischen den Überhöhungsrampen mindestens 50 m lang sein muß.

d) Neigungsverhältnisse (BO. 7). Die Längsneigung auf freier Strecke darf in der Regel auf Hauptbahnen 25‰ (1:40), auf Nebenbahnen 40‰ (1:25) nicht überschreiten. Die Anwendung einer stärkeren Neigung als $12,5\text{‰}$ (1:80), auf Hauptbahnen und als 40‰ (1:25) auf Nebenbahnen bedarf der Genehmigung des Reichsverkehrsministers. In Bahnhofsgleisen darf, abgesehen von Ablaufgleisen, die Neigung nicht mehr als $2,5\text{‰}$ (1:400) betragen. Ausweichgleise dürfen in die stärkere Neigung der freien Strecke eingreifen.

Auf Hauptbahnen ist zwischen Gegenneigungen von mehr als 5‰ (1:200) dann, wenn eine der beiden Strecken mehr als auf 10 m Höhe ansteigt, eine mindestens 500 m lange, höchstens 3‰ geneigte Zwischenstrecke einzuschalten. In diese Länge von 500 m dürfen die Tangenten der Ausrundungsbögen eingerechnet werden. Neigungswechsel in durchgehenden Hauptgleisen sind nach einem Kreisbogen von mindestens $r_a = 5000$ m bei HB. und $r_a = 2000$ m bei NB. auszurunden. In und vor Bahnhöfen und Haltepunkten kann man auf $r_a = 2000$ m herabgehen.

e) Gleisabstände (BO. 12, TV. 6) auf freier Strecke für Neubauten 4,0 m, bei vorhandenen Anlagen 3,5 m. Auf Bahnhöfen ist der Gleisabstand abgesehen von Überladegleisen mindestens 4,50 m, bei Neuanlagen nicht kleiner als 4,75 m. Wenn ein Bahnsteig zwischen den Gleisen liegt, ist der Abstand der Gleise bei Hauptbahnen mindestens 6,0 m.

f) Tragfähigkeit des Oberbaues und der Brücken (BO. 16). Auf Hauptbahnen müssen Gleise und Brücken, die von Loks befahren werden, Fahrzeuge von 16 t Achsdruck (im Stillstand gemessen), von 18 t bei Neubaustrecken und von 20 t auf besonders stark beanspruchten Strecken aufnehmen.

g) Bahnkronen und Planum. Die *Kronenbreite* k ist die gedachte Breite in Höhe der Schienenunterkante bis zum Schnitt mit den verlängerten m -fachen Böschungen des Dammes oder Einschnitts. Bei HB. ist nach TV. 8 und BO. 8 $k = 4,0$ m, bei NB. $k = 3,50$ m, bei vollspurigen Lokalbahnen $k = 3,0$ m, bei Schmalspurbahnen $k =$ der doppelten Spurweite. Nach der Außenseite des Bogens ist k zu verbreitern.

Bettungshöhe d_1 unter den Schienenunterlagen bei HB. und bei Zahnstangenstrecken $d_1 \geq 200$ mm (empfohlen wird $d_1 \geq 300$ mm) bei NB. und Lokalbahnen

$d_1 \geq 150$ mm (empfohlen wird $d_1 \geq 200$ mm), bei Schmalspur $d_1 \geq 100$ mm. *Bettungsbreite* soll die Querschwellen um je 0,4 m bei HB. überragen. *Planumsbreite* (Abb. 4) für eingleisige Hauptbahn $B = 5,70$ m, für zweigleisige Hauptbahn $B = 9,76$ m bei 4 m Gleisabstand. An der Außenseite der Bogen ist $B:2$ zu verbreitern.

In den Entwürfen für eingleisige Bahnen, bei denen die spätere Herstellung des zweiten Gleises nicht ausgeschlossen erscheint, ist dieser Möglichkeit Rechnung zu tragen.

h) Untergrund. In erster Linie ist sicherer Untergrund für den Eisenbahnbau wichtig; es sind daher möglichst alle Geländestrecken zu vermeiden, auf denen Bodenbewegungen vorkommen können, und es ist eine günstige Höhenlage des Bahnkörpers derart anzustreben, daß Rutschungen vermieden werden. Daher Vermeidung schwieriger Hangbaustrecken und möglichst Lage des Bahnkörpers in den Schichtenköpfen. Besondere Sorgfalt in Planung und Ausführung erfordern Bahnstrecken durch Moor.

i) Schutz gegen Nässe (BO. 8, TV. 13). Abgesehen von eingedeichten Strecken ist die Schienenunterkante mindestens 0,6 m (besser 1,0 m) über höchsten Wasser-

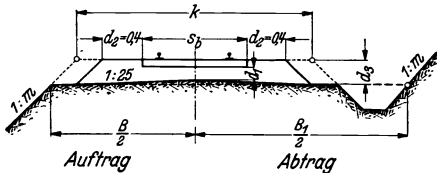


Abb. 4.

stand zu legen. Bei Gebirgswässern mit starken Gefällen ist der Erhöhung des Wasserspiegels an der äußeren Seite der Krümmungen Rechnung zu tragen.

In langgestreckten Niederungen ist ein geringer Auftrag einem Abtrag stets vorzuziehen.

Die Wasserverhältnisse der von der Bahn durchzogenen Gegend sind eingehend zu ermitteln, um auf sie — auf Hochwasser, Eisgang, Ent- und Bewässerungsanlagen, Schifffahrt und Flößerei, auf vorhandene Wasserkräfte, Eisnutzung und Fischzucht — die erforderliche Rücksicht nehmen zu können.

k) Schutz gegen Schneeverwehungen und Schneeverstümmungen (TV. 25) ist schon bei Anlage der Bahn in Betracht zu ziehen. Langgestreckte flache Einschnitte und Anschnitte zwischen 0,5 und 2,0 m Tiefe sind in offenem Gelände möglichst zu vermeiden (wenn zugänglich, in die herrschende Windrichtung zu legen), Lawinengänge im Tunnel oder auf Brücken zu kreuzen. Wo dieser Schutz nicht durch die Bahnanlage selbst herbeigeführt werden kann, sind bauliche Vorkehrungen zu treffen.

l) Schutz gegen Feuersgefahr (TV. 28). In Waldungen, Heiden und trockenen Mooren ist längs der mit Dampfkraft betriebenen Bahn zur Sicherung gegen Brände ein Streifen wund zu halten oder nur so zu benutzen, daß die Ausbreitung eines Feuers gehindert wird. Breite des Streifens ist nach der Örtlichkeit zu bestimmen. Derselbe Zweck kann auch durch Anlage von *Schutzgräben* erreicht werden, die in angemessenem Abstände vom Bahngleis anzulegen und von brennbaren Gegenständen freizuhalten sind. Am wirksamsten erscheint ein mit *dichtem Wald* bedeckter Schutzstreifen von 12—15 m Breite, der beiderseits durch 1—1,5 m breite Wundstreifen gesäumt wird, die in Entfernungen von 20—40 m durch gleiche Querstreifen verbunden sind. Wald- und Wundstreifen sind von brennbaren Stoffen stets freizuhalten.

Von nicht feuersicher gedeckten Gebäuden soll der Abstand der Bahnachse nach den meisten Bestimmungen der Landesgesetze 25 m (Preußen: $25 + \frac{1}{2} \cdot$ Dammhöhe), von Gebäuden ohne feste Bedeckung, die zur Lagerung leicht entzündlicher Gegenstände dienen, aber entsprechend mehr (Preußen: 38 m) betragen.

m) Überschreitung von Wegen. Wegübergänge in *Schienenhöhe* (BO. 18, TV. 22) sind zu vermeiden, andernfalls mit leicht sichtbaren Schranken zu versehen; Zugschranken müssen vom Standorte des bedienenden Wärters aus übersehen werden können und dürfen in größerer Entfernung als 50 m nur bei Übergängen mit schwächerem Verkehr verwendet werden. Wege in Schienenhöhe sollen die Bahn in der Regel nicht mit kleinerem Winkel als 30° kreuzen.

Wegunterführungen (Bahnbrücken) erhalten eine lichte Höhe von mindestens 4,5 m und *Eisenbahnunterführungen* (Wegbrücken) von mindestens 5,0 oder 5,6 m.

Schon bei der Festlegung der Bahnlinie ist zu erörtern, in welcher Weise der Verkehr während des Baues auf den bestehenden Wegen aufrechtzuerhalten ist und wie etwa nötig werdende Straßensenkungen zu entwässern sind.

n) Bahnkreuzungen (BO. 13) zwischen Hauptbahnen und anderen Bahnen dürfen außerhalb der Stationen nicht in Schienenhöhe angelegt werden. Für die Kreuzung einer Hauptbahn mit einer der BO. nicht unterstellten Bahn kann der Reichsverkehrsminister Ausnahmen zulassen.

o) Überschreitung von Tälern und Wasserläufen. Bei flachen Tälern mit größeren Flußläufen wird es jederzeit zweckmäßig sein, Änderungen der Flußverhältnisse zu vermeiden und Strecken mit gutem Baugrund und festen Ufern zum Übergang auszuwählen. Rechtwinkliger Übergang in gerader Linie und waagrechtlicher Strecke ist zu bevorzugen, wenn auch nicht immer zu erreichen. Die Höhenlage der Brücke ist bedingt durch die Rücksicht auf Schifffahrt und das Bestreben, bewegliche Brückenteile zu vermeiden, sowie auf das Hochwasser, über dem feste Holz- und Eisenteile mindestens 0,3—0,5, bei zu befürchtendem Eisgang mindestens 0,8 m liegen sollen. Bei Halbkreisgewölben soll das Hochwasser nur bis ungefähr $\frac{1}{3}$ des Halbmessers, bei Stichbogengewölben bis etwa zum Kämpfer reichen.

Bei Überschreitung steilerer Täler mit kleineren Wasserläufen ist vielfach eine Verlegung des Wasserlaufes zur Herbeiführung einer zweckmäßigeren Gestaltung

des Übergangsbauwerkes nicht schwierig, wenngleich Vorsicht bei solcher Planung stets angezeigt erscheint.

p) Überschreitung großer Wasserscheiden bedingt zunächst die Festlegung der Höhe der Scheitelstrecke und die Ermittlung der zweckmäßigsten Steigungsverhältnisse für die Entwicklungsstrecken. Unter Umständen kann eine Teilung der Linie in Betriebsstrecken von verschieden großer maßgebender Steigung ein wirtschaftlich günstigeres Ergebnis liefern als die Durchführung einer einheitlichen Steigung auf der gesamten Strecke. Vielfach wird es nicht möglich sein, ohne Längenentwicklung der Linie mit Hangbaustrecken die Scheitellage zu erreichen; meist werden Entwicklungen nötig werden, die erfolgen können entweder durch Ausfahren von Seitentälern (Brennerbahn im Schirner- und Pflerschtal) oder durch Schleifenbildungen im Haupttal (Gotthardbahn bei Wasen, Albulabahn bei Bergün, Schwarzwaldbahn bei Triberg) oder durch Schlingen unter Anwendung von Kehrtunneln (Gotthardbahn am Pfaffensprung, bei Faido und Giornico, Albulabahn zwischen Muot und Naz) oder endlich durch Spitzkehren, gegen die aber die Unbequemlichkeit des Betriebes spricht. Das Einlegen von Zahnstangenstrecken wird für Hauptbahnen kaum in Frage kommen, kann aber für Nebenbahnen selbst bei lebhafterem Betriebe ein geeignetes Mittel zur Abminderung der Baukosten sein.

q) Wasserstationen (BO. 15, TV. 41) sind in solchen Abständen und von solcher Leistungsfähigkeit anzulegen, daß der festzustellende Bedarf an Speisewasser, das von Kesselsteinbildnern frei sein muß, jederzeit reichlich gedeckt ist (Entfernung im Durchschnitt 25—30 km, in stärkeren Steigungsstrecken 5—16 km, nach je 150—250 m Steigung).

r) Anordnung der Bahnhöfe. Bahnhöfe sind meist Festpunkte für die Linienführung. Sie sind möglichst nahe an die Orte und deren Verkehrswege zu legen. Entfernung der Bahnhöfe ist im allgemeinen vom Verkehr abhängig, außerdem ist bei eingleisigen Strecken die Kreuzungsmöglichkeit von wesentlichem Einfluß.

Abgesehen von dieser Bestimmung soll die Länge der Zuggleise in Bahnhöfen für die längsten, die anschließenden Strecken befahrenden Züge ausreichend sein (TV. 31). Bahnhöfe mit Kreuzungs- oder Überholungsgleisen sind in gerader Linie oder wenigstens so anzulegen, daß an beiden Enden eine genügend lange Gerade oder eine schwache Krümmung ($r > 700$ m) zur Entwicklung der Ein- und Ausfahrweichen vorhanden ist. Ebenso sollen alle Aufstellgleise für Züge gerade oder doch in schlanker Linienführung angelegt sein.

3. Lage- und Höhenplan.

Als Unterlage für den Entwurf einer Neubaulinie dient zweckmäßig ein Höhenschichtenplan in genügend großem Maßstabe (1 : 10000). Das Aufsuchen der Linie geschieht wie folgt:

a) Erste Versuchslinie. Die Endpunkte des Bahnhofs und die sonstigen Zwangspunkte (Wasserscheiden, Tunnel, Talübergänge, Flußläufe usw.) sind einzutragen und durch Bleistiftlinien zu verbinden; deren Höhenunterschiede und Entfernungen ergeben die Neigungen $s_1 = H_1 : L_1$, $s_2 = H_2 : L_2$ usw. Durch Mittelung der Neigungen erhält man die *Durchschnittsneigung* $s_d = \Sigma H : \Sigma L /_{00}$ (H in m und ΣL in km).

b) Einzeichnen der sog. Gefällschicht. Ist h = Höhenabstand der einzelnen Schichtlinien, so ist mit der Strecke $x = 1000 \cdot h : s_d$ m von Schichtlinie zu Schichtlinie die Gefällschicht zwischen den Bahnhofsängen einzutragen (Polygonzug, dessen Ecken auf den Schichtlinien liegen).

c) Zweite Versuchslinie. Der gebrochene Linienzug der Gefällschicht wird durch Geraden und Bogen ersetzt. In den geraden Strecken beträgt die *maßgebende* Steigung $s_{ma} = s_d + (\Sigma l_r \cdot w_r) : \Sigma L /_{00}$. Hier ist w_r kg/t der Krümmungswiderstand und Σl_r die Länge aller Krümmungsstrecken. In letzteren ist die ermäßigte Steigung $s_r = s_{ma} - w_r /_{00}$ (vgl. Kurvenband, s. Erdbau S. 736, Abb. 1d).

d) **Auftragen des Höhenplans** (S. 736, Abb. 1d). Es stellt zwischen der *Ländelinie* und der *Steigungslinie* die Höhen der *Dämme* und der *Einschnitte*, von deren Planum aus gerechnet, dar. An Hand des Höhenplans wird die Bahnlinie so verbessert, daß bei der *endgültigen* Linie die Massen möglichst gering sind, möglichst sich ausgleichen und talwärts befördert werden. Die Linie ist zu stationieren (Stationsabstand 100 m), Halbmesser, Bogenanfang und Bogenende sind einzuzeichnen. Die auszurundenden Neigungswechsel ($r_a = 2000$ bis 5000 m) dürfen mit den Übergangsbogen der Linie nicht zusammenfallen. In der Regel sind mehrere Vergleichslinien zu entwerfen und mit ihren Vor- und Nachteilen gegeneinander abzuwägen.

4. Die wirtschaftlichste maßgebende Steigung einer Eisenbahnlinie.

Bisher fehlte vor Eintragen der Gefällschichte der Nachweis, daß die aus der 1. Versuchslinie gefundene Durchschnittssteigung s_d und weiterhin auch die maßgebende Steigung s_{ma} die wirtschaftlichste ist. In Nr. 36 (1941) der Ztg. d. Ver. Mitteleurop. Eisenbahnverw. ist vom Verfasser ein vereinfachtes Verfahren angegeben worden, nach dem die wirtschaftlichste maßgebende Steigung unter Berücksichtigung aller wesentlicher Faktoren aus einer Gleichung berechnet werden kann. Diese erhält man, wenn man 1. aus den Kostengleichungen der Zuko (s. S. 682) die Kosten je km bildet, die bei der Überwindung eines gegebenen Höhenunterschiedes auf einer Linie gleichbleibenden Widerstandes durch einen ausgelasteten durchfahrenden Güterzug entstehen, und wenn man 2. die hieraus aufgestellte Kostengleichung für die Beförderung einer t Wagenzuggewicht auf diesem Höhenunterschied nach s_{ma} differenziert und gleich Null setzt. Mit Hilfe einer Tabelle, aus der die km-Kosten der mit Dampf- oder Elektroloks bespannten Güterzüge zu entnehmen sind, kann man schnell die Gleichung für das wirtschaftlichste s_{ma} auflösen.

5. Form des Entwurfes.

Die Deutsche Reichsbahn gliedert die Vorarbeiten für eine neue Bahnlinie in „allgemeine“ und „ausführliche“ Vorarbeiten.

a) **Allgemeine Vorarbeiten.** Die allgemeinen Vorarbeiten sollen zeigen, unter welchen technischen und wirtschaftlichen *Bedingungen* eine Neubaulinie ausfahrbar ist. Sie sollen die Unterlagen zur Bemessung der erforderlichen Geldmittel liefern.

Entwurfsunterlagen. α) **Übersichtskarte 1 : 10000**, in die die Bahnlinie mit dem Verkehrsgebiet (Einflußflächen der Bahnhöfe) einzutragen ist.

β) **Lage- und Höhenplan.** Falls Meßtischblätter 1 : 25000 nicht ausreichen, Schichtpläne 1 : 10000, bei gebirgigem Gelände in noch größerem Maßstab. Höhenmaßstab 1 : 500 oder 1 : 250; unter dem Höhenplan Darstellung der Krümmungen, darunter Massenlinie und Bauprogramm, siehe „Erdbau“. Vergleich mehrerer Linien und Auswahl der zweckmäßigsten, für die dann eingehender der Lage- und Höhenplan auszuarbeiten und die Bauwerke einzutragen sind.

γ) **Erläuterungsbericht** über die Bahnführung im allgemeinen und im einzelnen, über die öffentlichen Wege, die Vorflutanlagen, die Berührung von Staatsforsten und Bergwerken. Die Wahl der Lokomotivgattungen ist zu begründen, die Zugstärken sind zu ermitteln, die Höchstgeschwindigkeiten festzusetzen. Die Fahrzeiten sind nach Abschnitt „Fahrtechnik“ S. 677 zu berechnen und die Leistungsfähigkeit der Bahn nachzuweisen. Auch sind Angaben über Grunderwerb zu machen. Allgemeiner Kostenanschlag nach dem Plan für die Veranschlagung, Buchung und Rechnungslegung der Neubauverwaltung der Reichsbahn (§ 38 der Buchungsordnung vom 1. 4. 21) Normalbuchungsmuster von insgesamt 18 Titeln. Die Beträge für die Fahrzeugbeschaffung infolge des Baues neuer Eisenbahnen werden nicht in den Kostenanschlag für die neuen Bahnen aufgenommen, sondern in einem Titel des außerordentlichen Haushaltes veranschlagt.

δ) **Kostenüberschlag** nach dem Plan für die Veranschlagung, Buchung und Rechnungslegung der Neubauverwaltung der Reichsbahn.

ε) **Denkschrift** über den Zweck, Länge und Linienführung der Bahn, die wirtschaftlichen und Verkehrsverhältnisse, den Grunderwerb, Baukosten, die Leistungen der Beteiligten, die Staats- und sonstigen Zuschüsse.

ζ) **Erlagsberechnung.** Ermittlung der zu erwartenden Einnahmen und Ausgaben und der Rückwirkungen auf die Einnahmen und Ausgaben der vorhandenen Bahnen an Hand eines Betriebsplanes, der die zur Bewältigung des Verkehrs der neuen Linie erforderlichen Maßnahmen und die Unterlagen zur Berechnung der Betriebsausgaben begründen soll. Die letzteren sind aus dem Fahrbetrieb (Bildfahrplan) und dem Personalbedarf zu ermitteln.

η) **Ausführliche Vorarbeiten.** Sie bezwecken die Aufstellung des endgültigen Bauentwurfs in allen seinen Teilen einschließlich der zugehörigen Kostenanschläge. Sie umfassen α) **Lage- und Höhenplan**, Längen 1 : 2500, bei unregelmäßigem und stark bebauten Gelände 1 : 1000, Höhen 1 : 250.

β) *Entwürfe* der Stutz- und Futtermauern, der Wegübergänge, Brücken, Tunnels und sonstiger außerordentlicher Bauwerke 1:400. Darstellung des Oberbaues.

γ) *Bahnhofsentwürfe* 1:4000 mit Sonderentwürfen für Stellwerke. Bei umfangreichen Erweiterungsbauten in der Nähe größerer Städte ist ein handlicher Übersichtsplan der vorhandenen und der neu herzustellenden Verkehrsanlagen beizufügen.

- δ) *Betriebsplan*. Zum Nachweis der Zulänglichkeit der Anlagen und des Personalbedarfs.
 ε) *Ausführlicher Erläuterungsbericht*.
 ζ) *Ausführlicher Kostenanschlag*.
 η) *Bauausführungsplan*.

II. Bahnhofsanlagen.

A. Begriffserklärungen.

Bahnhöfe (BO. 6) sind Bahnanlagen mit mindestens einer Weiche, wo Züge beginnen, enden, kreuzen, überholen oder mit Gleiswechsel wenden dürfen.

Züge (BO. 54) sind die auf die freie Strecke übergehenden, aus mehreren Fahrzeugen bestehenden, durch Maschinenkraft bewegten Einheiten, einzeln fahrenden Triebwagen und Lokomotiven.

Man unterscheidet

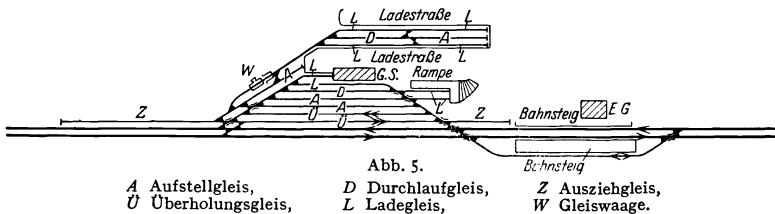
a) hinsichtlich des *Betriebsdienstes*: *Regelzüge*, die nach einem Fahrplan des Buchfahrplans täglich oder an bestimmten Tagen fahren, und *Sonderzüge*, die auf besondere Anordnung verkehren.

b) Nach dem *Beförderungszweck*: *Reise- und Güterzüge*. Zu ersteren gehören die Schnell-, Eil- und Personenzüge, zu letzteren die Schnellgüter-, Eilgüter-, Frachten-, Dienstgut- und Arbeitszüge. Bei den Frachtenzügen unterscheidet man in der Hauptsache α) Durchgangsgüterzüge für den Fernverkehr mit einer oder mehreren Gruppen nach verkehrswichtigen Bahnhöfen (im allgemeinen ohne Halt auf Zwischenbahnhöfen), β) Nahgüterzüge, die dem Nahverkehr dienen und meist auf allen Bahnhöfen halten, γ) Übergabezüge zur Überführung von Wagen zu benachbarten Bahnhöfen, Werkstätten und gewerblichen Anlagen.

B. Bahnhofsanlagen für Personen- und Güterverkehr.

1. Gleisgestaltung (Abb. 5).

a) *Gleisanordnung*. Die Anzahl der von Zügen im regelmäßigen Betrieb durchfahrenen Gleise, das sind die *Hauptgleise*, ist so zu bemessen, daß bei



starkem Verkehr die Züge verschiedener Richtungen an eigenen Bahnsteigkanten oder in eigene Güterzugeinfahrten gleichzeitig einlaufen können. Übergangsverbindungen von einer Richtung zur anderen sind so zu legen, daß sie erst bei der Ausfahrt durchfahren werden. Die Einfahrt der Züge soll möglichst geradlinig sein. *Güterzugüberholungsgleise* (Ü) für die längsten vorkommenden Züge gehören neben die durchgehenden Hauptgleise der Strecke auf die Seite der Güteranlagen. Zur Vermeidung der Kreuzung der Gegenrichtung kann das Überholungsgleis der Güterzüge, an deren Bestand nichts geändert wird (Betriebsüberholung), auch zwischen den durchgehenden Hauptgleisen oder auf der den Güteranlagen abgekehrten Seite liegen. *Nebengleise* sind alle anderen Gleise, außer den Haupt-

gleisen. Sie sind so zu bemessen und mit den Hauptgleisen so zu verbinden, daß sie neben der Durchführung der Züge die erforderlichen Rangierbewegungen für die Zugbildung gestatten. Hierbei ist nach Abb. 5 ein aus den Überholungsgleisen entwickeltes *Ausziehgleis* (*Z*) zu empfehlen, das auch Wagen vom unbeabsichtigten Eintritt in die Hauptgleise abhält. Es darf, sofern es eine Länge von mindestens 300 m hat, zur Aufnahme durchrutschender Züge verwendet werden. Ein *Verkehrs- oder Durchlaufgleis* (*D*) — auf größeren Bahnhöfen mehrere — muß für die Rangier- und Lokfahrten freigehalten werden. In ihm sowie in Weichenstraßen dürfen keine unbespannten Wagen stehen. *Freilade- und Rampengleise, Lokomotivanlagen* sowie *Privatgleisanschlüsse* werden vorteilhaft an die Durchlauf- und Ausziehgleise angeschlossen (Abb. 5).

Die Ortsgüteranlagen sind entweder nach Abb. 5 in Kopfform auszubilden, die in der Breite leicht erweiterungsfähig sind, oder an beiden Enden anzuschließen. Sie müssen günstige Zufahrtmöglichkeiten haben. Falls ein Güterbahnhof als selbständiger Bahnhof von einem Rangierbahnhof aus bedient wird, ist ihm eine Übergabegruppe vorzulagern, die mindestens aus einem Gleis für die Zustellung, einem für die Abholung und aus einem Durchlaufgleis besteht.

b) **Krümmungen.** Die Bahnhöfe sind nach Möglichkeit geradlinig anzulegen. Läßt sich das nicht erreichen, so ist zu versuchen, die Krümmungen in die Mitte des Bahnhofs zu legen, damit die Weichenstraßen möglichst in der Geraden liegen. Krümmungshalbmesser der mit voller Geschwindigkeit durchfahrenen Hauptgleise sollen nicht kleiner sein als die der freien Strecke; bei Gegenkrümmungen soll der Halbmesser mindestens 500 m, wenn möglich aber bis 5000 m betragen. In den Nebengleisen soll er > 180 m sein.

c) **Weichen.** Für die Einfahrwege der Schnell- und Eilzüge sind einfache Weichen mit 500 m Halbmesser für die Abzweigung zu verwenden, für die Ausfahrwege der Schnell- und Eilzüge einfache Weichen und Kreuzungsweichen mit 300 m Halbmesser. Letztere können ebenfalls verlegt werden, wo Personen- und Güterzüge *abzweigend* ein- und ausfahren. In allen anderen Fällen können Weichen 1:9, 1:7,5, 1:6,6 mit 190 m Halbmesser verwendet werden. Gleiskreuzungen werden nur mit Regelneigungen 1:9, 1:7,5, 1:6,6, 1:4,44 und 1:3,224 verlegt. Weichenkrümmungen (ohne Überhöhungen) sind bei $r = 500$ m mit höchstens $V = 65$ km/h, bei $r = 300$ m mit $V = 50$ km/h, bei $r = 190$ m mit $V = 40$ km/h, bei $r = 1200$ m mit $V = 100$ km/h (mit besonderer Genehmigung mit 120 und 135 km/h) zu durchfahren. Zwischen Gegenkrümmungen in einem Verbindungsgleis zweier Weichen sowie vor Weichen, die aus Krümmungen in entgegengesetztem Sinn abzweigen, sind mindestens 6 m lange *Zwischengerade* anzuordnen. *Schiebebühnen* und *Drehscheiben* sind in Hauptgleisen nur am stumpfen Ende zulässig.

d) **Neigungen.** Die Bahnhofsgleise dürfen, abgesehen von Rangiergleisen, höchstens $2,5\text{‰}$ geneigt sein. Gefällwechsel in und vor Bahnhöfen sind mit Halbmessern von wenigstens $r_a = 2000$ m auszurunden (BO. 10). Endweichen dürfen in die stärkere Neigung der anschließenden Strecke hineinreichen. Die Abstände der Weichenspitzen vom Ende einer gewölbten Ausrundung müssen mindestens 6 m betragen, falls $r_a \leq 5000$ m ist.

e) **Gleisabstände** (s. Linienführung, S. 610) mindestens 4,50 m, bei Neuanlagen 4,75 m.

f) **Gleislängen.** Nutzlängen der Ein-, Ausfahrt- und Überholungsgleise zwischen den Merkzeichen der Weichen sind für den längsten vorkommenden Zug zu bemessen. Mittlerer Achsabstand der Güterwagen 4,50 m, der Personenzüge 5,00 m, dazu 50 m Länge für 2 Lok nebst Tender + 20 m Spielraum. Stumpfgleise sind durch *Prellböcke* abzuschließen. Zum Abschluß der Personenzuggleise auf Kopfbahnhöfen werden Prellböcke verwendet, die durch das auf laufende Fahrzeug vorwärts geschoben werden. Die hierbei entstehende Reibungsarbeit vernichtet die lebendige Kraft des Zuges (Bauart Rawie). Die Schienen sind etwa 20 m vor diesen Prellböcken mit Sand oder Kies zu überdecken. *Gleissperren* sind nur gestattet, um aus Nebengleisen kommende Lokomotiven oder Wagen von den Hauptgleisen fernzuhalten.

g) **Entwässerung der Bahnhofsfäche** sowie der Keller, Tunnel, Waage-, Drehscheiben- und Arbeitsgruben und Beschaffung der nötigen Vorflut ist bereits bei der Linienführung der Bahn zu berücksichtigen. Die Bahnhofsfäche wird im allgemeinen durch zwischen den Gleisen liegende Oberflächenmulden und durch Querschleusen in 20—40 m Abstand entwässert, die entweder in Bahngräben einmünden oder ihr Wasser in mit den Gleisen gleichlaufende Sammelschleusen abgeben.

h) **Darstellung der Bahnhofsentwürfe** nach den Vorschriften der betreffenden Bahnverwaltung. Im allgemeinen gilt

α) **Maßstab.** In der Regel 1 : 1000, für Gleisabsteckung 1 : 500, für Übersichtspläne 1 : 5000.

β) **Lageplan** muß enthalten: Darstellung des Bestehenden im Bahnhofsgelände und der nächsten Umgebung möglichst mit Höhenschichtlinien unter Angabe aller geplanten Neuanlagen und Veränderungen sowie der Krümmungs- und Neigungsverhältnisse der Gleise und Wege, der Bahnsteige, der Gebäude, Zufahrtstraßen, Bahnböschungen, Grenzen des Bahnhofgebietes usw., des Nordpfeils und der Maßstäbe. Die Bahnachse ist zu stationieren. Über die Darstellung der Signale und der Stellwerkbezirke siehe „Sicherungsanlagen“.

γ) **Gleise.** Hauptgleise sind mit starken, Nebengleise mit dünnen Linien zu zeichnen, Anfangs- und Endpunkte der Weichen, Kreuzungen und Gleisbogen durch kleine Querstriche zu kennzeichnen. Halbmesser und Weichenwinkel, Zweckbestimmung der Gleise sowie nutzbare Gleislänge einschreiben. Gleise und Weichen sind zu numerieren.

δ) **Höhenangaben** sind notwendig für die Höhen der Schienenoberkanten (SO.), an den Neigungszeigern in den Brechpunkten, für die Bahnsteige, Vorplatze, Ladestraßen, Rampen, Tunnelsohlen, Straßenunterführungen, die höchsten und tiefsten Wegpunkte, die Graben- und Wasserlaufsohlen.

ε) **Farbige Darstellung.** Vorhandene Gleise schwarz, neue blau, Planum karminrot, neue Gebäude zinnoberrot, Bahnsteige, Ladebühnen, Rampen, Drehscheiben, Kohlenbansen gelb, alte Gebäude dunkelgrau, gepflasterte Straßen hellgrau, chaussierte Straßen hellbraun, Signale schwarz, Dammböschungen grün, Einschnittsböschungen braun, Wasser blau, Höhenlinien sepia.

2. Bahnsteiganlagen.

a) **Abstand der Bahnsteiggleise.** Bei einseitiger Benutzung = 6,0 m, bei zweiseitiger Benutzung 9,5—14,25 m, zweckmäßig ein Vielfaches des Gleisabstandes, höchstens 15 m. Kleinste nutzbare Breite der Außenbahnsteige 3,0 m.

b) **Höhe der Bahnsteige.** Kleinste zulässige Höhe über SO. = 0,21 m, im allgemeinen 0,38 bei einem Abstand 1,60 m der Bahnsteigkante von der Gleisachse oder 0,76 m bei einem Abstand 1,70 m der Bahnsteigkante von Gleisachse. Liegt ein Gleis zwischen 2 Bahnsteigen, so darf nur einer der beiden Bahnsteige 0,76 m hoch sein.

c) **Länge der Bahnsteige** richtet sich nach den Zuglängen. Sie ist im allgemeinen 150—300 m, jedoch nie unter 80 m lang.

Querneigung. Der eingefaßte Bahnsteig ist bei Oberflächenbefestigung mit Platten oder Mosaikpflaster 1 : 50, bei Kiesbedeckung 1 : 25, am besten nach der Mitte zu fallend geneigt.

d) **Feste Gegenstände auf den Bahnsteigen** (Säulen usw.) müssen bis zu 3,05 m über SO. mindestens 3,00 m von der Gleisachse entfernt sein.

e) **Bahnsteigtreppe.** Breite der Treppen 2,5—8 m, i. M. 4,0 m, Stufenhöhe 0,16 m, Stufenbreite 0,32 m, Breite des Treppenabsatzes 1,25—1,60 m.

f) **Bahnsteigtunnel.** Lichte Höhe des Personentunnels 2,5 m, lichte Weite 2,5 bis 4,0 m, bei starkem Verkehr 8—16 m, Gepäck-tunnel 4—6 m lichte Weite bei 2,5 m lichter Höhe. Liegt SO. 6,50 m über Fußboden des Empfangsgebäudes, dann kann man den Gepäck-tunnel mit den Personentunnel kreuzen.

g) **Bauhöhe der Überbauten** (einbetonierte Träger).

Lichte Weite m	Trägerquerschnitt	Bauhöhe bis SO.	
		Eisen-schwellen m	Holz-schwellen m
2,5	I 24	0,78	0,86
4,0	I 32	0,88	0,96
6,0	I 42	0,98	1,06
8,0	I D 40	0,98	1,06

h) **Gepäckaufzüge.** Schachtlänge etwa 3,0 m, Schachtbreite etwa 2,5 m. In der Regel verzichtet man auf besondere *Gepäckbahnsteige* (7—9 m von Gleisachse zu Gleisachse), da sie den Bahnhof sehr lang und breit machen. Zur Entlastung der Personenbahnsteige legt man an deren beiden Enden Gepäckaufzüge an.

3. Empfangsgebäude.

a) Grundrißanordnung. Der Grundriß der EG. ist derart anzuordnen, daß der Reisende nach Eintritt die Lage der wichtigsten Räume überblicken kann und daß auf dem Wege zum Fahrkartenschalter und zur Gepäckabfertigung (rechts vom Eingang) sowie zu den Warteraum oder zum Bahnsteig eine Kreuzung der Verkehrsströme möglichst vermieden wird.

Auf kleinen Bahnhöfen wird Verkehrs- und Betriebsdienst von wenigen Beamten gemeinsam erledigt; daher liegen hier Fahrkartenausgabe, Güter- und

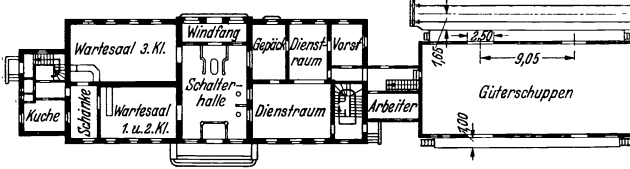


Abb. 6.

Gepäckabfertigung sowie Fahrdienstleitung zusammen (Abb. 6). Auf größeren Bahnhöfen ist der Verkehrsdienst vom Betriebsdienst getrennt. Bei Kopf- und Durchgangsbahnhöfen ist die Raumfolge verschieden, auch ist die Lage des EG. zu den Bahnsteiggleisen (hoch, tief oder ebenerdig) von Einfluß hierauf. Die Schalterhalle kann in die Tiefe oder in die Breite entwickelt werden. Nach Abb. 7

(Tiefenhalle) (RÖTTCHER: Empfangsgebäude der Personenbahnhöfe. Verlag der Verkehrsw. Lehrmittelgesellschaft, Berlin) gelangt das Gepäck ohne Berührung der Schalterhalle zur Gepäckabfertigung und von da in den Gepäcktunnel. Die Handgepäckaufbewahrung liegt zweckmäßig sowohl an der Schalterhalle als auch neben der Gepäckabfertigung, Wartesaale und Wirtschaftsräume liegen auf der anderen Seite, Postdiensträume (nicht für Reisende) in Verbindung mit dem Gepäcktunnel. Die Betriebsdiensträume befinden sich im Obergeschoß, mit Ausnahme der Fahrdienstleitung, die im Befehlsstellwerk gedacht ist. Um eine gute Beleuchtung der Räume sicherzustellen, ist das EG. 6 m vom Bahnkörper abzurücken.

b) Die Größe des EG. hängt von der Einwohnerzahl der Ortschaft, ihrer Eigenschaft als Industrie- oder Landstadt, vom Umsteige- und Nahverkehr sowie vom Sonderverkehr (Ausflugs- und Badeverkehr) ab. Ähnliche Anlagen (vgl. Statistische Nachweisungen über neuere Hochbauten der Deutschen Reichsbahn) dienen als guter Anhalt für die Größenbestimmung. Weniger zuverlässig sind Formeln, z. B. Grundfläche des Empfangsgebäudes $F = \sqrt{p \cdot n} \text{ m}^2$, wo $p = 15-20$, und n die Einwohnerzahl der Ortschaft ist. Die Schalterhalle ist so zu bemessen, daß neben den Hauptverkehrswegen vor dem Fahrkartenschalter und den Wartesaaltüren noch ausreichend Platz bleibt.

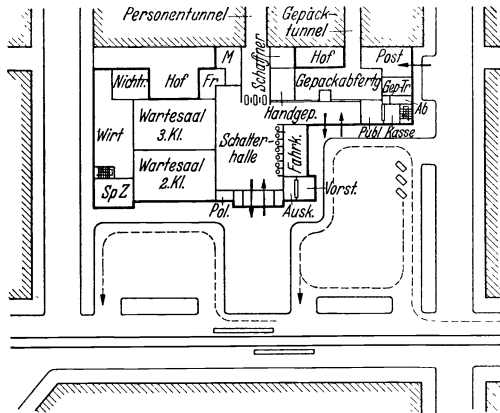


Abb. 7.

c) **Größen der einzelnen Räume.** *Fahrkartenschalter:* Breite 2,0 m, Tiefe 4,5—5 m (Licht möglichst von der Rückseite). Schalterfenster 1,0 m breit, Schaltertisch 1,0 m hoch, Drängeltisch 0,4—0,5 m ø.

Gepäckabfertigung und Gepäckaufbewahrung. Annahmetisch (mit Eisenblech beschlagen) 0,6—0,8 m breit und 0,3—0,4 m hoch. Abfertigungshäuschen 2,0·2,5 m. Sind besondere Räume für Fahrkartenausgabe und Gepäck vorhanden, so ist für den Betriebsdienst ein weiterer Raum von etwa 30 m² erforderlich. Das Zimmer des Vorstehers ist etwa 20 m², für einen diensttuenden Bahnhofsbearbeiter 15 m² groß. Für Stellwerk- und Bahnhofsblock ist gegebenenfalls ein erkerartiger Vorbau von 2,5 m Tiefe vorzusehen.

Die *Bahnsteigsperrle* hat 0,65 m Durchgangsbreite; Sperrhäuschen für 2 Beamte ist 0,8—0,9 m breit und 2,0 m lang.

Aborte. Jede Zelle ist mindestens 1,0 m breit und 1,25 m tief; schlagen die Türen nach innen, dann sollen sie 1,6 m tief sein. Abortzellen für Frauen sind um ein Drittel mehr anzuordnen als Männerzellen.

Wirtschaftsräume. Anrichte und Büffet liegen am besten zwischen den Wartesälen, Küche und Speisekammer möglichst nach Norden. Küche soll nie kleiner als 20 m² sein. Bei größeren Anlagen kommen — meist im Untergeschoß — noch Spülküche, Wäsche-, Putz- und Geschirrkammern in Frage. Neben der Küche ist ein Zimmer nicht unter 16 m² für den Wirt vorzusehen.

d) **Bahnhofsvorplatz** (Abb. 7). Der Durchgangsverkehr ist auf eine Randstraße zu verweisen, damit er den Bahnhofsverkehr nicht stört. Fußgänger sollen möglichst ohne Kreuzung des Wagenvorfahr- und Abfahrweges von der Durchgangsstraße zum EG. gelangen. Deshalb ist der Bürgersteig vom Eingang des EG. bis zur Durchgangsstraße vorzuziehen. Die Wagen halten an den Längsseiten des Bürgersteigs.

4. Aufenthalts- und Übernachtungsgebäude.

Auf großen Bahnhöfen sind möglichst im Empfangsgebäude oder in anderen Betriebs- und Dienstgebäuden (gegebenenfalls auch in besonderen Gebäuden) Aufenthaltsräume für das Bahnhofs- und Zugpersonal vorzusehen. Die *Aufenthaltsgebäude* enthalten, abgesehen von den eigentlichen Aufenthaltsräumen, Küche, Schrank-, Trocken-, Wasch- und Baderäume, unter Umständen besondere Speise- und Erfrischungsanstalten mit Wärmeverrichtungen. Bei den Aufenthaltsräumen sind auf 1 Arbeiter 1,5 m² einschließlich Kleiderschrank zu rechnen.

Übernachtungsgebäude für Zugpersonale, in ruhiger Lage, mit der Hauptseite nach Osten, ohne Gleisüberschreitung zugänglich. Vorzusehen sind außer den Schlafzimmern Wasch-, Bade- und Trockenräume mit Fußbodenentwässerung. Zweckmäßig liegen diese im Kellergeschoß.

Der Raumbedarf für das Bett ist 15 m³.

5. Güteranlagen.

a) **Freiladegleise** (Abb. 5) sollen nicht mehr als 200 m nutzbare Länge haben. Die Gesamtlänge der Freiladegleise ist aus der täglich ankommenden Gütermenge zu berechnen. Die Auslastung der Wagen mit Stückgut ist i. M. 2,5 t, mit Wagenladungs- i. M. 8,7 t, die Wagenlänge 9,0 m.

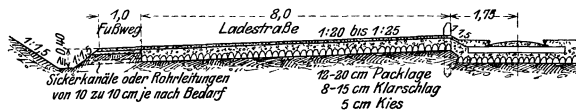


Abb. 8.

b) **Ladestraßen** (Abb. 8). Die Breite der Ladestraße vor dem Güterschuppen beträgt mindestens 10 m. Freiladestraßen erhalten, falls das Gleis nur an einer Seite, 10—16 m Breite, bis zur Gleisachse gemessen. Falls Ladegleise sich an

beiden Seiten der Freiladestraße befinden, ist der Abstand der Gleisachsen 20—24 m. *Wendeplätze* haben 17—18 m, die für Langholzfahrwerke 20 m Durchmesser. Lade-straßen sind zu pflastern.

c) Rampen. Breite 5—6 m, bei Rampen für Kopf- und Seitenverladung 10 m Breite. Höhe bei Seitenverladung 1,10 m, bei Kopfverladung 1,235 m über SO. Abstand von Gleismitte 1,7 m. Neigung der Auf- und Abfahrten höchstens 1 : 12, besser 1 : 15 bis 1 : 20, Mindestlänge der Kopframpe 12 m, Mindestlänge der Holzverladerampen 30 m, Befestigung: Steinpflaster. Bei langen Rampen sind an geeigneten Stellen Treppen vorzusehen.

Viehrampen haben eingezäunte Buchten von 4,5 × 7,0 m Abmessung.

d) Ladekrane. Feste Brücken- oder Drehkrane haben bis 15 t, normalspurige, fahrbare Drehkrane bis 10 t Ladefähigkeit. Rutschen unter Ladebunkern für hohe und niedrige Wagen s. Abb. 9.

e) Brückenwaagen. Einheitswaage der Reichsbahn ist 7,5 m lang mit 40 t Wiegegewicht. Vor und hinter der Waage muß das Gleis mindestens 10 m in der Geraden liegen. Vor der Waage ist ein *Lademaß* aufzustellen.

f) Güterschuppen. Grundriß Abb. 6, Querschnitt Abb. 10a. Als Schuppenbreite ist für kleine Bahnhöfe 6—8 m, für mittlere 8—12, für große 12 bis 20 m zu empfehlen. Güterschuppenhöhe i. L. 4,0 m. Die Länge richtet sich nach der Zahl und Stärke der täglichen Zustellungen. Bei Schuppen über 100 m Länge ist Trennung nach Empfang und Versand vorzusehen. Man rechnet als Lagerfläche für 1 t Stückgut 10—20 m². Der Stückgutverkehr beträgt i. M. je Kopf der Verkehrsbevölkerung und Jahr etwa 0,3 t im Empfang und Versand zusammen. Der Torabstand ist meist 9 m (Wagenlänge), Torbreite 2,5—3,0 m, die Höhe 2,8—3,5 m und die Ausladung des Daches 1,5—2 m über die Ladesteige.

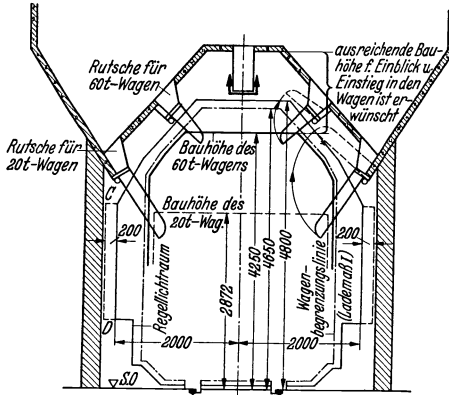


Abb. 9. Ladebunker.

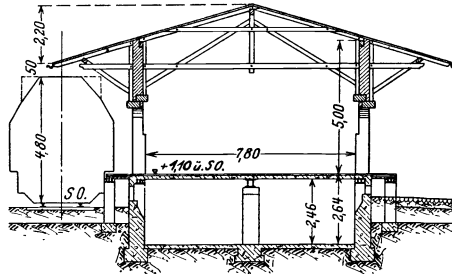


Abb. 10a.

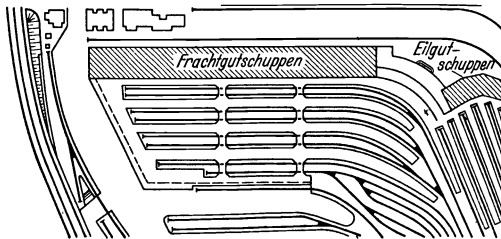


Abb. 10b.

g) Ladebühnen. Breite nach der Gleisseite 1,5—2 m, nach der Straßenseite 1—1,5 m; Höhe der Ladesteige und des Schuppenfußbodens über SO. 1,1 m, Abstand der Ladebühne von Gleismitte 1,7 m, Höhe über Straße 0,9—1,0 m. Gleisabstand, wenn eine Überladebühne dazwischen, 6,0—9,0 m. An dieser fahren die leichten Guterzüge (Leigs) vor. Ladebühnen nach Abb. 10b dienen zum Umschlag auf Kraftwagen (Z. d. V. mitteleurop. Eisenbahnverw. 1935, S. 440).

WF Windfang,
Sch Schalter,
PF Postfernsprecher,
R Rutsche.
Große der
Abfertigung bis
400 Frachtbriefe
täglich.

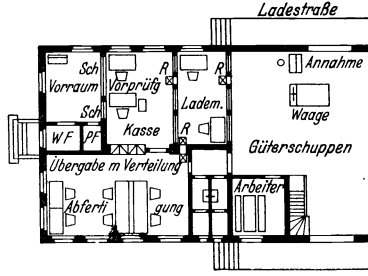


Abb. 11.

h) Güterabfertigung (Abb. 11) (Z. d. V. mitteleurop. EV. 1933, S. 205).

6. Stellwerksgebäude.

Die Lage der Stellwerksgebäude und die Anordnung der Fenster ist so zu wählen, daß die angeschlossenen Weichen und Signale gut zu übersehen sind.

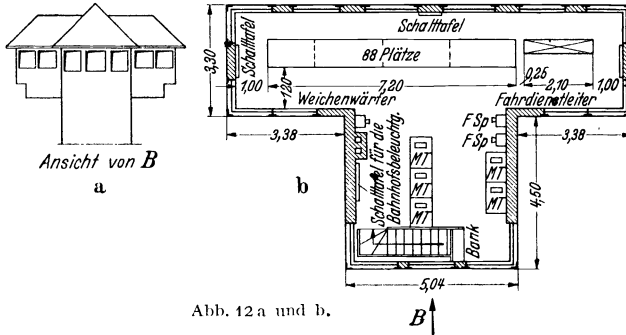


Abb. 12 a und b.

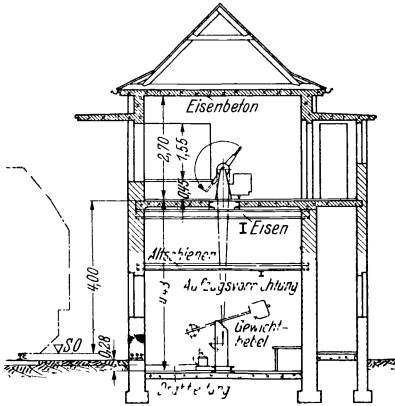


Abb. 13.

Bei mechanischen Stellwerken (Kraftübertragung durch Drahtzug) ist im Erdgeschoß ein Raum für die Spannwerke der Drahtzüge vorzusehen. Steht das Stellwerk neben den Gleisen, dann liegt der Fußboden 4 m über SO. Größere Stellwerke (in der Regel elektrische Kraftstellwerke) stehen meist quer über den Gleisen als sog. Brückenstellwerke oder sind als Kragstellwerke mit mindestens 5,5 m l. H. über SO. ausgebildet (Abb. 12a und b). Der Fußboden liegt 7,5 m über SO. Unter dem Fußboden ist ein Kabaerraum von 1—2 m lichte Höhe. Die lichte Höhe des Stellwerkraumes ist 2,5—2,6 m, die Brüstungshöhe der Fenster 0,7—1,1 m und die Höhe des

Fenstersturzes etwa 2 m über Fußboden, Treppenbreite 80 cm, lichte Breite der Stellwerke nicht unter 3,50 m, bei 10 m Länge ist sie größer als 4,0 m (Abb. 13).

Die *Länge* richtet sich nach der Länge des Blockuntersatzes und der Länge der Hebelbank. Der Hebelabstand beträgt 140 mm bei mechanischen Stellwerken, 90 mm bei elektrischen Stellwerken, 88 mm bei Mehrreihenstellwerken und der Abstand der Reihen 90 mm. Der Abstand der einzelnen Blockfelder ist 100 mm, der Abstand zwischen Blockfeld und ersten Hebel 350 mm, der Zwischenraum zwischen Blockuntersatz und Gebäudewand 1,0 m und der zwischen Stellbank und Gebäudewand 1,5 m.

C. Personen- und Abstellbahnhöfe.

I. Personenbahnhöfe¹.

a) **Einteilung.** Nach der Lage zum Bahnnetz unterscheidet man *Endbahnhöfe* und *Zwischenbahnhöfe*, bei letzteren wieder *einfache Zwischenbahnhöfe* (Abb. 5),

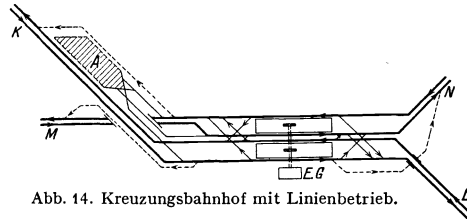


Abb. 14. Kreuzungsbahnhof mit Linienbetrieb.

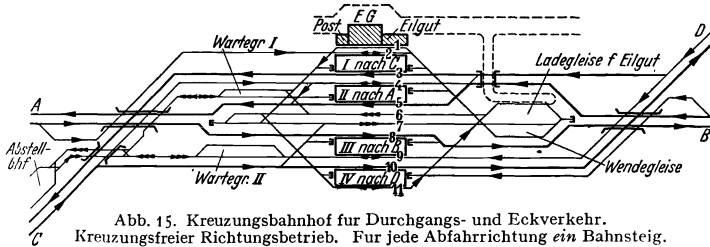


Abb. 15. Kreuzungsbahnhof für Durchgangs- und Eckverkehr. Kreuzungsfreier Richtungsbetrieb. Für jede Abfahrtrichtung ein Bahnsteig.

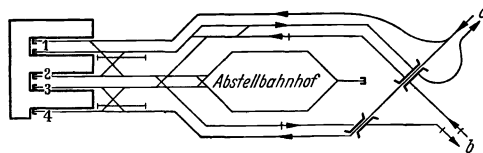


Abb. 16. Zwischenbahnhof in Kopfform mit teilweise endigendem Verkehr, Richtungsbetrieb.

Anschlußbahnhöfe am Vereinigungspunkt mehrerer Linien (Abb. 17) und *Kreuzungsbahnhöfe* am Kreuzungspunkt mehrerer Linien (Abb. 14 u. 15). Nach der Form unterscheidet man *Durchgangs-* und *Kopfbahnhöfe*. Letztere haben meist ein quer-gestelltes E.G. Ihr Betrieb wird durch Triebwagenzüge wegen des Fortfalls des Lokwechsels sehr vereinfacht. Liegen im Bahnhof die Gleise jeder Linie zusammen, so ist er für den *Linienbetrieb*, liegen die Gleise gleicher Richtung zusammen, so ist er für den *Richtungsbetrieb* gebaut. Ein Hauptvorteil des Richtungsbetriebes ist die starke Vertretbarkeit der Bahnsteiggleise, wodurch Überholungs-gleise gespart werden. Ob bei Durchgangs- und Kopfbahnhöfen Richtungs-(Abb. 15 u. 16) oder Linienbetrieb (Abb. 14) gewählt wird, hängt von der Stärke des Übergangsverkehrs ab.

¹ CAUER: Personenbahnhöfe. Berlin 1926; BLUM: Personen- und Guterbahnhöfe. Berlin 1930.

b) Entwurfsgrundsätze für einen Personenbahnhof mit Richtungsbetrieb (Abb. 15). Bei starkem Übergangsverkehr von einer Linie zu der anderen ist der Richtungsbetrieb das Gegebene. Hierbei sind 1. die Linien mit überwiegend endigendem und mit viel Wendeverkehr in die Mitte zu legen. 2. Der Abstellbahnhof ist mit allen Bahnsteiggleisen gut zu verbinden. 3. Für jede Gruppe der Bahnsteiggleise gleicher Richtung ist ein Durchlaufgleis vorzusehen. 4. Die Anlagen für Eilgut und Post sind entweder (s. u. 8 γ) an die Eilgüterzuggleise anzuschließen, die von den am Personenbahnhof vorbeigeführten Güterzuggleisen abzweigen, oder (s. u. 8 β) es können nach Abb. 15 die Ladegleise für Eilgut und Post in der Mitte zwischen den Hauptgleisen liegen, während sich der Post- und der Eilgutschuppen an das EG. anreihen. 5. Auf der dem Abstellbahnhof abgekehrten Seite kann man zur schnellen Räumung der Bahnsteiggleise und zur Abkürzung der Wendezeit eine kleine Abstellgruppe von ganzer Zuglänge gegebenenfalls mit einer Lokomotivwendeanlage (Drehscheibe, Bekohlungs-, Entschlackungsanlage, Wasserkran) anlegen. 6. In unmittelbarer Nähe der Bahnsteiggleise sind für Lokwechsel, Kurs-, Verstärkungs-, Speise-, Schlaf-, Post- und Eilgutwagen kurze Stumpfgleise anzulegen. 7. An die Gepäckabfertigung des EG. reihen sich die Posträume an unter Zwischenschaltung eines Hofes für Post-, Gepäck- und Expreßgutfahrwerke. 8. Der Eilgutschuppen am EG. ist gegebenenfalls zweistöckig anzulegen. Letzterer muß α) mit den Bahnsteigen durch Karrenwege und Aufzüge für das in den Packwagen beförderte Eilgut, β) mit den Bahnsteiggleisen zur Überführung von Einzelwagen in Verbindung stehen. γ) Weiterhin muß unmittelbarer Warenaustausch zwischen Eilgüterzügen und Eilgutschuppen möglich sein. Ebenso wie die Leigs fahren die Eilgüterzüge von den Streckengleisen an den Überladebühnen vor, damit über diese das Eilgut in den Schuppen gebracht werden kann.

2. Abstellbahnhöfe.

a) Personenzugbildung. Der Bahnhof, auf dem ein Zug seinen Lauf beginnt, heißt Zugbildungsbahnhof. Auf ihm werden die Züge aus Stamm-, Kurs- und Verstärkungswagen nach einem *Zugbildungsplan* in Abstellgleisen oder auf besonderen Abstellbahnhöfen zusammengestellt. Aus dem Zugbildungsplan, der für jede Fahrplanperiode aufgestellt wird, ist die Anzahl, Stärke und Umlaufszeit der Züge sowie die Reihenfolge der Wagen zu ersehen. Er enthält außerdem Angaben über Gattung und Einrichtung der Wagen, Bremsen, Heizung sowie über die Einstellung der Post-, Schlaf- und Speisewagen und fremder Wagen, sowie über Aufenthalts- und Reinigungsbahnhöfe, über den Wagnübergang usw. Bei der Stellung der Postwagen im Zug soll auf die Bedürfnisse des Postdienstes Rücksicht genommen werden. Gepäckwagen stehen wie in Güterzügen hinter der Lok, Kurswagen so, daß sie auf den Anschlußbahnhöfen schnell an- und abgesetzt werden können, Speisewagen laufen in der Mitte, Schlafwagen am besten vorn, andernfalls am Ende des Zuges. Als Schutzabteil ist in Reisezügen über 50 km/h das vorderste Abteil des ersten Wagens von Reisenden freizuhalten.

b) Abstellanlagen (Abb. 17). Die *Gleisgruppen a, b* und *die des Wagenschuppens* dienen der inneren und äußeren Säuberung der Wagenzüge. In ihnen erfolgt auch die Prüfung auf ordnungsmäßige Beschaffenheit aller Teile und die Versorgung mit allem, was für die Ingebrauchnahme der Wagen notwendig ist. Zur Entnahme von Wasser, Druckluft, Dampf, Gas und elektrischen Strom befinden sich zwischen den Gleisen Entnahmestellen. Diese liegen, mit Ausnahme der Bremsprüfungsapparate, in Gruben, damit die Gassen zwischen den Gleisen möglichst für das Reinigungsgeschäft frei sind. Die Anzahl der Gleise in den Gruppen a und b entspricht der größten Zahl der nach dem Bahnhofsfahrplan gleichzeitig anwesenden Züge, außerdem 2—5 Gleise für den Wagenschuppen. Gleislänge gleich größter Zuglänge, höchstens 260—300 m. Der Gleisabstand beträgt 5,0 m. Im Wagenschuppen ist der Abstand der Gleise voneinander 5,5 m, von der Wand 3,0 m. Arbeitsgruben werden auf die ganze Länge des Schuppens, Tore wie bei Lokschuppen 4,0 m breit und 4,8 m hoch angeordnet.

Ordnungsgleise (d): Es sind erforderlich 5—6 Stumpfgleise von je 100 m Länge zum Ordnen der Wagen nach dem Zugbildungsplan, 2 *Übergabegleise (h)* für den

werden sie wieder mit einer Lok zusammengesetzt und in die Ausfahrgleise überführt (Abb. 18).

b) *Gefällbahnhöfe*. Sie liegen in so starken Gefällen, daß sich die Wagen überall durch ihre Schwerkraft fortbewegen und nach den notwendigen Zwischenhalten von Gleisgruppe zu Gleisgruppe rollen. Die Gruppen liegen daher hier stets hintereinander. Zwischen die Ordnungsgruppe (*St*) und der Ausfahrgruppe (*A*) ist noch eine Berichtigungsgruppe (*b*) zu schalten (Abb. 27). Günstiges Gelände vorausgesetzt wird der Gefällbahnhof dem Flachbahnhof wirtschaftlich überlegen sein. Er kann es aber selbst in weniger günstigem Gelände sein, wenn das Wagenaufkommen so groß ist, daß die an Betriebskosten erzielte Ersparnis den Kapitaldienst für den Mehraufwand an Erdarbeiten aufwiegt.

In einem Rangierbahnhof können auch beide Systeme gleichzeitig vorhanden sein.

2. Der Flachbahnhof.

a) Gleisgruppen (Abb. 18)¹.

α) *Einfahrtgleise (E)* nicht unter 5 Gleisen, dazu 1 Verkehrsgleis; bei Einfahrt der Güterzüge entgegen der Ablaufrichtung ist auf jeder Seite 1 Verkehrsgleis anzulegen. Die Zahl der gleichzeitig aufzustellenden Züge ist abhängig von der Zugzahl des höchstbelasteten Tagesabschnitts, von der Behandlungszeit in den

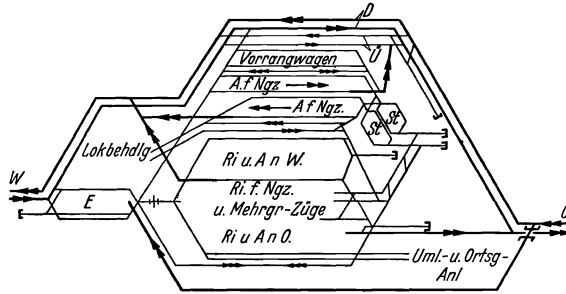


Abb. 18. Flachbahnhof.

Einfahrtgleisen (Bremsuntersuchung und Vorbereitung der Zugzerlegung) und von der Leistungsfähigkeit der Ablaufanlage. Für besonders zu behandelnde Wagen (Vorrangwagen) ist ein besonderes Aufstellgleis vorzusehen. Die Gleislängen sollen gleich der größten Zuglänge zuzüglich 50 m (für Zug- und Abdrückklok) sein. Steigung der Einfahrtgleise $0-2,5\text{‰}$.

β) *Ablaufanlage* (s. Abschnitt b).

γ) *Richtungsgleise (Ri)*. Die Gleiszahl wird nach der Beanspruchung der Gleise durch die zu bildenden Wagengruppen für Güterzüge und für die örtlichen Verwendungsstellen auf Grund des *Gleisbenutzungsplans* ermittelt. Wegen der zwischen den ablaufenden Wagen entstehenden Zwischenräumen und damit in den Gleisspitzen nachgeordnet werden kann, sollen die Gleislängen größer als die größten Zuglängen sein. Als Nutzlängen werden für je ein Drittel der Richtungsgleise etwa 1000, 800 und 600 m vorgeschlagen. Gleisabstand 4,75 m, nach einer größeren Gleiszahl 6 m Abstand für Lichtmaste. Es ist zu gruppieren nach Gleisen für Eingruppenzüge, die unmittelbar aus den Richtungsgleisen ausfahren; Gleisen für Wagengruppen, die mit anderen in den Richtungsgleisen zusammengestellt werden; Gleisen für Wagengruppen, die nach Bahnhöfen nachgeordnet werden; Gleisen für Wagen der Zusatzanlagen (Schadwagen für Werkstätte, Stückgutwagen für Umladehalle, Kohlenwagen für Dienstkohle, Wagen für gewerbliche Anlagen) Das Gefälle soll 2‰ betragen.

¹ Deutsche Reichsbahn, Richtlinien für die bauliche Ausbildung von Verschiebebahnhöfen (RiVbf); Verkehrstechn. Woche 30 (1936) S. 158 f.

δ) *Ordnungsgruppe (St)*. Diese liegt bei Flachbahnhöfen seitlich neben der Richtungsgruppe. Die Wagen gelangen aus der Richtungsgruppe über ein Ausziehgleis in die Ordnungsgruppe. Die Gleise der letzteren verlaufen anschließend an eine kurze Steilrampe (20‰) entweder mit einem Gefälle von 2‰ oder von $7,2\text{‰}$. Während bei älteren Anlagen die flach geneigten Ordnungsgleise vielfach stumpf endigten, werden sie heute meist in Weichenstraßen zusammengefaßt, über die die Wagengruppen unmittelbar in die Ausfahringleise gelangen können. Bei 2‰ Gefälle der Ordnungsgleise werden sie durch die Lok bewegt, bei $7,2\text{‰}$ rollen sie durch Schwerkraft in die Ausfahringleise. Die Gleiszahl der Ordnungsgleise richtet sich nach der Zahl der größten vorkommenden Gruppenzahl der Nahgüterzüge. Gleislänge 100—200 m, je nach Gruppenstärke.

ε) *Ausfahrgruppe (A)*. Die *Gleiszahl* ergibt sich aus dem Betriebsplan des Rangierbahnhofs, die Gleislängen sind dieselben wie bei den Einfahrgleisen. Die Ausfahrgruppe liegt bei geringem Nahgüterverkehr in Verlängerung der Richtungsgruppe, sonst anschließend an die Ordnungsgruppe neben den Richtungsgleisen; Neigung $0\text{—}2,5\text{‰}$.

Zwischen Einfahr-, Richtungs-, Ordnungs- und Ausfahrgruppen ist möglichst gedrängte Weichenentwicklung anzustreben.

ζ) Züge, die nicht zerlegt werden, fahren in *Überholungsgleise* (Ü) ein, die von den Güterzug-Durchfahringleisen (D) abzweigen. Neben den Überholungsgleisen befinden sich Aufstellgleise zum Austausch der Vorrangwagen sowie ein Wartegleis für Lokomotiven.

η) Für Fahrten der Lokomotiven und der Rangierabteilungen von Gruppe zu Gruppe sind *Verkehrsgleise* anzulegen. Diese Fahrten sollen das Rangiergeschäft möglichst wenig stören. Bei starkem Verkehr ist für jede Richtung ein Gleis vorzusehen (←←←←←).

θ) Die *Lokomotivbehandlungsanlage* (s. „Lokomotivbahnhöfe“) muß gut durch Verkehrsgleise mit der Ein- und Ausfahrgruppe verbunden sein.

ι) Die *Packwagengruppe*, an beiden Enden angeschlossen und gut mit Verkehrsgleisen und Lokomotivanlage verbunden (Gleisabstand 5 m), hat Gleislängen von i. M. 150 m. Gleiszahl ist aus dem Betriebsplan zu bestimmen.

κ) Die *Schadwagengruppe* mit 5 m Gleisabstand soll in guter Verbindung mit einem Schadwagensammelgleis der Richtungsgruppe und dem Betriebswerk in der Nähe der Lokomotivbehandlungsanlage liegen.

λ) In der *Wagenreinigungsanlage*, vom Verkehrsgleis zugänglich, werden die zur Tierbeförderung benützten Güterwagen vor ihrer Wiederverwendung einem Reinigungs- und Entseuchungsverfahren unterworfen (K. WALTER: Die Technik und Wirtschaft der Hygiene im Tierversand bei der Deutschen Reichsbahn, Berlin 1934).

μ) Die *Umladeanlagen* liegen zweckmäßig in Verlängerung der äußeren Richtungsgleise (Abb. 18) und dienen zur Umladung des Stückgutes. Nach dem Umladen werden die Wagen entweder nochmals in die Einfahrgleise gezogen und über den Ablaufberg auf die Richtungsgleise neu verteilt oder auch unmittelbar in die Ausfahringleise gebracht. Die Gleisgruppe der Umladeanlagen kann stumpf enden, besser wird sie beiderseits durch Weichenstraßen verbunden und an Verkehrsgleise angeschlossen. Der Abstand der Gleise, zwischen denen sich eine *Ladebühne zum Stapeln* der Stückgüter befindet, beträgt 15—18 m, bei *Ladebühnen für das Durchladen* 6,5—9 m. (Bei 9 m Gleisabstand können Elektrokarren drehen.) Die Länge der Ladebühne ist etwa 100—180 m, die Höhe über SO. 1,1 m. Zweckmäßig ist Holzüberdachung mit Oberlichtern vorzusehen.

An die Umladeanlage wird nach der Straßenseite noch ein Gleis mit einer *Seitenrampe für Stückgutumschlag auf Kraftwagen* angebunden. Die Seitenrampe ist sägeförmig auszubilden, damit die Kraftwagen schneller abfahren können.

b) Gestaltung der Ablaufanlage. Ein Zug wird um so schneller auf einer Ablaufanlage zerlegt, je dichter beim Abrollen die Wagen einander folgen können.

Hierbei müssen die Wagenabstände trotz der verschiedenen Fahrzeugwiderstände der gut- und schlechtlaufenden Fahrzeuge möglichst gleichbleiben. Dies wird durch ein möglichst steiles Gefälle der Ablauframpe erreicht, im Vergleich zu dem die Fahrzeugwiderstände gering sind. Folgt ein Gutläufer (beladener O-Wagen) einem Schlechtläufer (leerer G-Wagen), so wird die Gefahr des Einholens vor der letzten Verteilungsweiche um so größer, je geringer die Neigung der Ablauframpe und je länger die Weichenstraße ist. Letztere ist daher möglichst gedrängt zu entwickeln (Abb. 19). Die Geschwindigkeit, die der Wagen auf der Steilrampe erhält, ist meist größer, als sie mit Rücksicht auf das Laufziel der Wagen in den Richtungsgleisen sein darf. Sie muß daher vermindert werden, und zwar bei

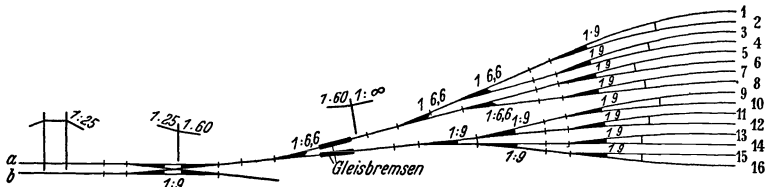


Abb. 19.

großer Länge der Weichenentwicklung sowohl am Fuß der Steilrampe durch Hemmschuh-, Balken- oder Wirbelstromgleisbremsen (s. S. 638) als auch in den Richtungsgleisen durch Auffangen der Wagen mit Hemmschuhen. Durch letztere werden die Wagen bei der gewünschten Laufweite zum Stehen gebracht. In den Gleisbremsen wird bei einer ungünstigen Wagenfolge (Schlechtläufer vor Gutläufer) der Gutläufer stärker abgebremst, damit in der Weichenzone der Wagenabstand zum Weichenstellen nicht zu klein wird.

Ist wegen der geringeren Zahl der Richtungsgleise die Weichenentwicklung kurz, so kann die Gleisbremse am Rampenfuß fortfallen und die Wagen können in den Richtungsgleisen bei einer Geschwindigkeit kleiner als 7 m/sec mit Hemmschuhen zum Stehen gebracht werden. (Vgl. W. MÜLLER: Ablaufanlagen ohne Talbremsen, Organ 93 (1938) Heft 7.)

α) Das Ablaufprofil wird zweckmäßig folgendermaßen gestaltet (Abb. 20 u. 21):

1. Vor dem Ablaufgipfel ist eine *Gegensteigung* $s_g = 20\text{‰}$ von 70 cm Höhe zum Stauchen des Zuges für das Entkuppeln der Wagen anzulegen (Abb. 21).
2. Der *Gipfel* ist mit einem Ausrundungshalbmesser $r_a = 300$ m auszurunden.
3. Daran schließt sich die *Steilrampe*, in der die erste Verteilungsweiche liegt; deren Spitze hat 5—10 m Abstand von der Gipfelausrundung. Das Gefälle $s_1\text{‰}$ ist so steil zu machen, wie Weichen und Ausrundungen es zulassen (s. unten u. Abb. 20). In gewölbten Ausrundungen dürfen keine Weichenzungen liegen.
4. In der *Zwischenneigung*, $s_2 = 12,5 - 20\text{‰}$, liegen die Bremsenrichtungen. Auf dieser Neigung kann ein festgebremster Gutläufer von selbst wieder anlaufen und die Weichenzone verlassen.
5. Die *Weichenzone* ist waagrecht oder flach geneigt ($s_3 = 0 - 2\text{‰}$) und die anschließenden *Richtungsgleise* haben auch 2‰ Gefälle (Abb. 23). Da die Gutläufer nie weniger als 2 kg/t Fahrzeugwiderstand haben, so werden in der Weichenzone und in den Richtungsgleisen die Wagen nicht mehr beschleunigt.
6. Für die hohlen Ausrundungen der Neigungswechsel ist der Ausrundungshalbmesser $r_a \geq 400$ m. In der Ausrundung am Fuß der Steilrampe liegt die Gleiskreuzung der zweigleisigen Verbindung der Verteilungsweichen mit den Einfahrgleisen. Die Ablaufanlage ist so zu legen, daß die Wagen möglichst mit dem vorherrschenden Winde ablaufen.

β) *Ermittlung des Steilrampengefälles.* W. MÜLLER: *Fahrdynamik der Verkehrsmittel*, S. 225. Berlin 1940 (Abb. 20).

Gegeben ist: 1. der Gleisplan; 2. das Längenprofil vom Fußpunkt F der Steilrampe bis zum Haltepunkt P des Schlechtläufers, 7–10 Wagenlängen hinter dem Merkzeichen der letzten Weiche; 3. die Gipfelausrundung $r_a = 300$ m sowie der Abstand zwischen deren Endpunkt B und dem Fußpunkt F . Auf der Strecke $BF = q$ findet vom Mittelpunkt der Weichenkreuzung in F ab die erste Verteilungswenche Platz, deren Spitze 5–10 m von B entfernt sein muß, damit zwischen 2 ablaufenden Wagen ausreichender Abstand zum Umstellen der Weiche entstehen kann. Nach dem Gleisplan und den Gleichungen S. 629 berechnet man die mittleren Krümmungswiderstände w_{rm1} und w_{rm2} auf der Ablauframpe und der Strecke zwischen F und P . Hierzu zählt man nach Rivf S. 40 den mittleren Fahrzeugwiderstand des Schlechtläufers $w_m = 9,4$ kg/t für tiefe Temperatur und 3 m/sec Gegenwind. *Gesucht* ist das größtmögliche Gefälle $s_1^0/100$ der Steilrampe.

Die Gerade von P aus mit der Neigung $\text{tg } \varphi_2 = w_{rm2} + w_m = w'_{m2}/100$ hat über dem Fußpunkt F die Höhe $GF = h = [(l_4 + l_3 + l_2) \cdot w'_{m2} - l_4 \cdot s_4 - l_3 \cdot s_3 - l_2 \cdot s_2] : 1000$. Die Gerade von G aus mit der Neigung $\text{tg } \varphi_1 = w_{rm1} + w_m = w'_{m1}/100$ berührt die Gipfelausrundung in Punkt $A \times$. Für sie ist ebenfalls $GF = h = \Sigma l (s - w'_m) : 1000$ m. Die Höhe h mit 1 t Wagengewicht multipliziert ist die Arbeit $1 \cdot h = 1 \cdot \Sigma l (s - w'_m) : 1000 = \frac{1 \cdot v^2}{g \cdot 2}$ mt. Es ist also die Arbeit der Bewegungskräfte je t Wagengewicht = der Bewegungsenergie, oder es ist die Geschwindigkeit $v = \sqrt{2g \cdot h}$ m/sec. Dies gilt für jeden Punkt der Linie $A \times GP$. Sie heißt daher *Geschwindigkeitshöhenlinie*, weil man aus ihren Höhen über dem Längenprofil die Geschwindigkeiten des Wagens berechnen kann. Nach Abb. 20 ist die Verlängerung der Höhe h bis E_1 also GFE_1 dem

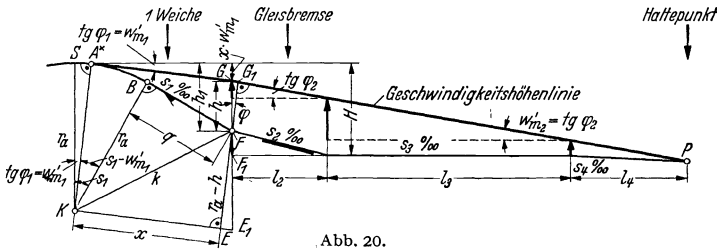


Abb. 20.

Ausrundungshalbmesser r_a . Zieht man $BK = r_a \perp BF$ und ferner von F aus $E_1G_1 = r_a \perp$ zur Verlängerung von $A \times G$ und verbindet K mit F und E_1 , so ist aus den zwei rechtwinkligen Dreiecken KBF und KEF mit der gemeinsamen Hypotenuse $k = KF$ die Kathete $x = KE = \sqrt{q^2 + h(2r_a - h)}$ m (Gl. 1) zu berechnen. Da $h \cong 0,01 r_a$, so ist der Abstand des Scheitelpunktes S von $A \times$ also $SA \times = EE_1$ und $KE \cong A \times G \cong x$. Bei dem kleinen Winkel φ_1 ist dann 1) $x \cong x \cos \varphi_1$ der waagerechte Abstand des Punktes $A \times$ vom Fußpunkt F . 2) ist $h_1 = h + x \cdot w'_{m1} : 1000$ m (Gl. 2) die Höhe von $A \times$ über Fußpunkt F . 3) ist $s_1 = w'_{m1} + 1000(x - q) : r_a^0/100$ (Gl. 3) die größtmögliche Neigung der Steilrampe.

c) *Leistungsfähigkeit der Ablaufanlage.* α) *Die Wagenfolgezeit am Ablaufgipfel.* Während sich bei Zulaufanlagen (s. Gefällbahnhöfe S. 636) die Zerlegung eines Zuges unmittelbar an die des vorhergehenden anschließen kann, kommen bei Zuführung des Zuges durch eine Lok, wie meist auf Flachbahnhöfen der Fall zur eigentlichen Zerlegezeit noch die Zeiten für das Schieben des ganzen Zuges zum Ablaufgipfel (mit $V \cong 10$ km/h) und den Rücklauf der Lok ($V \cong 20$ km/h) sowie für das Umsetzen der Lok ins andere Gleis hinzu. Wegen Ermittlung dieser Zeiten und des Kostenaufwandes für die Zerlegung durch Loks vgl. W. MÜLLER: *Fahrdynamik der Verkehrsmittel*, S. 229. Berlin 1940. Die *eigentliche Zerlegezeit* hängt ab von der richtigen Durchbildung des Ablaufprofils (s. vorher) und der Weichenentwicklung.

Der Zug wird dem Ablaufgipfel zugeführt mit einer Geschwindigkeit von höchstens 1,3 m/sec, die bedingt ist durch die Arbeitsgeschwindigkeit des Wagenentkuppplers und durch die Bedienungszeit der Gleisbremsen. Damit aber bei ungünstiger Wagenfolge, d. h. wenn ein stark gebremster Gutläufer mit kurzer Laufweite vor einem Schlechtläufer oder wenn ein Schlechtläufer vor einem schwach

gebremsten Gutläufer rollt, hinter der Bremsstrecke die Weichen noch zwischen den Wagen umgestellt werden können, ist die Zuführungsgeschwindigkeit nötigenfalls auf 0,6 m/sec zu erniedrigen. Zwischenwerte der Zuführungsgeschwindigkeiten sind für die *erste* und *letzte* Verteilungsweiche mit nachstehendem Verfahren zu ermitteln. Es kann nämlich vorkommen, daß die Wagen bei der ersten Weiche noch nicht genügend Abstand haben, bei der letzten sich aber schon wieder so sehr genähert haben, daß die Weichenzunge besetzt und daher nicht umstellbar ist. Ferner ist zu untersuchen, ob am Merkzeichen der letzten Weiche die beiden Wagen sich nicht streifen.

Die Wagenfolgezeit am Ablaufpunkt sei nach Abb. 21 erklärt: Die Zeit-Weg-Linien des Vor- und des Nachläufers, die den Wagenlauf nach Zeit und Weg darstellen, dienen lediglich zur Erklärung und sind bei dem Verfahren nicht zu konstruieren.

Der Vorläufer V , der mit v_{01} m/sec zugeführt wird, steht mit seinem Schwerpunkt über dem Ablaufpunkt A_v , der Nachläufer N berührt den Vorläufer, und es ist der Abstand der Wagenschwerpunkte $L_{w0} =$ der Wagenlänge L_w . Der Ablaufpunkt A_n hat von A_v den Abstand Δl_0 . Im Ablaufpunkt ist bekanntlich der Fahrzeugwiderstand des Wagens $w =$ dem Gefälle $s\%$, auf dem der Wagen steht. Auf der Anschubstrecke $L_w \mp \Delta l_0$ wird der Nachläufer noch von der Lokomotive

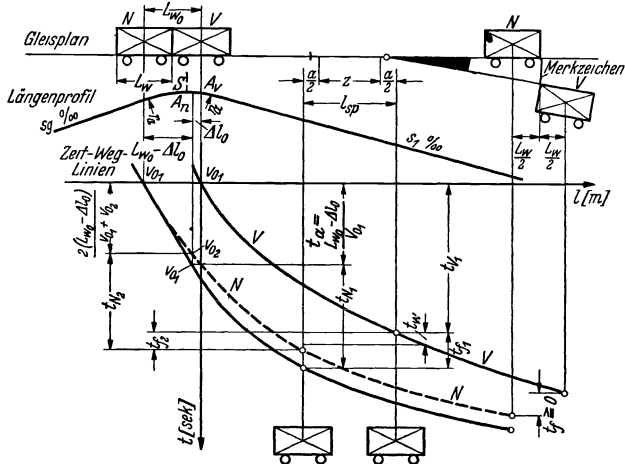


Abb. 21.

gedrückt, während der Vorläufer in A_v seinen freien Ablauf beginnt (es gilt $L_w + \Delta l_0$ bei Gutläufer vor Schlechtläufer). Die Anschubzeit ist $t_a = [2(L_w \mp \Delta l_0)] : (v_{01} + v_{02})$ sec. v_{02} ist die Zuführungsgeschwindigkeit des Nachläufers, falls dieser gegen den Vorläufer beschleunigt oder verzögert wird. Da die Anschubzeit t_a des Nachläufers gleichzeitig mit dem freien Ablauf des Vorläufers beginnt, werden auf diesen Zeitpunkt sowohl die Laufzeiten des Nachläufers (t_N) als auch die des Vorläufers (t_V) bezogen (Ablaufstellung). Es sind t_{V1} und t_{N1} die Laufzeiten vom Ablaufpunkt bis zur Bremsstrecke, t_{V2} und t_{N2} die vom Ende der Bremsstrecke ab. Die Laufzeit auf der Bremsstrecke t_b ist $t_b = 2 t_{b1} : (v_e + v_a)$ sec, wo v_e die Einlauf-, v_a die Auslaufgeschwindigkeit aus der Bremsstrecke ist. Da die Weichen nur umgestellt werden können, wenn sich keine Achse auf der Zunge z ($= 6$ m) oder bei selbsttätigen bedienten Weichen auf der Isolierstrecke l_i ($= 14$ m) befindet, so muß der Schwerpunkt des Vorläufers einen halben Achsabstand ($a/2$) hinter z oder l_i und der des Nachläufers $a/2$ davor sein. Es ist also $z + a$ bzw. $l_i + a = l_{sp}$ die Sperrstrecke, für deren Anfangspunkt die Laufzeit t_N und für deren Endpunkt

die Laufzeit t_V zu ermitteln sind. Der Unterschied der Laufzeiten bezogen auf die Ablaufstellung ist $t_f = (t_a + t_N) - t_V$. Dies ist die Zeit, in der die Sperrstrecke achsfrei ist. An der letzten Verteilungsweiche ist die Laufzeit des Vorläufers $t_V = t_{V_1} + t_b + t_{V_2}$, wo t_{V_1} die Laufzeit vom Ablaufpunkt bis zur Bremsstrecke und t_{V_2} diejenige vom Ende der Bremsstrecke bis hinter die Sperrstrecke der letzten Weiche ist. Entsprechend setzen sich die Laufzeiten t_N des Nachläufers zusammen. Es muß möglichst t_f gleich der *Umstellzeit der Weiche* t_w (einschließlich Vorbereitungszeit) sein. Es ist $t_w = 0,5 - 1,0$ sec für ortsbediente Weichen, $t_w = 3$ sec, bei fernbedienten Weichen (Drahtzug- oder Gestänge). Für Kraftstellwerke ist $t_w = 2,5$ sec bei langsam laufendem Motor und $t_w = 0,5$ sec bei schnellaufendem. Bei selbsttätigen Ablaufstellwerken sind die Leistungsfähigkeit des Ablaufbetriebes vermindern den Zeitverluste beim Umstellen der Weichen auf ein Kleinmaß beschränkt.

Mittel zum Angleichen der Zeit t_f an die Weichenumstellzeit sind 1. die Veränderung von v_0 , falls der Nachläufer noch auf der Anschubstrecke ist; 2. die Veränderung der Bremszeit t_b für den Lauf hinter der Bremsstrecke; 3. Verkleinerung der Weichenumstellzeiten durch selbsttätige Ablaufstellenwerke. Zeichnet man nach dem nachstehend beschriebenen Verfahren (Abb. 23) in die Gleisachsen die Laufzeiten bis zur Bremsstrecke für $v_0 = 0,5, 1,0$ und $1,3$ m/sec und hinter der Bremsstrecke für verschiedene Laufweiten, und zwar für Gut- und Schlechtläufer, ein, so findet man durch Probieren diejenige Zuführungsgeschwindigkeit v_0 , bei der t_f möglichst gleich t_w ist [s. W. MÜLLER: Fahrdynamik, S. 249. Dort ist auch (S. 232) nachgewiesen, daß die in den „Richtlinien für bauliche Ausbildung von Verschiebahnhöfen“ (Ri Vbf) der Reichsbahn angegebene Gleichung $v_0 = L_w : T_0$ zur Berechnung der Zuführungsgeschwindigkeit v_0 ungenau ist].

Selbsttätige Ablaufstellenwerke sind von den Vereinigten Eisenbahnsignalwerken in 2 Formen ausgeführt worden:

1. Das Schaltspeicherstellwerk (zum erstenmal 1925 auf Rangierbahnhof Hamm). 2. Das Relaisstellwerk (z. B. Rangierbahnhof Bremen).

Bei beiden Arten werden die Weichen von den abrollenden Wagen durch Befahren einer isolierten Schiene selbsttätig umgestellt. Die Reihenfolge der Weichenumstellungen wird auf Grund des „Rangierzettels“ in einem Mechanismus festgelegt. Dieser besteht bei ersterem aus einem sog. „Schaltspeicher“, während bei dem zweiten die Aufspeicherung der Umstellungen durch eine „Relaiskette“ geschieht. Letztere besitzt gegenüber dem Schaltspeicher den Vorzug, daß während des Ablaufes die Reihenfolge der aufgespeicherten Weichenumstellung noch abgeändert werden kann [vgl. SCHMITZ: Verkehrstechn. Woche 26 (1932) S. 344 f.].

β) *Bewegungskräfte und Widerstände.* 1) *Streckenkräfte und Streckenkraftlinie.* + $s^0/00 = s$ kg/t Gefällkraft, - s kg/t Steigungswiderstand.

Der Krümmungswiderstand eines zweiachsigen Güterwagens mit 4,5 m festem Achsstand ist $w_r = 700/R$ kg/t. In der Geraden und in der Krümmung einer Weiche ist ein Widerstand $w_w = 0,5$ bis $1,0$ kg/t je nach Gleiszustand in Ansatz zu bringen.

Über der waagerechten Wegachse als Abszisse (Maßstab 1 : 500) (Abb. 23a) trägt man die Gefällkräfte und die Krümmungswiderstände ($1^0/00 = 1$ mm) als Ordinaten auf. Die Verbindung der Punkte ergibt die *Streckenkraftlinie*, die im Scheitelpunkt des Ablaufgipfels beginnt. Bei gleichbleibender Neigung oder Krümmung ist sie waagrecht. Zwischen den Neigungen z. B. s_1 und s_2 verläuft sie auf der Ausrundungsstrecke $l_a = r_a \cdot (s_1 - s_2) : 1000$ m von s_1 bis s_2 geradlinig geneigt. Nach der Kreisgleichung $x^2 = y(2r_a - y) \cong 2y \cdot r_a$ sind die Ordinaten der Ausrundung auf die Scheitelwaagrechte bezogen $y = x^2 : 2r_a$ m, und $dy/dx = x : r_a$ ist die Neigung. Dann ist $s^0/00 = 1000 x : r_a$ die Gleichung der geraden geneigten Streckenkraftlinien. Die Ecken kann man auf die Länge des Achsabstandes $a = 4,5$ m abschrägen (Abb. 23a). Aus der Streckenkraftlinie für 1 Wagen kann man die für eine Wagengruppe konstruieren [W. MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 26]. Diese ist vom Gewicht der Wagen und der Zusammensetzung der Gruppe abhängig.

2) *Fahrzeugwiderstände und w-Linie.* Der vom Fahrzeug und der Witterung abhängige Fahrzeugwiderstand ist $w = w_0 + w_l$ kg/t, wo w_0 der Grundwiderstand und w_l der Luftwiderstand ist.

Grundwiderstände¹ für Einzelwagen und Gruppen bis zu 10 Wagen innerhalb folgender Gruppen:

1. Bei normaler Temperatur:
 - Gutläufer (bel. O-Wagen) $w_0 = 2,2 \text{ kg/t}$
 - Schlechtläufer (leerer G-Wagen) $w_0 = 4,0 \text{ kg/t}$.
2. Bei tiefer Temperatur:
 - Gutläufer $w_0 = 3,5 \text{ kg/t}$
 - Schlechtläufer $w_0 = 6,4 \text{ kg/t}$.

Bei Kugellagern sind diese Werte um ein Drittel zu verkleinern. Der Luftwiderstand ist nach Versuchen $w_l = \frac{c \cdot F}{16 \cdot G} \cdot (v \pm v_l \cdot \cos \beta)^2 \text{ kg/t}$. Es ist nach Abb. 22 $v \text{ m/sec}$ die Wagen- und $v_l \text{ m/sec}$ die Luftgeschwindigkeit sowie $v_r = v \pm v_l$ die Relativgeschwindigkeit zwischen Wagen und Luft. Die Relativgeschwindigkeit $v_r = v$, mit der ein hinter dem abrollenden Wagen befindliches ruhendes Luftteilchen ($v_l = 0$) Abstand vom Fahrzeug erhält, wird auf $v_r = v + v_l$ vergrößert, wenn das Luftteilchen durch *Gegenwind*, und auf $v_r = v - v_l$ verkleinert, wenn es durch *Segelwind* die Geschwindigkeit v_l erhält (Abb. 22).

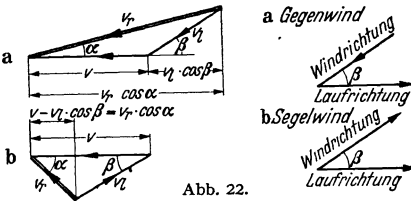


Abb. 22.

Die Stirnfläche eines O-Wagens ist $F = 4 \text{ m}^2$, eines G-Wagens $F = 7 \text{ m}^2$. G in $t = \text{Wagengewicht}$. β ist der Winkel des Seitenwindes, α der der resultierenden Relativgeschwindigkeit mit der Laufrichtung (Abb. 22).

Der Beiwert c ist von α abhängig	$\alpha =$	0	30	60	90°
beim Schlechtläufer	$c =$	0,94	1,4	0,28	0
beim Gutläufer	$c =$	0,94	1,34	0,25	0

In Deutschland kann $v_l = 2 - 5 \text{ m/sec}$ vom Ablaufgipfel bis zur Gleisbremse angenommen werden. Dahinter ist wegen der Bodennähe und des Windschutzes durch die Fahrzeuge ein Drittel der Werte zu setzen. Es ist für einen beladenen O-Wagen von 25 t, für einen Gutläufer $w = 2,2 + 0,013 v_l^2$ und für einen leeren G-Wagen von 9 t Gewicht $w = 4,0 + 0,0625 v_l^2 \text{ kg/t}$ bei $\alpha = 30^\circ$. Diese Werte werden über der v -Achse als w -Linie aufgetragen (Abb. 23).

γ) *Laufzeitermittlung*. Für die Bewegungskräfte gilt die dynamische Gleichung $\pm s - w = m \cdot b \text{ kg/t}$. Bei einem Wagen mit dem durchschnittlichen Gewicht von $G = 13 \text{ t}$ (9 t Eigengewicht + 9 t Ladung) ist unter Berücksichtigung des Einflusses der umdrehenden Massen der Radreifen vom Gewicht $G' = 1 \text{ t}$ die Masse je t Wagengewicht $m = 1000 (G + G') : (G \cdot g) = 1000 \cdot 1,06 : g \text{ kg} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$. Die Beschleunigung bzw. Verzögerung ist $b = \pm \Delta v / \Delta t \text{ m/sec}^2$. Wählt man als gleichbleibenden Zeitabschnitt (Takt) $\Delta t = 6 \text{ sec} = 0,1 \text{ min}$, dann ist $\Delta v = v_2 - v_1 \text{ m/sec}$, wo v_2 die Geschwindigkeit nach Ablauf und v_1 die zu Beginn der Zeit Δt ist. Es ist $\Delta v = \Delta V : 3,6 \text{ m/sec}$ ($\Delta V = V_2 - V_1 \text{ km/h}$) und die mittlere Bewegungskraft während $\Delta t = 6 \text{ sec}$ ist $\pm s - w = m \cdot b = \pm \frac{1000 \cdot 1,06 \cdot \Delta V}{g \cdot 6 \cdot 3,6} = \pm \frac{\Delta V}{0,2}$ oder $\pm \frac{\Delta V}{2} : (\pm s - w) = 1/10$. Das Verhältnis der Geschwindigkeitsänderung zur Bewegungskraft während 6 sec ist also *gleichbleibend*. Bei Beschleunigung ist $+ \Delta V/2 = (s - w)/10$ und bei Verzögerung $- \Delta V/2 = -(s + w)/10 \text{ km/h}$. Für die zeichnerische Ermittlung der Geschwindigkeit V_2 im Anschluß an die bereits ermittelte Geschwindigkeit V_1 wählt man zweckmäßig den Maßstab der Geschwindigkeiten 10mal größer als den der Kräfte, also z. B. $V = 1 \text{ km/h} = 10 \text{ mm}$ und $\pm s - w = 1 \text{ kg/t} = 1 \text{ mm}$. In der Zeichnung ist dann die Strecke für $\Delta V : 2$ gleich der für $s - w$. Sind diese gleichen Strecken aber die halbe Grund-

¹ Vgl. Verkehrstechn. Woche 30 (1936) S. 183.

linie und die Höhe eines Dreiecks, so ist dieses ein gleichschenkelig, rechtwinkeliges. Diese Überlegung liefert folgende zeichnerische Ermittlung von V_2 (Abb. 24): Zur

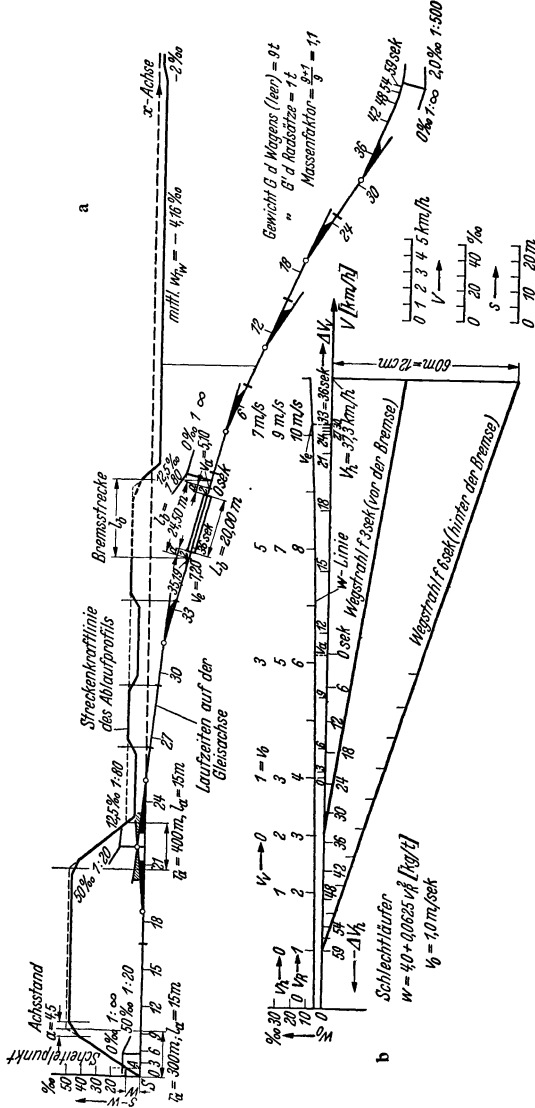


Abb. 23a und b. Ermittlung der Ablaufbewegung. Verfahren W. MÜLLER.

V -Achse wird im Abstand s ‰ eine Parallele gezogen, die die Senkrechte durch den Punkt V_1 in V'_1 schneidet. Darauf wird das gleichschenkelige, rechtwinkelige Dreieck $V'_1 V'_m V'_2$ gezeichnet, dessen Spitze auf der w -Linie liegt. Die Senkrechte durch V'_2 schneidet die V -Achse im gesuchten Punkt V_2 . Im Dreieck $V'_1 V'_m V'_2$

ist die Höhe $V'_m M_1 \doteq s - w$ und der Winkel $V'_1 V'_m M_1 = 45^\circ$. Dann ist $\text{tg } 45^\circ = 1 = V'_1 M_1 / (s - w)$. Hieraus ergibt sich, daß die Strecke $V'_1 M_1 = M_1 V'_2 = \Delta V / 2$ sein muß. Durch Wiederholung dieser Konstruktion können auf der V -Achse die Punkte für die einzelnen Geschwindigkeiten je 6 sec ermittelt werden.

Da nun die w -Linie bei den gewählten Maßstäben nach Abb. 23b wesentlich flacher verläuft als in Abb. 24 angenommen ist, läßt sich, ohne die Genauigkeit unzulässig zu verringern, ein vereinfachtes Verfahren anwenden, bei dem die rechtwinkligen Dreiecke nicht zu zeichnen sind. Man entnimmt der Streckenkraftlinie die Ordinate $s^0/00$ und trägt sie als Gefälle von der V -Achse nach oben, bei Steigung oder Krümmungswiderstand nach unten ab, und zwar in dem Punkte, der schätzungsweise der mittleren Laufgeschwindigkeit während der Zeit 6 sec entspricht. Sodann bildet man mit dem Zirkel $\pm s - w$ und setzt diese Strecke auf der V -Achse,

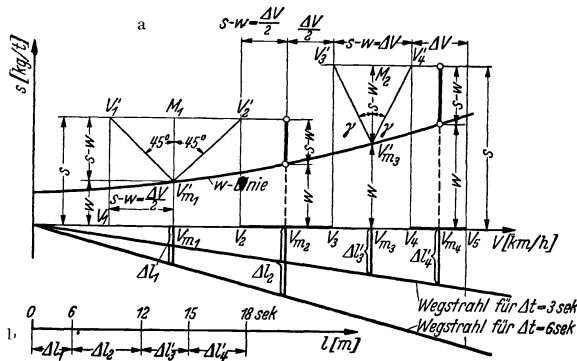


Abb. 24a und b.

da nach vorigem $\pm s - w = \pm \Delta V / 2$ ist, zweimal von der bereits ermittelten Geschwindigkeit ab, und zwar wie in Abb. 24a von V_2 bis V_3 in der positiven Richtung. Ist $-(s + w) = -\Delta V / 2$, so ist die Strecke $-(s + w)$ zweimal in der entgegengesetzten Richtung als Geschwindigkeitsverminderung $-\Delta V / 2$ abzusetzen. In dieser Weise sind die Geschwindigkeiten in Abb. 23b für die Zeitabschnitte $\Delta t = 6$ sec für den Wagenlauf hinter der Bremsstrecke ermittelt und durch Teilstriche, die in zeitlicher Reihenfolge beziffert sind, unter der V -Achse gekennzeichnet.

Vom Ablaufpunkt bis zur Bremsstrecke wird die V -Achse wegen des ungleichmäßigeren Laufes in Geschwindigkeiten je 3 sec unterteilt. Die Teilstriche werden auf der oberen Seite der V -Achse eingetragen und beziffert (Abb. 23b). Bei $\Delta t = 3$ sec ist die Gleichung $s - w = \frac{1000 \cdot 1,06 \cdot \Delta V}{g \cdot 3 \cdot 3,6}$ oder $\frac{\Delta V}{2} = \frac{s - w}{20}$. Bei demselben Geschwindigkeits- und Kräftermaßstab wie vor ist in der Zeichnung die Strecke für $\Delta V =$ der für $s - w$. Hiernach ist das Dreieck $V'_3 V'_m V'_4$, das man von der bereits ermittelten Geschwindigkeit V_3 zwischen der w -Linie und der Waagrechten im Abstand $s^0/00$ von der V -Achse gezeichnet hat, ein gleichschenkeliges, in dem sich die halbe Grundlinie $V'_3 M_3$ zur Höhe $M_3 V'_m = s - w$ wie 1 : 2 verhält. Es ist dann $V'_3 M_3 / (s - w) = \text{tg } \gamma = 1/2$, also $V'_3 M_3 = \Delta V / 2$. Auch hier vereinfacht sich wegen der flachen w -Linie das Verfahren. Das aus der Streckenkraftlinie entnommene $s^0/00$ setzt man in der geschätzten mittleren Geschwindigkeit V_{m4} (Abb. 24) ab und trägt von der bereits ermittelten Geschwindigkeit V_4 die Strecke $s - w$ bis V_5 als ΔV ab.

Die V -Achse macht man für $V = 36$ km/h oder $v = 10$ m/sec 36 cm lang. Die über ihr gezeichnete w -Linie ist in 10 gleiche Teile zu teilen, also für je 1 m/sec.

Falls man nicht für einen Wagen mittleren Gewichts, sondern für das tatsächliche Wagengewicht die Laufbewegung aufzeichnen will, so ist z. B. für einen

leeren G-Wagen (Schlechtläufer) von 9 t Gewicht der Massenfaktor nicht 1,06, sondern $(9 + 1) : 9 = 1,1$. Hier ist daher, um die Anwendung der rechtwinkligen und gleichwinkligen Dreiecke beizubehalten, die w -Linie des Schlechtläufers über der V -Achse von der Länge $36 \cdot 1,1 : 1,06 = 37,3$ cm für $V = 36$ km/h zu zeichnen.

Der *Laufweg* in der Zeit Δt ist $\Delta l = \Delta t \cdot V_m : 3,6 = \Delta t \cdot v_m$ m. Für $\Delta t = 6$ sec und $v_m = 10$ m/sec (oder $V_m = 36$ km/h) ist $\Delta l = 6 \cdot 10 = 60$ m. Trägt man in $V = 36$ km/h der V -Achse nach unten im Längenmaßstab des Gleisplans (1 : 500) 60 m = 120 mm auf und zieht nach $V = 0$ den sog. *Wegstrahl*, so sind unter den V_m -Werten die Lotrechten zwischen V -Achse und Wegstrahl die Laufwege Δl m in je 6 sec. Reiht man die Wege Δl auf der Gleisachse (Abb. 23a u. 24b) aneinander und schreibt an die Anstoßpunkte die Laufzeiten an, so ist dadurch der *Wagenlauf auf der Gleisachse nach Zeit und Weg* dargestellt. Für die Laufbewegung vom Ablaufpunkt bis zur Bremsstrecke, wo im Beispiel $v_l = 3$ m/sec Gegenwind angenommen ist, ist die w -Linie von der Relativgeschwindigkeit $v_r = 3$ m/sec ab mit der *Laufgeschwindigkeit* $v = 0$ m/sec beginnend zu beziffern. Senkrecht unter diesem Punkt ist von der V -Achse wie beschrieben der Wegstrahl für $\Delta t = 6$ sec und durch Halbierung der Neigung derjenige für $\Delta t : 2 = 3$ sec zu ziehen. Für die Laufgeschwindigkeiten hinter der Bremsstrecke (wo $v_l = +1$ m/sec bei Gegenwind) ist mit $v = 0$ bei $v_r = 1$ m/sec zu beginnen und senkrecht darunter der Wegstrahl für $\Delta t = 6$ sec von der V -Achse abzuzweigen. Die Geschwindigkeiten in m/sec der ΔV -Teilstriche der V -Achse kann man an der Unterteilung der w -Linie ablesen.

Vor der Laufzeitermittlung ist auf der Gleisachse unterhalb der Streckenkraftlinie (Abb. 23a) der Ablaufpunkt A einzuzichnen, indem man die beginnende schräg ansteigende Streckenkraftlinie im senkrechten Abstand $w = s_0^{100}$ schneidet und den Schnittpunkt auf die Gleisachse herunterlotet. Auf der V -Achse ist die Ermittlung in dem der Zuführungsgeschwindigkeit entsprechenden Punkte rechts vom abzweigenden Wegstrahl zu beginnen (Abb. 23b). Gegebenenfalls ist zur Verbesserung der Genauigkeit die Ermittlung auf der Gipfelausrundung zu wiederholen, indem man über dem gefundenen Δl die mittlere Streckenkraft nochmals abgreift und hierfür (Abb. 23b) wieder das genauere ΔV und Δl ermittelt. Die Laufzeit zu Beginn der Bremsstrecke und die entsprechende Einlaufgeschwindigkeit erhält man durch Interpolieren.

Hinter der Bremsstrecke ist die Ermittlung für verschiedene *Laufweiten* durchzuführen, an deren Ende die Geschwindigkeit gleich 0 ist. Man bestimmt für jede dieser Laufweiten aus dem Gleisplan den mittleren Neigungs- und Krümmungswiderstand s_m^{100} und berechnet den mittleren Fahrzeugwiderstand nach der Gleichung $w_m = (2w_0 + w_a) : 3$ kg/t (MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 229). Hier ist w_0 der Grundwiderstand (S. 630) und w_a der Fahrzeugwiderstand für die geschätzte Auslaufgeschwindigkeit v_a des Wagens aus der Bremsstrecke. Sodann berechnet man $v_a = \sqrt{2g' \cdot (w_m - s_m) l} : 1000$ m/sec. Hier ist $g' = 9,81 \cdot G : (G + G')$. (Mit verbessertem w_a ist, falls nötig, die Rechnung zu wiederholen.) Die Laufzeitermittlung beginnt man in v_a (in Abb. 23b ist $v_a = 5,1$ m/sec) in umgekehrter Richtung der V -Achse für einen Schlechtläufer bis zu dessen Stillstand oder bis zum Merkzeichen der letzten Weiche. Für diesen Punkt interpoliert man die Laufzeit t_2 .

Die Zeit in der *Bremsstrecke* l_b ist $t_b = 2l_b : (v_e + v_a)$ sec. Bei Balkenbremsen ist für den Einzelwagen $l_b = L_b + a$ (Länge der Bremse + Achsabstand). Bei Hemmschubbremsen ist allgemein l_b gleich der Rutschlänge des Hemmschuhs.

d) Die Leistungsfähigkeit der Zugbildungsanlagen. Zu den Zugbildungsanlagen gehören die Richtungs-, Ordnungs- und Ausfahrgeleise. Ihre Leistungsfähigkeit ist in Flachbahnhöfen bei gleichem Umfang geringer als in Gefällbahnhöfen, weil auf letzteren die Wagen ihre Laufrichtung unverändert beibehalten und infolgedessen die Zugbildungszeiten und ihre Unterbrechungen kleiner sind.

Für eine Zugbildungsaufgabe werden die *Zugbildungszeiten* an Hand des Gleisplans (1 : 1000), in den die stillstehenden Rangiergruppen eingezeichnet sind, mit

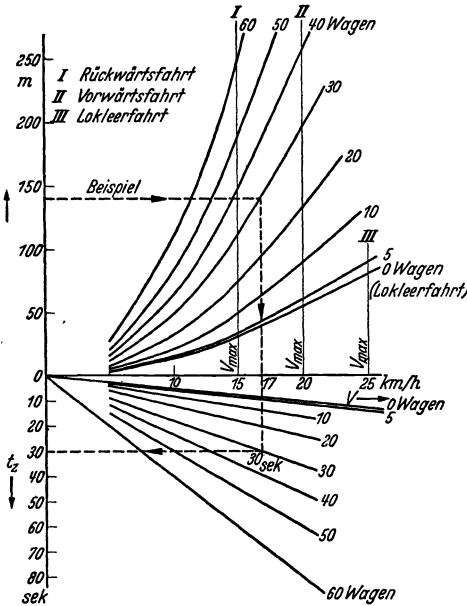


Abb. 25. Nomogramm zur Ermittlung der Rangiergeschwindigkeit und der Anfahr- und Bremszeitzuschläge t_z für Rangierlok G t 55 · 17. Wagengewicht i. M. 18 t, Fahrzeugwiderstand $w = 3,5 \cdot G_l/G_z + 3$ kg/t. $G_l =$ Lok- und $G_z =$ Rangierzuggewicht. Streckenwiderstand i. M. 2‰ , $t_z = t_{za} + t_{zb}$. Anfahrzeitzuschlag:

$$t_{za} = \frac{1000 \cdot 1,09 (V_2 - V_1)}{2 \cdot g \cdot p_a \cdot 3,6} \text{ sec}$$

für $V_1 = 0$ und $V_2 = V$ ist $t_{za} = 15,5 V : p_a$ sec,

$$p_a = \frac{G_r \cdot \mu_a}{G_x} \mp s - w \text{ kg/t, } G_r \text{ t Reibungsgewicht, } \mu_a = 140 \text{ kg/t; Bremszeitzuschläge: } t_{zb} = \frac{15,5 V}{p_b} \text{ sec,}$$

$$p_b = \frac{(G_l + G_{wb}) \mu_b}{G_x} \pm s \mp w \text{ kg/t, } G_{wb} \text{ t Gewicht der Bremswagen, } \mu_b = 100 \text{ kg/t.}$$

einer Rangierliste (W. MÜLLER: Fahrdynamik S. 263) ermittelt, in der die Zeiten für die Bewegung der Fahrzeuge getrennt sind von den Stillstandszeiten. Wird die Zugbildung durch Zufahrten oder andere Rangierbewegungen unterbrochen, so sind diese Unterbrechungen in der Rangierliste einzusetzen. Die Haltezeiten der Rangierzüge und die Rangiergeschwindigkeiten, aus zahlreichen Beobachtungen mittels der Häufigkeitsrechnung gefunden, sind unter a) zusammengestellt.

Die nach den Fahrwegen und den Gruppenstärken möglichen Geschwindigkeiten einer Lokgattung, deren Höchstgeschwindigkeiten durch die Senkrechten I, II, III gekennzeichnet sind, sowie die Zeitzuschläge t_z für Anfahren und Bremsen zur Ermittlung der Fahrzeiten der Rangierzüge sind an einem Nomogramm (Abb. 25) von NEBELUNG (Diss. Berlin 1938) abzulesen. (Ein allgemein gültiges Nomogramm für die Ermittlung der Rangierbewegungen s. W. MÜLLER: Fahrdynamik Abb. 121.) Die Zeit für gleichmäßige Geschwindigkeit V km/h auf deren Fahrweg l km ist $t_g = 3,6 l : V$ sec. Der Anfahr- und der Bremsweg $l_a + l_b$ sind nach Beobachtungen von NEBELUNG etwa $2/3 l$. Hierfür und für V ist $t_z = t_{za} + t_{zb}$ aus Abb. 25 abzulesen. Gesamtfahrzeit ist $T = t_g + t_z$ sec. Die Rangierwege sind auf die Rangierlok zu beziehen.

a) Zusammenstellung der Haltezeiten und Geschwindigkeiten der Rangierzüge und Loks [nach MASSUTZ: Organ 1933 Nr. 4 u. NEBELUNG: Diss. Berlin 1938].

A. Haltezeiten der Rangierzüge und Loks auf Flachbahnhöfen.

1. In Richtungs- und Ordnungsgleisen zum Ankuppeln der Lok an die Wagengruppe vor dem Vorziehen ins Z-Gleis 27 sec
2. Im Z-Gleis vor dem Abdrücken 16 „
3. Im Z-Gleis vor erneutem Vorziehen 9 „
4. Einer Lok (Rgm. Abfahrtsignal, Steuerung umlegen) 10 „
5. Einer Lok auf Ablaufberg nach Abdrücken vor Fahrt im Ordnungsgleis. 11 „
6. Beim Umsetzen einer Lok oder einer Gruppe in ein anderes Gleis 13 „
7. Vor und nach Überführen der Wagengruppe legt Lokf. Steuerung um und Rgr. kuppelt
- a) an Trennstelle Wagen ab 27 „
- b) Lok an oder ab 20 „

B. Rangiergeschwindigkeiten.

1. Geschwindigkeiten der Rangierfahrten nach Abb. 25
 2. Drucken in ein besetztes Gleis $V = 7$ km/h
 3. Zusammendrücken und Kuppeln von Wagen $V = 2,3$ „
- Hierbei ist Rangierweg $L = w(a - l_w)$ m, wo w = Wagenzahl, l_w = Wagenlänge (9 m). Abstand der Wagenschwerpunkte $a = 14$ m bei $s = 0\text{‰}$, $a = 11$ m bei $s = 2\text{‰}$. Gefälle der Richtungsgleise, $a = 12$ m in Ordnungsgleisen. Zum Rangierweg sind an der Umsetzweiche 25 m zuzuschlagen.
4. Mittlere Zerleggeschwindigkeit am Ablaufberg vor den Ordnungsgleisen $v_0 = 0,7$ m/sec.

β) **Beispiel:**
 Ein 40 Wagen starker Durchgangsgüterzug soll aus 2-Gruppen, A = 10 Wagen in Gleis 21 und B = 30 Wagen in Gl. 24 (Abb. 26), gebildet werden. Der fertige Zug soll in Richtung des Hauptablaufes aus Richtungsgleis 24 ausfahren.

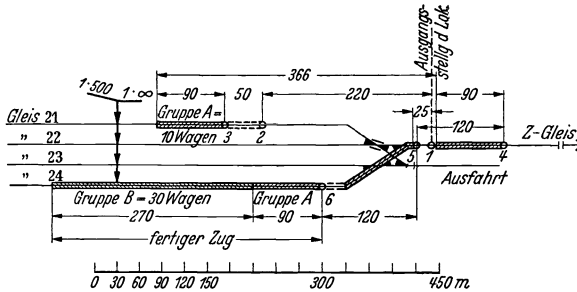


Abb. 26.

Rangierliste.

Die Rglok steht im Z-Gleis bei 1 (Ausgangsstellung)	
1—2 Lok fährt mit $V = 25$ km/h in Gl. 21 bis an ersten Wagen der Gruppe A. $L = 220$ m, $L \cdot 3,6 : V + t_z = 32 + 13$ sec (Abb. 25).	45 sec
2 Ankuppeln der Lok (A 7 b der vorigen Zusammenstellung)	20 „
2—3 Zusammendrücken und Kuppeln der Gruppe A (B 3). $t = L \cdot 3,6 : 2,3$, wo $L = w(a - l_w) = 10(14 - 9) = 50$ m	78 „
3 Wendehalt (A 3)	9 „
3—4 Vorziehen der Gruppe A auf $L = 366$ m ins Z-Gleis, $l_a + l_b = 2/3 L = 244$ m. Aus Abb. 25 für 10 Wagen auf der Senkrechten II ($V = 20$ km/h) ist $t_z = 16$ sec und $t_g = 3,6 \cdot 366 : 20 = 66$ sec	82 „
4 Wendehalt (A 6)	13 „
4—5 Zurückdrücken der Gruppe A aus Z-Gleis in Gl. 24 auf $L = 120$ m, $l_a + l_b = 2/3 \cdot 120 = 80$ m; hierfür aus Abb. 25 auf der Senkrechten I ($V = 15$ km/h) ist $t_z = 13$ sec und $t_g = 3,6 \cdot 120 : 15 = 29$ sec	42 „
5—6 Zusammendrücken und Kuppeln der Gruppe B mit $V = 2,3$ (nach B 3). Mit $L = w(a - l_w) = 30(14 - 9) = 120$ m ist $t = 120 \cdot 3,6 : 2,3 =$	187 „
6 Abkuppeln der Lok (A 7 b)	20 „
6—1 Rückfahrt der Lok ins Z-Gleis zum Ausgangspunkt. $L = 150$ m, $V = 25$ km/h, $t_g = 22$ sec, $t_z = 13$ sec	35 „
Die Zeit für diese Zugbildungsaufgabe ist 8,9 min =	531 sec

3. Der Gefällbahnhof (Abb. 27 u. 29).

a) **Gestaltung und Betrieb.** Wenn sich die wirtschaftlichen und betrieblichen Vorteile des Gefällbahnhofs voll auswirken sollen, müssen die Züge unmittelbar in die hochgelegenen Einfahrgruppen einfahren können. Der Übergang von der freien Strecke in die Einfahrgruppe vollzieht sich daher in der Regel über eine Steigung, die aber nicht stärker als die maßgebende der freien Strecke sein darf.

Die Einfahrgleise liegen zweckmäßig auf einer konvexen Rampe (Zulauf rampe), von der die Güterzüge durch eigene Schwerkraft, die durch die Gleisbremsen geregelt wird, über die Zuführungszone (Abb. 29) der Ablaufanlage zurollen. Von dort laufen die entkuppelten Wagen über eine Steirampe in die $2-5\text{‰}$ geneigte Weichenzone und weiter in den oberen Teil der Richtungsgleise, der

Sammelstrecke *S* heißt und 10‰ Gefälle hat. Hier werden sie mit Hemmschuhen aufgefangen. Die Steilrampe hat bei Verwendung von Hemmschuhgleisbremsen eine durchgehende Neigung von 20‰ , während sie bei Verwendung von Balkengleisbremsen anfangs 50‰ hat, an die sich eine 15‰ geneigte Strecke zur Aufnahme der Bremsen anschließt. Befinden sich auf der Sammelstrecke etwa 10—12 Wagen, so werden sie gekuppelt und rollen mit besetzter Wagenbremse in den anschließenden Teil der Richtungsgleise (Längsprofil Abb. 27), wo sie gleich hinter der Sammelstrecke zum Stehen gebracht werden. Wenn die nachfolgenden

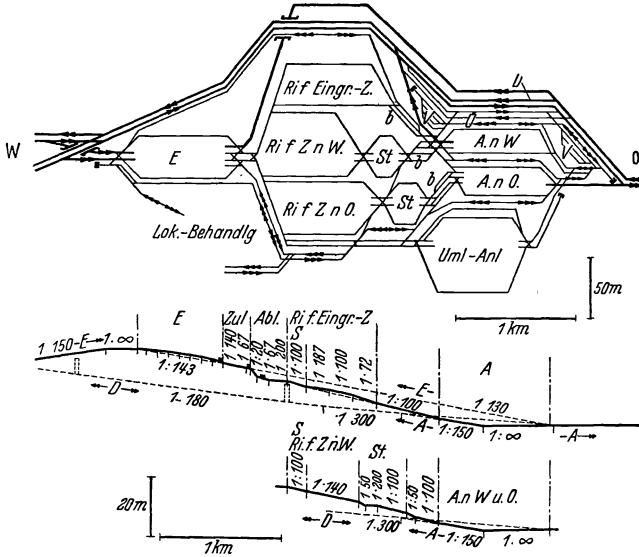


Abb. 27. Gefällbahnhof.

10—12 Wagen auf der Sammelstrecke unter sich gekuppelt sind, läßt man sie hinter die vorhergehende Gruppe laufen und kuppelt sie mit dieser. Beide rollen dann um eine Gruppenlänge weiter. Dieser Vorgang wiederholt sich. Aus den Richtungsgleisen, deren Längen wegen des Fortfalls der Wagenzwischenräume kürzer als auf Flachbahnhöfen sind, rollen die Wagen durch Schwerkraft zur weiteren Ordnung in die St-Gruppen und nach Berichtigung der Reihenfolge in der b-Gruppe in die Ausfahrgruppe A (Abb. 27).

b) Zulauframpe. Am Fuß der Zulauframpe halten, nachdem die Lok den eingefahrenen Zug verlassen hat, sog. Haltebremsen (s. ferngesteuerte Balkengleisbremsen) das Zugende fest. Die Pufferfedern geraten hierdurch in Spannung, die entsprechend dem Gefälle nach dem entgegengesetzten Zugende abnimmt. Nach Öffnen der Haltebremse wird jeder Wagen, der auf seinem Gefälle den Anlaufwiderstand zu überwinden hat, 1. von dem vorderen durch die Bewegung bereits gestreckten Zugteil gezogen und 2. von den Pufferfederkräften des dahinterstehenden gestauchten Zugteils gedrückt. Der Anlaufwiderstand kann nach Versuchen (W. MÜLLER: Fahrtechnik S. 24) bis zu 27 kg/t betragen. Im Mittel ist er zu Beginn etwa 15—18 kg/t. Nach 3—5 cm Vorrückweg beträgt er nach Abb. 28a etwa die Hälfte und nimmt mit weiterem Vorrücken der Wagen langsam ab. Der mittlere Anlaufwiderstand eines Zuges von 60 gleichschweren Schlechtläufern ist nach Ermittlungen aus Abb. 28a nach Straffung der Kupplungen $w_{ams} \approx 6,8\text{—}7,5\text{ kg/t}$, bei 75 Wagen ist $w_{as} = 6,3\text{—}6,9\text{ kg/t}$. Nach W. MÜLLER: Fahrtechnik, Berlin

1940, S. 207 macht man bei der Rampenhöhe h und Rampenlänge l_z (Abb. 28b) die mittlere Rampenneigung $s_{mz} = 1000 h/l_z \text{ ‰} = w_{amz}$ und formt über dieser die Rampe nach einer Parabel 4. Grades, die durch einen gebrochenen Linienzug von 6 gleichlangen Stücken ersetzt werden kann. Die Verbindungslinie

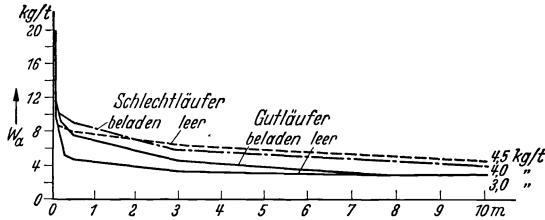


Abb. 28a. Anlaufwiderstände der Güterwagen.

eines Parabelpunktes mit dem Rampenfuß hat das Gefälle $s_{mx} = 1000 y/x = s_{max} - k \cdot \frac{3}{2} \Delta S + k^2 \Delta S - k^3 \frac{\Delta S}{4} \text{ ‰}$. Die Ordinaten der Rampenpunkte sind $y = x \cdot s_{mx} / 1000 \text{ m}$. Es ist $k = x : l_z < 1$. Für $k = 1$ (hinteres Rampenende) ist mit $\Delta S = s_{max} - s_{min}$ dann $s_{mx} = s_{max} = s_{max} - \Delta S \cdot 0,75$ und $s_{min} = (4s_{mz} - s_{max}) : 3 \text{ ‰}$. Man wählt meist $s_{max} = 15 \text{ ‰}$. Mit $s_{mz} = 7,0 \text{ ‰}$ ist $s_{min} = 4,33 \text{ ‰}$. Auf einer so geformten Rampe läuft ein Zug mit ungünstiger Zusammensetzung (vordere Hälfte leere, hintere Hälfte beladene Wagen) an. Berechnung der Anlaufbewegung nach W. MÜLLER: Fahrtechnik, Berlin 1940, S. 209. Geschwindigkeit des letzten Wagens nach der Streckung nicht unter 0,15 m/s, sonst ist die Rampe zu erhöhen.

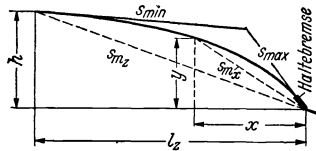


Abb. 28b.

Das von der Rangiertechn. Studien-Ges. in der „Verkehrstechn. Woche“ 31 (1937) S. 139 bekanntgegebene Verfahren zur Beurteilung des Ablaufs berechnet nur die Geschwindigkeit des mittleren Wagens nach dem Strecken des

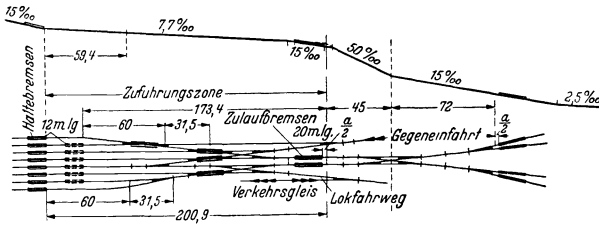


Abb. 29.

Zuges und nicht die der Schlußwagen. Letztere ist aber maßgebend für den Ablauf des Zuges. Daß auch die Stoßwirkungen hierbei nicht berechnet werden, ist ein weiterer Mangel.

Die Balkengleisbremse am Fuß der Zulauframpe kann zum Festhalten und Durchschleusen des Zuges benutzt werden. Bei mehr als 5 Einfahrtgleisen legt man aber wegen der längeren Weichenentwicklung anschließend an die Zulauf-rampe eine 1 : 140 (7,1 ‰) geneigtes Gefälle als *Vorrückstrecke* an. Um die Zerlegeleistung noch mehr zu steigern, ordnet man dann am Fuße der Zulauframpe in jedem Gleis eine Haltebremse, die für den ganz beladenen Zug zu bemessen

ist, und auf der zweigleisigen Vorrückstrecke in der Nähe des Ablaufgipfels je eine Zulaufbremse zum Durchschleusen an [Abb. 29, vgl. HOLFELD: Organ 1936 S. 405]. Auch können die Einfahrgleise eines Flachbahnhofs auf einer Zulauf-rampe liegen (Rangierbahnhof gemischten Systems).

4. Gleisbremsen.

Man unterscheidet a) Hemmschuhgleisbremsen, b) Balkengleisbremsen, c) Wirbelstrombremsen.

Zu a). Die Hemmschuhgleisbremsen sind meist handbedient; fernbediente sind noch in der Entwicklung. Bei Handbedienung läuft nach Abb. 30 der Wagen

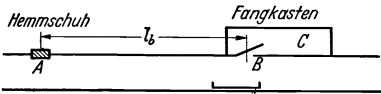


Abb. 30.

in A auf den auf das Gleis gelegten Hemmschuh auf und nimmt ihn mit, bis er durch die Lücke der unterbrochenen Fahrachse B in einen Fangkasten C abgeworfen wird. Die Bremswirkung auf eine Wagenachse G_b wird durch die Rutschlänge $l_b = G (v_2^2 - v_1^2) : g \cdot G_b \cdot \mu_b$ m geregelt. Es ist G [t] Gewicht der Wagengruppe, G_b das der gebremsten Wagenachse, $\mu_b \approx 150$ kg/t die Bremsreibung, v_2 und v_1 m/sec die Geschwindigkeiten bei A und B. Bei Gruppen von mehr als 4 Wagen ist eine Wagenbremse zu besetzen.

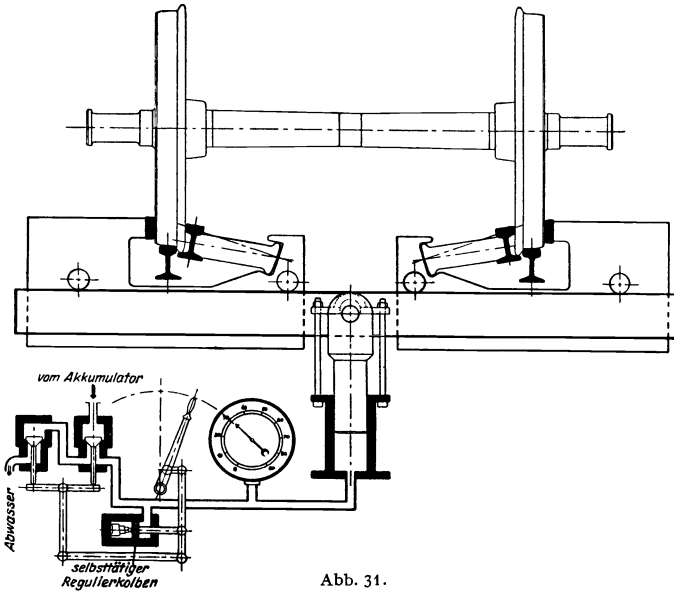


Abb. 31.

Zu b). Ferngesteuerte Balkengleisbremse (Thyssenbremse) (Abb. 31). Hier ist die Anpreßkraft vom Radgewicht abhängig. Sie wird erzeugt, wenn der Spurkranz zwischen den Bremsschienen auf den Fuß der Innenschiene aufgelaufen ist. Durch regelbaren Wasserdruck wird diese Bremskraft verstärkt.

Bremswirkung. Nach Abb. 32 ist in jeder Hälfte der Bremsfläche die Bremskraft B_1 , die in den Schwerpunkten S der Bremsflächen angreift. Ist D die Anpreßkraft auf ein Rad und μ_b kg/t die Bremsreibung, so ist die Bremskraft eines Rades $2 B_1 = D \cdot \mu_b$. Auf die Radachse bezogen ist die Bremskraft

eines Rades $B = 2 B_1 \cdot \bar{r}/r_0$ kg. Hier ist $\bar{r} = SO$, wo O der augenblickliche Drehpunkt des Rades im Berührungspunkt mit der Laufschiene ist, r_0 ist der Laufkreishalbmesser. Man nennt $\bar{r}/r_0 = \rho$ den Rollfaktor, der abhängt von den Abmessungen der Radseitenfläche und der Bremschienen. Ferner hängt das Verhältnis des Anpreßdrucks D t zur Radlast R t von der Neigung n der Innenschiene ab, so daß $D = n \cdot R$ und somit $B = \rho \cdot \mu_b \cdot n \cdot R$ kg ist.

Nach BANSSEN (Diss. Dresden 1931) ist $\rho = 0,64$, $n = D : R = 3,3$ für Leerwagen und $n = 2,86$ für 20-t-Wagen. Bei Bremsung in der Ruhe ist für schwere

Wagen $\mu_b = 170$ kg/t, für leichte Wagen $\mu_b = 190$ kg/t, für ablaufende Wagen ist $\mu_b = 165$ kg/t. Die Bahnkraft des beladenen Zuges hat den Kleinstwert $G_z \cdot (s_{ms} - w)$ kg jedoch den Größtwert $G_z \cdot (s_{ms} + w)$ kg, falls der Zug durch die Lokomotive gestaut worden ist (vgl. W. MÜLLER: Fahrtechnik S. 210). Es darf die Bahnkraft bei den Haltebremsen höchstens gleich der Bremskraft $G_b \cdot n \cdot \mu_b \cdot \rho$ kg sein, wo G_b t das Gewicht der in der Bremse befindlichen Achsen ist.

Zu c). **Wirbelstrombremse von Dr.-Ing. BÄSELER.** Zu beiden Seiten von jeder Fahrschiene befinden sich die Bremschienen. Die Bremswirkung wird außer durch die Reibung hauptsächlich durch Wirbelströme hervorgerufen. Letztere entstehen dadurch, daß die Räder bei fortschreitender Bewegung Kraftlinien der elektromagnetischen Bremschienen schneiden. Die Bremskraft vergrößert sich mit wachsender Erregung des elektromagnetischen Feldes und mit der Zahl der je sec geschnittenen Kraftlinien. Sie ist also auch abhängig von der Wagengeschwindigkeit und gleich Null bei stehenden Wagen. Als Zulaufbremse kann sie daher nicht verwendet werden.

E. Hafenbahnhöfe¹.

Für den Güterumschlag zwischen Schiff und Eisenbahn oder umgekehrt am Ufer einer Wasserstraße oder an den Kaikanten eines Hafens sind zwischen dieser und dem Schuppen oder Speicher 3 oder besser 4 Gleise erforderlich, von denen eins oder zwei zum Laden, eins zum Abstellen und eins als Durchlaufgleis dient. Die Ladegleise sind auf Schiffslängen durch Weichenstraßen unterteilt; für große Seeschiffe sind die Gleise auf halbe Schiffslängen zu unterteilen, um für Vorder- und Hinterschiff je eine selbständige Ladestelle zu erhalten. Die Gleisgruppen jedes eisenbahnbetrieblich zusammengehörigen Hafenbezirks münden in einen *Bezirksbahnhof*, von dem aus die Kaigleise in den Lös- und Ladepausen (längster Rangierzug etwa 15 Wagen) bedient werden. Der Bezirksbahnhof hat aber auch den Austausch mit anderen Bezirksbahnhöfen zu vermitteln, damit die entladenen Wagen wieder in anderen Bezirken ohne weite Umwege zugestellt werden können. Fernerhin hat der Bezirksbahnhof die ankommenden Wagengruppen nach Ladestellen des Bezirks und die landeinwärts laufenden Wagen für die Eisenbahnverwaltung vorzuordnen. Der Bezirksbahnhof besteht mindestens aus einer gemeinsamen Ein- und Ausfahrgruppe, die beiderseits angeschlossen ist und deren Gleiszahlen und Nutzlängen besonders zu ermitteln sind. Ferner hat er ein Ausziehgleis mit Ablaufberg und eine Ordnungsgruppe, die entweder stumpf endet oder besser beiderseits durch Weichenstraßen verbunden ist, damit die Wagengruppen geordnet zu den Kaigleisen durchgedrückt werden können. Der Bezirksbahnhof kann auch wie im Hafen Wanne-Herne als Gefällbahnhof ausgebildet werden.

¹ CAUER: Eisenbahnausrüstung der Hafen. Berlin 1921. BLUM: Verkehrstechn. Woche 25 (1931) Sonderheft für Rangiertechnik. WEHRSPAN: Verkehrstechn. Woche 28 (1934) S. 589. FROHNHAUSER u. WINTGEN: Verkehrstechn. Woche 29 (1935) S. 541.

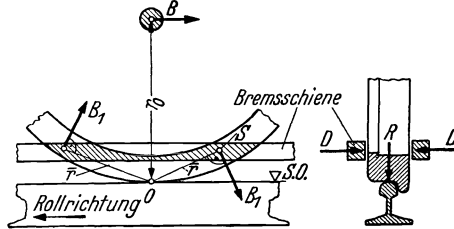


Abb. 32.

Die einzelnen Bezirksbahnhöfe haben in guter Verbindung mit dem einheitlich zusammengefaßten Rangier- und Hafenbetriebsbahnhof zu stehen. Bei einem besonderen Haupthafenbahnhof müssen die Hafenzüge einmal im Rangierbahnhof der Bahnverwaltung in bunter Reihenfolge und dann nochmals im Hafen nach Bezirksbahnhöfen ausrangiert werden. Der einheitliche Rangier- und Hafenbetriebsbahnhof ist als einseitige Anlage nach den Ausführungen S. 624 durchzubilden. Seine Richtungsgruppe muß für jeden Bezirksbahnhof mehrere Gleise getrennt nach Schiffs Liegeplätzen, Speicher, Sonderanlagen usw. enthalten, ferner besondere Ein- und Ausfahr Gleise für die Hafenzüge. Kohlen-, Erz- und Leerverzüge sollen als geschlossene Eingruppenzüge unter Umfahrung des gemeinsamen Rangier- und Hafenbetriebsbahnhofs entweder unmittelbar an den Kai oder zu dem betreffenden Bezirksbahnhof fahren. Letzterer hat ein Umfahr Gleis, damit er nicht von den Wagen und Zügen, die auf ihm nicht behandelt werden, belastet wird.

F. Privatgleisanschlüsse¹.

a) Gleisanordnung. Sie verbinden die Ladestellen eines gewerblichen Betriebs mit der anschlußgebenden Eisenbahn. Der Anschluß erfolgt am besten aus dem Durchlauf- oder Ausziehgleis eines Bahnhofs (Abb. 5), ohne die Hauptgleise zu berühren, oder bei geringem Zug- und Ladeverkehr auch von der freien Strecke. Bei stärkerem Anschlußverkehr ist eine besondere Übergabegruppe, bestehend aus einem Zustellungs-, einem Abholungs- und einem Durchlaufgleis, erforderlich. An diese schließen sich die Ladegleise in der Regel stumpf so an, daß die Lok bei der Zustellung der Wagen von der Übergabegruppe in die Ladegleise hineindrückt und nicht umzusetzen braucht.

b) Krümmungshalbmesser. Sollen nur Nebenbahnloks mit festem Radstand bis zu 3,0 m und Wagen mit festem Achsstand bis zu 4,5 m übergehen, ist der Halbmesser $r \geq 100$ m, bei größerem Wagenachsstand $r \geq 140$ m. Fahren Hauptbahnloks in den Anschluß, dann $r \geq 180$ m. Der größte Raddruck der auf den Anschluß übergehenden Lokomotive ist für die Anordnung des Oberbaues bestimmend. Wenn keine Reichsbahnloks verkehren, ist ein Raddruck von 8,5 t maßgebend. Die Weichen müssen den Regelanordnungen der Reichsbahn entsprechen unter Berücksichtigung der oben angegebenen Krümmungsverhältnisse. Bettungsstärke unter Schwellenunterkante ≥ 17 cm, falls Großgüterwagen in den Anschluß fahren 20 cm.

c) Aufaufbogensgleise und Aufaufweichen. Damit Eisenbahnwagen auch durch Bogen mit kleinerem Halbmesser bis $r = 35$ m durch regelspurige Gleise fahren können, werden die Fahrzeugräder auf der Bogeninnenseite an einer Leitschiene geführt, während die äußeren Räder mit den Spurränzen fuhrungslos auf dem Schienenkopf der äußeren Schiene oder einem Futterstück laufen. Es dürfen aber nur zweiachsige langgekuppelte Wagen ohne Beschränkung deren Zahl über diese Gleise gezogen werden; Einzelfahrzeuge dürfen gedrückt werden. Das Befahren mit Reichsbahnloks ist ausgeschlossen. Als Bewegungskraft werden Werkloks und Spillanlagen mit nach innen wirkenden Seilzügen verwendet. Die Länge der Aufauframpe auf die äußere Schiene ≥ 2 m. Bei $r < 50$ m ist ein Übergangsbogen oder wenigstens ein Zwischenbogen von $r = 50$ m auf mindestens 6 m anzulegen. Rillenweite der Leitschienen 60 mm bei $r > 50$ m und 65 mm bei $r \geq 35$ m. Einlaufweite der Rille 110 mm, Abstand der Fahrkante der Innenschiene von Innenkante Aufaufschiene 1,365 m. Vor dem Bau eines Privatanschlusses müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein:

Landespolizeiliche Genehmigung und Planfeststellung durch den zuständigen Regierungs- (in Berlin Polizei-) Präsidenten im Einvernehmen mit dem Reichsbevollmächtigten für Bahnaufsicht (in der zuständigen Reichsbahndirektion). Die Einführung eines Privatgleisanschlusses in die Anlagen der Reichsbahn regelt diese selbständig. Die Reichsbahn gestattet durch Abschluß eines privatrechtlichen Vertrages dem Anschließer den Anschluß an ihre Anlagen. Dem Anschlußvertrag liegen die „Allgemeinen Bedingungen für Privatgleisanschlüsse“ (PAB) vom 1. 7. 1922 zugrunde.

Gleisanschluß und Kraftwagen: W. MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 380.

G. Lokomotivbehandlungsanlagen.

a) Gleisanlagen. In den Lokomotivbehandlungsanlagen sollen die Loks mit Betriebsstoff versehen, von Asche und Schlacke befreit werden und im Schuppen eine gegen die Witterung geschützte Unterkunft bis zur nächsten Dienstbereitschaft erhalten. Sie bestehen nach Abb. 33 aus Anlagen für 1. Bekohlen, 2. Entschlacken, 3. Sand- und Wasserfassen. Hieran schließen sich die Drehscheibe und der Lokomotivschuppen. Die Lokomotivbehandlungsanlagen sind so zu den anderen Bahnhofsteilen zu legen, daß sie möglichst ohne Störung des Verkehrs benutzt werden können.

¹ KÜMMELL: Privatgleisanschlüsse der Reichsbahn in technischer Hinsicht. Berlin 1931; SÖLNER: Die Werkbahn 1926; NEHR: Die Privatanschlüsse der Gleisbahn in rechtlicher Hinsicht. Berlin 1931; NEBELUNG: Der Eisenbahnfachmann 12 (1936) S. 465.

b) Reihenfolge der Arbeiten für das Wiederherrichten der Lokomotive.
 1. Bekohlen: Dauer je nach Leistungsfähigkeit der Einrichtung 5—15 min (s. unten).
 2. Ausschlacken: Dauer bei Kipprosten 15 min, sonst 25 min.

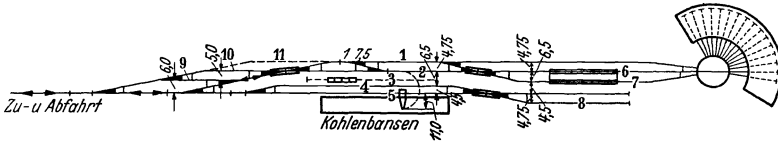


Abb. 33.

- | | | |
|--------------------------|--------------------------|----------------------------|
| Gleis 1: Durchlaufgleis, | Gleis 4: Kohlenwagen, | Gleis 8: Schlackenwagen, |
| „ 2: Bekohlung, | „ 5: Kran, | „ 9 u. 10: Packwagengleis, |
| „ 3: Bunker, | „ 6 u. 7: Entschlackung, | „ 11: Hilfsgerätewagen. |

3. Wassernehmen (geschieht meist gleichzeitig mit Ausschlacken): Leistungsfähigkeit des Wasserkrans 5—10 m³/min. Für Vorfahren und Abfahren nebst Kranschwenken sind 1,5 min anzusetzen.

4. Drehen auf elektrisch angetriebener Drehscheibe: 2—3 min.

5. Sandfassen (nach Ausfahrt aus dem Schuppen): Dauer 3—4 min einschließlich Zu- und Abfahrt.

Gesamtdauer des Vorbereitungsdienstes einer Lok 0,7—1,2 h, die des Abrüstungsdienstes 0,6—1,0 h.

Zu 1. Kohlenbansenfläche für eine Lok $F = k \cdot T / (s \cdot h)$ m². Hier ist der tägliche Kohlenverbrauch einer Lok $k = 3 - 5$ t, T ist die Vorratszeit, in der Regel 42 Tage, $h = 3$ m die Stapelhöhe, $s = 0,8$ t/m³ das spezifische Gewicht der geschichteten Kohlen. Das Fassungsvermögen eines Tenders ist 7—10 t Kohlen und 25—32 m³ Wasser.

c) Leistungsfähigkeit der Kohlenumschlagseinrichtungen (nach M. GORTSCHALK: Fördermittel zum Bekohlen und Besanden von Lokomotiven. Berlin 1928).

1. *Feststehender elektrisch betriebener Drehkran* (Abb. 34). Bekohlen einer Lok mit 1 t Kohlen 4,25 min, Füllen von 2 Kohlenhunden (je 0,5 t) durch 2 Mann 4,75 min. Leistungsfähigkeit 100 t/Tag.

2. *Greiferkran*. Falls Kohlentransport mit Selbstentladewagen, ist Greiferinhalt 3,0—3,5 t, bei Kohlenbeförderung mit O-Wagen ist Greiferinhalt 0,7 t. Das Bekohlen einschließlich Wiegen beträgt bei 3,0—3,5 t Greiferinhalt 2 min je Lok.

Greiferkrane sind entweder fahrbare Portalkrane oder normalspurige, fahrbare Drehkrane von 10—13 m Ausladung. Letztere laufen nach Abb. 33 ebenerdig oder auf Pfeilerbahn (Abb. 35). Auf diese fahren auch die Selbstentladewagen Gruppe von 6—12 Wagen), Rampenneigung 1:40—1:50. Das Bekohlen erfolgt unmittelbar oder mit Greifer zunächst auf einen fahrbaren oder festen Bunker und von diesem auf die Tender. Leistungsfähigkeit 350 t je Tag.

Der Portalgreifer mit eingebauten Bunkern hat eine Leistungsfähigkeit von 700 t/Tag. Er bedingt eine lange gerade Geländeform und läßt sich daher schwer

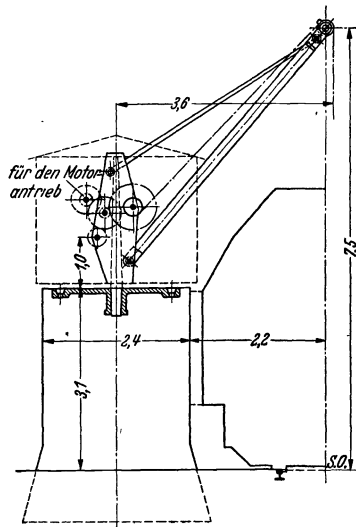


Abb. 34.

in bestehende Anlagen einfügen, während der normalspurige Greiferkran durch Krümmungen fahren kann und keine besonderen Gründungen erforderlich macht.

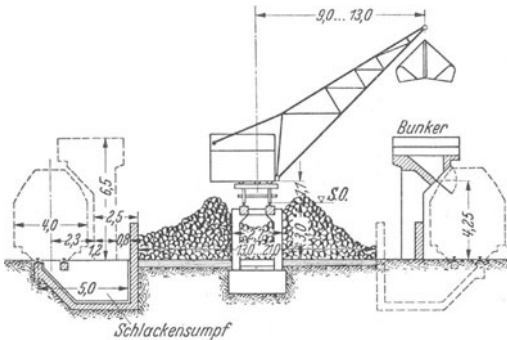


Abb. 35.

von i. M. 1 m Tiefe und 50 m Länge für 2 Loks. Zwischen 2 Gruben liegt ein Schlackensumpf. Auf eine Bekohlungsrichtung entfallen 2—3 Lokomotivplätze zum Entschlacken. Die Schlackenrückstände sind etwa 9 % der Kohle, also täglich etwa 400 kg je Lokomotive. Die Beseitigung der Schlacke aus den Löschruben erfolgt mit Schaufeln, Schrägaufzug oder mit feststehendem oder fahrbarem Greiferkran in Wagen (von Gleis 8 der Abb. 33).

e) Lokomotivschuppen.

a) *Hauptabmessungen.* Lokomotivstände sind für 75 % der beheimateten Lokomotiven bei durchgehendem Dienst, und für 100 % bei Bahnen ohne Nachtdienst anzulegen. Auch sind Lokomotivstände für Auswaschen und Instandsetzen der Lokomotive sowie für Achswechsel vorzusehen. Für letzteren sind 2 Lokomotivstände durch eine 2,8 m breite Achswechselgrube zu verbinden. Auch außerhalb des Lokomotivschuppens sind Aufstellgleise anzulegen.

Standlänge: Abstand der vorderen Puffer der Lok vom Tor, der Fensterfläche oder der Schiebebühne 3—5 m, Abstand der hinteren Puffer 2,0 m davon, Abstand zwischen 2 Loks 1,0 m, Größtlänge der Lok + Tender = 26,5 m (Bauartreihe 05, S. 689). Abstand paralleler Gleise im Lokschuppen 5,0—6,0 m, Abstand der Längswände von Gleismitte 4,0 m.

Untersuchungsgrube. Treppenstufen ragen 0,5—1 m beiderseits über Loklänge hinaus. Entwässerung in einem Kanal, der quer zur Grube liegt. Grubentiefe i. M. 1,1 m, Längsgefälle der Grube 1 : 100. Die Längswände haben 0,6 m unter SO. einen Absatz zum Auflegen von Bohlen. Sammelheizung in den Ausparungen der Längsseiten.

Tore der Lokomotivschuppen. Lichte Weite 4,0 m, lichte Höhe 4,8 m über SO., bei elektrischen Loks 6,3 m. Die Tore, am besten hölzerne mit Oberlicht, schlagen nach außen auf. In jedem 6. Tor ist eine Schlupftür von 0,6 m Breite anzubringen. Mittelabstand der Tore bei Ringschuppen = 4,30 m, bei Rechteckschuppen = 5—6,0 m. Zur Zeit größte Drehscheiben und Schiebebühnen 26 m.

β) *Grundrißformen.* 1. *Rechteckschuppen.* Bei unmittelbarer Zufahrt durch Weichen sind nicht mehr als 3 Gleise nebeneinander mit je 2 Lokständen hintereinander anzuordnen, mit Beleuchtung von den Längs- und Kopfseiten her. Bei Zufahrt über innerhalb des Schuppens querliegende Schiebebühnen ist die Anzahl der Lokomotivstände beliebig. Es stehen 3 Lokomotiven hintereinander, wenn Zugänglichkeit von beiden Enden, sonst nur 2. Oberlichtbeleuchtung. Wegen der geringen Torzahl ist die Beheizung erleichtert. Meist ist besondere Entlüftungsanlage notwendig. Der Rechteckschuppen ist leicht zu erweitern (Abb. 17).

3. *Hochbehälter mit Schrägaufzug oder Becherwerk* (Bahnhof Würzburg). Bekohlen 1,25 min/t, Leistungsfähigkeit 1000 t je Tag.

4. *Schüttbühnen* liegen 4,5 m über SO. Bei Sturzbühnen ist die Leistungsfähigkeit 4,5 min/t, bei durchgehender Schüttkante 1,5 min/t. Hierzu kommt noch das Füllen der Hunde, Leistungsfähigkeit je Tag 350 t.

d) *Entschlackungsanlagen.* Zum Entschlacken dienen Löschruben

2. *Ringschuppen*. Sie haben meist gebrochene Umrißlinien mit einem Gleis in jeder Toreinfahrt. Die Schuppen enthalten in der Regel bei Halbkreisform nicht mehr als 30 Stände, um nicht eine zu große Lokzahl auf eine Drehscheibe zu verweisen. Die Anlagekosten der Ringschuppen sind verhältnismäßig niedrig. Sie sind aber wenig übersichtlich und wegen der zahlreichen Tore schwer zu heizen. Neben der Belichtung durch die Fenster der äußeren Ringwand bedürfen sie noch einer Belichtung an der inneren Ringwand; außerdem sind geeignete Entlüftungsanlagen vorzusehen. Die Fensterachse liegt in Verlängerung der Gleisachse, damit die Heizrohre bei geöffneten Fenstern mit langen Stangen gereinigt werden können.

γ) *Bauliche Ausgestaltung*. Über den Schornsteinen der Loks ist bei den *Dächern* Holz bis 5,8 m über SO. und in einem Umkreis von 1 m zu vermeiden. Zweckmäßigste Dachdeckung sind doppeltes Pappdach oder bewehrte Bimsbetondachplatten. Schiefer- und Metaldächer leiden durch die Rauchgase der Loks. *Rauchfänge* sind in einständigen Schuppen je nach der Lok 4,6—5,8 m vom Standende aus Steinzeug oder Gußeisenrohr (50 cm \varnothing) mit Auffangtrichtern anzubringen. Sie sind vom Holzwerk des Daches feuersicher zu trennen und bis über den Dachfirst hinauszuführen. Bei gemeinsamer Rauchabführung genügt ein Schornstein von 35—40 m Höhe und 1,25 m oberer Lichtweite für 16 Stände. Eiserne Sammelkanäle sind mit Asbest auszukleiden. Bei Rauchrohren und Sammelleitungen sind Abschlußklappen notwendig, damit die warme Luft im Winter nicht entweicht. *Fußböden*, mit Gefällen nach den Arbeitsgruben, sind aus hochkantigen, in Zementmörtel auf Betonunterlage verlegten Klinkern oder aus 15—20 cm starken Zementestrich in Höhe der SO. herzustellen. Der Fußboden ist neben der Fahrchiene durch Z-Eisen einzufassen. Vor Werkbänken liegt Holzfußboden. In größeren Schuppen sind für Lokomotivhebeböcke und Achssenken besondere Fundamente vorzusehen.

H. Werkstattbahnhöfe¹.

1. Allgemeine Anordnung.

In Verbindung mit dem Lokomotivschuppen sind auf großen Rangier- oder Personen- und Abstellbahnhöfen *Betriebswerkstätten* für kleinere Ausbesserungen

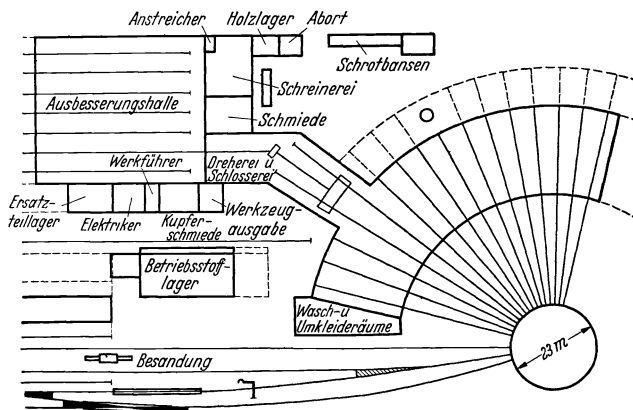


Abb. 36. Lokomotivschuppen mit Betriebswerk.

der Wagen und Loks vorzusehen (Abb. 36). Als selbständige Bahnanlagen werden umfangreiche Werkstätten, sog. *Reichsbahnausbesserungswerke*, mit Werkstattbahnhöfen wegen der Unterbringung der Arbeiter in der Nähe größerer Städte

¹ KUHN: Erhaltungswirtschaft. Berlin 1933.

angelegt. Wegen der Verschiedenartigkeit der Arbeitsverfahren wird eine Sondernung der Werke für Dampfloks, für elektrische Loks, für Triebwagen und Personenzüge mit Drehgestellen sowie für Güterwagen bevorzugt. Die Anzahl, Lage und Größenabmessung der Ausbesserungswerke richtet sich nach der Zahl der zu unterhaltenden Fahrzeuge, nach der Dichtigkeit des Verkehrsnetzes sowie nach der Anzahl der Fahrzeugarten und Gattungen.

Auf *Werkstattbahnhöfen* sind besonders Ein- und Ausfahrgleise sowie ausreichende Abstell- und Untersuchungsgleise für Loks, Tender oder Wagen, ferner Gleise für Schnellausbesserung der Güterwagen vorzusehen. Ferner sind Lagerplätze für die Baustofflager anzulegen. Die vorgenannten Gleise sind an die Aufstellgleise in den Werkstätten entweder mit Weichen oder Schiebebühnen anzuschließen.

2. Ausbesserungswerke für Dampflokomotiven.

a) Bei **Querständen** mit innen- oder außenliegender Schiebebühne müssen auf jedem Stand die längsten Lokomotiven und die dazugehörigen Achsen abstellbar und die Kesselrohre herausziehbar sein. Die Standlänge beträgt 27 m, davon müssen 18 m unter dem Kranhaken liegen und mit Arbeitsgruben versehen sein. Standbreite 6,5 m, Flächenbedarf 175 m² je Stand.

b) Die **Längsstände**, auf denen die Loks von Stand zu Stand weiterrollen, sind nach Arbeitsarten unterteilt (Zerlegungsstand, Rahmenstand, mehrere Zusammenbaustände). Durchschnittliche Standlänge 20,3 m, durchschnittliche Standbreite 5,9 m, Standfläche 120 m².

Die Abrüstungs-, Anheiz- und Kleinausbesserungsstände haben 30 m Standlänge, 6 m Standbreite und 180 m² Standfläche. *Kesselstände* sind 20 m lang und 5 m breit, *Tenderstand* 10 m lang und 5,5 m breit.

c) **Abmessungen für Arbeitsplätze und Transportwege.** Der Abstand zwischen den Ständen und der Seitenwände der Halle zur Aufnahme von Werkbänken, Arbeitsplätzen und Transportwegen ist bei Lokquerständen 5 m, bei Loklängsständen etwa 2,5 m. Der Raumbedarf für eine in der Werkstätte stehende Lok beträgt etwa 700 m², davon entfallen auf die Lokwerkstätte 25%, auf die Kesselschmiede 12%, auf die Tenderwerkstätte 6%, auf die Zubringer- und Allgemeinwerkstätten, wie Schmiede, Werkzeugmacherei usw. 45%, auf das Lagern 12%.

Die Höhe der Richthalle mit unten laufendem schweren Hebekran und oben laufendem leichten Kran ist 14 m, die Werkstatthöhe 7,5 m.

3. Ausbesserungswerke für elektrische Lokomotiven.

Sie haben meist Querstände [s. Reichsbahn (1930) S. 75, E-Lok-Werk Dessau], Flächenbedarf der Werkstätte je Lok 500 m², davon entfallen 35% auf Richthalle, 50% auf Zubringerwerkstätte, 5% auf Nachausbesserungsstände, 10% auf Lager.

4. Personen- und Triebwagenausbesserungswerke.

Sie haben Arbeitsstände für Ab- und Anbau (Länge 25 m, Breite 5,8 m), für Hochnehmen (Länge 28 m, Breite 5,5 m) und für Beblechung und Lackierung (Länge 27 m, Breite 6,5 m). Die Höhe der Richthalle ist 6,5 m, bei Ständen mit Wagenhebekranen 12 m, Radsatz- und Drehgestellwerkstatt haben 7,0 m Höhe. Flächenbedarf für einen in der Werkstätte stehenden Drehgestellwagen ist 500 m², davon für Richtwerkstätte 50%, für Zubringerwerkstätte 35%, für Lager 15%.

5. Güterwagenausbesserungswerke.

Langstände für Ab- und Anbau (Länge 10 m, Breite 5,5 m), für Achswechsel (Länge 12 m, Breite 5,5 m) Höhe der Richthalle 6,0 m, bei Wagenhebekranen 10,5 m, Räderwerkstätte 5,0 m, Einzelwerkstätte 7,0 m. Flächenbedarf der Werkstätte je Wagen 200 m², davon für Richthalle 60%, für Zubringerwerkstätte 30%, für Lager 10%.

III. Sicherungsanlagen.

A. Grundsätze und Vorschriften.

Die Sicherungseinrichtungen sollen die gefahrlose Durchführung von Zugfahrten und Rangierfahrten gewährleisten.

Die *Stellwerke* stellen die Wege der Züge durch Bedienung der Fahrtweichen her, schützen sie durch Einstellen der Schutzweichen und Gleissperren gegen Flankenfahrten und zeigen den Lokomotivbeamten und den sonstigen Beteiligten durch Stellen der Haupt- und Vorsignale die Fahrerlaubnis an. Hierbei müssen nach der *Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung* (BO. § 21,8) innerhalb der Bahnhöfe und an den Abzweigstellen der freien Strecke die Weichen, die in regelmäßigem Betriebe von Zügen befahren werden, mit den Signalen derartig in gegenseitige Abhängigkeit gebracht sein, daß diese erst auf Fahrt gestellt werden können, wenn die Weichen richtig stehen, und daß die Weichen verschlossen sind, so lange die Signale auf Fahrt stehen. Außerdem sind die von Reisezügen gegen die Spitze befahrenen ferngestellten Weichen durch Einzelsicherungen gegen Umstellen unter dem Zuge zu schützen.

Solange in einem Bahnhof von *einer* Stelle aus alle Weichen und Signale gestellt werden können, soll nach BO. 65,1 der Fahrdienstleiter, der unter eigener Verantwortung die Zugfolge regelt, die Signale selbst stellen. Bei mehreren Stellwerken eines Bahnhofs tritt als weitere Sicherungseinrichtung die *Bahnhofsblockung* hinzu, die die Stellwerke so zu einer Einheit verbindet, daß die Regelung der Zugläufe im gesamten Bahnhof in der Hand des Fahrdienstleiters liegt.

Nach BO. 65,7 darf kein Zug von einer Zugfolgestelle (Bahnhof, Abzweig- oder Blockstelle) ab- oder durchgelassen werden, bevor nicht feststeht, daß der vorausgefahrte sich unter Deckung der nächsten Zugfolgestelle befindet. Die Verständigung über die Zugfolge geschieht nach BO. 22,1 auf Hauptbahnen außer durch das Zugmeldeverfahren durch die Streckenblockung. Diese verbindet die einander zugekehrten Endstellwerke zweier benachbarter Bahnhöfe und die dazwischengelegenen Blockstellen so miteinander, daß die Signale bei besetztem Streckenabschnitt unter Verschuß der vorausliegenden Blockstelle oder Stellwerks liegen, und daher ein Auffahren der Züge gleicher Richtung ausgeschlossen ist.

Bei eingleisigem Betrieb darf nach BO. 65,7 kein Zug abgelassen werden, wenn außerdem nicht feststeht, daß das Gleis bis zur nächsten Zugmeldestelle (Bahnhof oder Abzweigstelle) durch einen Gegenzug nicht beansprucht ist. An Stelle der vorgenannten *Streckenblockung zweigleisiger Bahnen* tritt hier als Sicherungseinrichtung die *eingleisige Streckenblockung*, die die Züge nicht nur gegen Auffahren durch Züge gleicher Richtung, sondern auch vor Gegenfahrt schützt. Stadtschnellbahnen werden mit selbsttätiger zweigleisiger Streckenblockung ausgerüstet. Für Bahnen mit besonders dichter Zugfolge und hohen Zuggeschwindigkeiten kann der Reichsverkehrsminister als jüngste Sicherungseinrichtung *Zugbeeinflussung* vorschreiben, durch die beim Überfahren eines Haltesignals der Zug *selbsttätig* zum Halten gebracht wird (BO. 22,2).

In der *Eisenbahnsignalordnung* (ESO.) sind vom Reichsverkehrsminister die Signale nach Form und Bedeutung festgelegt. Für den Dienstgebrauch hat die Reichsbahn das Signaltuch herausgegeben, das außer der Signalordnung auch die wesentlichen Vorschriften für die Handhabung enthält.

Hiernach zeigen die *Hauptsignale* (für Bahnhöfe: Einfahr-, Ausfahr- und Wechsignale; für die Strecke: Blocksignale; für Gefahrpunkte: Deckungssignale) an, ob der dahinter liegende Gleisabschnitt von einem Zuge befahren werden darf oder nicht. Das Hauptsignal zeigt an einem Mast bei Tag 1—3 Flügel, bei Nacht ebenso viele Laternen. (3 Flügel nur in Ausnahmefällen.) (Abb. 1.) Ein *Vorsignal* in einer gewissen Entfernung vor dem Hauptsignal zeigt an, welche Signalstellung am Hauptsignal zu erwarten ist. Das ältere Zweibegriff-Vorsignal zeigt an einem Mast bei Tage eine waagrecht umklappbare, kreisförmige gelbe Scheibe, bei Nacht zwei nach rechts steigende Laternen. Eine Merktafel nach Abb. 37

kennzeichnet den Standort, der durch 3 in Abständen aufgestellte Baken im voraus angekündigt wird.

Das Dreibegriff-Vorsignal hat entsprechend den drei Begriffen des zwei-flügligen Hauptsignals (Abb. 37) noch einen Zusatzflügel und eine dritte Laterne. Auf die Merktafel ist noch ein Dreieck mit einem Punkt gesetzt.

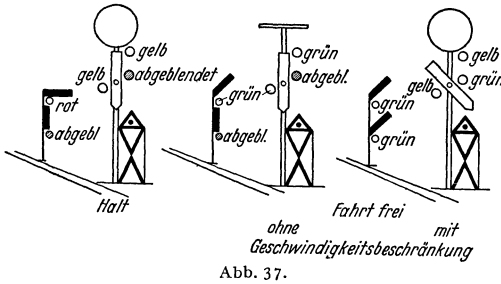


Abb. 37.

fahrvorsignale nur auf den Bahnhöfen aufzustellen, die von Zügen ohne Halt durchfahren werden, und zwar entweder unmittelbar neben bzw. vor oder aber mindestens 300 m hinter den Einfahrsignalen. Die Signale stehen entweder rechts vom Gleis oder sind an einer Signalbrücke über dem Gleise angebracht. Die mehrflügeligen Signalbilder schreiben eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 40 km/h vor, die für den an das Hauptsignal anschließenden Weichenbereich gilt. Einfahrsignale erhalten vom Gefahrenpunkt (Spitze der ersten Weiche) auf Hauptbahnen 100 m (Merkzeichen vor kreuzenden Gegenfahrten 200 m), auf Nebenbahnen 75 bzw. 150 m, bei Zugbeeinflussung 200 bzw. 300 m Abstand. Ausfahrtsignale sind möglichst in 25 m Entfernung hinter dem Bahnsteigende aufzustellen.

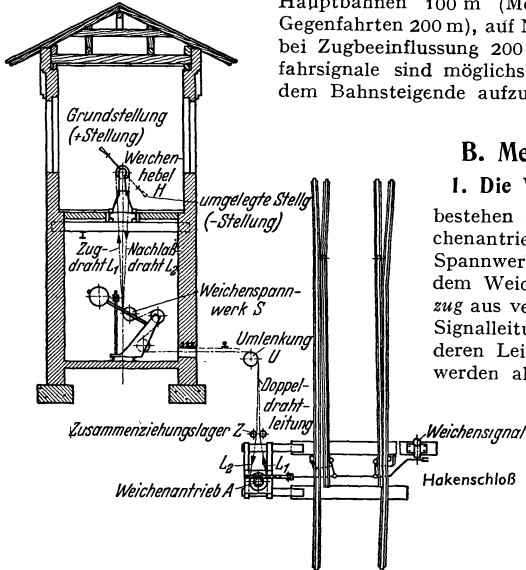


Abb. 38.

B. Mechanische Stellwerke.

1. Die Weichenstellrichtungen

bestehen nach Abb. 38 aus dem Weichenantrieb, dem Doppeldrahtzug mit Spannwerk (seltener Gestänge) und dem Weichenhebel. Der *Doppeldrahtzug* aus verzinktem Stahldraht ist für Signalleitungen 4 mm, bei allen anderen Leitungen 5 mm stark, erstere werden alle 10 m, letztere alle 12 m unterstützt. Größte Längen der Drahtzugleitungen bei Weichen über 400 m bis 800 m, bei Signalen 1200 m bis 1500 m.

a) Der Weichenantrieb ist bei der Reichsbahn meist ein Winkelhebelantrieb (Abb. 39a, b), mit Drahtbruchsperr-

durch die die Endstellung der Weichenzungen bei Drahtbruch gewährleistet wird. Der Weichenantrieb greift nicht unmittelbar an den Weichenzungen an, vielmehr ist ein Spitzenverschluß zwischengeschaltet, der nach Abb. 38 als *Hakenschloß* eine feste Verklammerung der Backenschiene, unter der ein Kloben

sitzt, mit der anliegenden Zunge bewirkt. Neuerdings ist nach Abb. 40 der sog. *Klammerspitzenverschluß* eingeführt, bei dem sich in der Endlage die Verschlussklammer *a* der anliegenden Zunge gegen das Verschlussstück *b* der Backenschiene abstützt. Der Verschlusschieber *d* steuert vom Weichenantrieb aus den Verschluß. Beide Spitzenverschlüsse können beim Befahren der Weiche von der Wurzel her aufgeschnitten werden.

b) **Das Spannwerk** dient zum Ausgleich der Längenänderungen der Leitungen infolge der Wärmeunterschiede (Abb. 38). Beim Umstellen des Hebels wird durch eine Sperrvorrichtung an einer feststehenden Zahnstange verhindert, daß die Spangewichte mit angehoben werden. Letztere halten bei Drahtbruch Weichen in End- und Signale in Haltlage fest.

c) **Der Weichenhebel** (Abb. 41) wird in der Endlage dadurch festgehalten, daß die federnde Handfallenstange in den Lagerbock eingreift. Der Zapfen am Ende der Handfallenstange geht durch den Schlitz des außen am Lagerbock

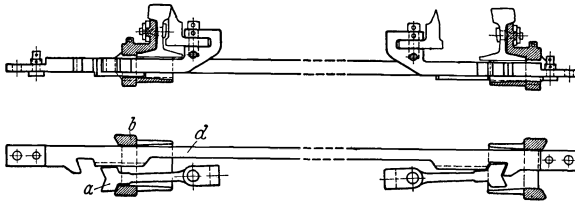
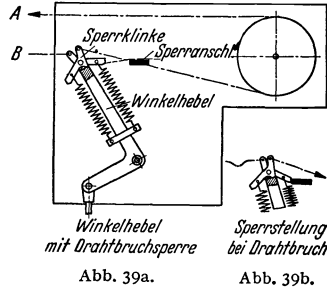


Abb. 40.

befestigten Verschlußwinkels. Durch den Verschlußwinkel wird der Verschlußbalken beim Ausklinken der Handfallenstange aus dem Lagerbock in die Mittellage gebracht und beim Einklinken vollständig gesenkt oder gehoben. Das Ausklinken ist nur möglich, wenn sich nach Abb. 46 unter dem gehobenen oder über dem gesenkten Verschlußbalken keine (+ oder -) -Verschlußstücke befinden. Letztere sitzen auf den Fahrstraßenschubstangen, die nach Abb. 46 von dem Fahrstraßenhebel bewegt werden. Während des Umlegens des Weichenhebels verhindert der Verschlußbalken in der Mittellage das Verschieben der Fahrstraßenschubstangen mit den (+ und -) -Verschlußstücken und damit das Umlegen des Fahrstraßenhebels. Der Weichenhebel ist mit der Seilrolle durch einen kleinen Kuppelhebel lösbar verbunden, so daß beim Drahtbruch oder beim Aufschneiden der Weiche die Seilrolle sich drehen kann, obgleich der Hebel durch die Handfallenstange festgelegt ist. Hierbei hebt sich der kleine Kuppelhebel aus dem Keilkopf und ein rotes Störungszeichen erscheint neben dem Nummerschild des Hebels. Während des Umlegens des Hebels wird die lösbare Verbindung zwischen Hebel und Seilrolle in eine feste verwandelt.

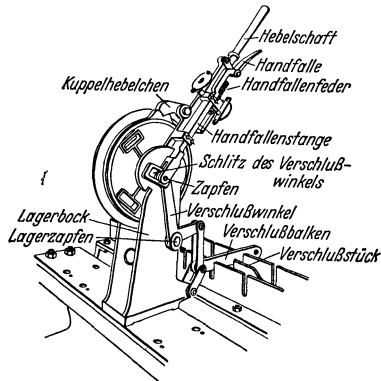


Abb. 41. Weichenhebel.

2. Die Weichenverriegelung

besteht nach Abb. 42 aus dem Weichenriegel, dem Doppeldrahtzug mit Spannwerk und dem Riegelhebel. Sie überprüft bei Weichen, die von Reisezügen gegen die Spitze befahren werden, die richtige Lage der Zungen dadurch, daß der Riegelkranz der Riegelscheibe in die Riegelstangeneinschnitte eingreift. Riegelhebel nebst Drahtzug und Spannwerk wie bei der Weiche.

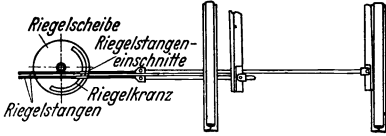


Abb. 42.

3. Die Signalstelleinrichtung

umfaßt den Signalantrieb, die Drahtzugleitung nebst Spannwerk u. den Signalhebel.

a) Der Signalantrieb am Signalmast besteht nach Abb. 43 aus einer Seilscheibe und einem drehbaren Winkelhebel. Dessen einer Arm bewegt mittels der senkrechten Stellstange den Signalfügel und die Blenden der Signallaternen. Der andere Arm hat am Ende ein Laufröllchen, das in einer Stellrinne der Seilscheibe geführt wird, deren nichtkonzentrischer Teil den Flügel steuert. Abb. 43 zeigt auf der Vorderseite die Stellrinne für den zweiten Flügel, auf der Rückseite ist die Stellrinne für den ersten Flügel punktiert gezeichnet. Ein Drahtzug genügt für das Stellen beider Signalbilder. Bei Drehung der Seilrolle (Abb. 43) im Uhrzeigersinne werden beide Flügel gesteuert. Im anderen Drehsinne bewegt sich nur der obere. Beim Signalstellen dreht sich die Antriebsrolle nur von a nach b. Der übrige

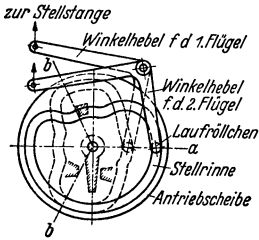


Abb. 43.

Teil der Rinne soll bei Drahtbruch die Haltstellung des Signals sicherstellen. Dies tritt ein, wenn durch das Spannwerk die Antriebsrolle in die eine oder andere Endlage gebracht wird.

Für zweiflüglige Signale befinden sich zwei Stellhebel nebeneinander (Zweisteller Abb. 44), die mit dem gemeinsamen Drahtzug verbunden werden. In

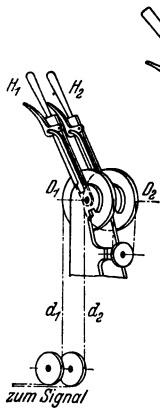


Abb. 44.

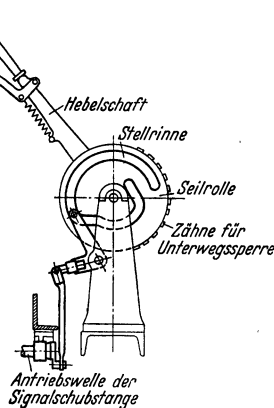


Abb. 45. Signalhebel.

Grundstellung sind diese Hebel mit der Seilscheibe nicht gekuppelt. Dies geschieht erst durch Andrücken der Handfalle. Der dritte Flügel wird durch einen besonderen Hebel mit dem zweiten Flügel gekuppelt. Auch das Vorsignal hat Stellrinnenantrieb. Meist wird Haupt- und Vorsignal von einem Stellhebel mit durchgehender Leitung bewegt. Das Hauptsignal hat dann einen Endantrieb ähnlich dem Endantrieb des Hauptsignals. Jedoch ist beim Vorsignal ein Zahnradgetriebe vorgeschaltet, damit wegen der langen Leitung der nötige Reißweg vorhanden ist. In Sachsen wird das Vorsignal mit einem besonderen Hebel gestellt, der mit dem Hebel für das Hauptsignal in der Folgeabhängigkeit steht, daß der Vorsignalhebel erst umgelegt werden kann, wenn das Hauptsignal in Fahrtstellung gebracht ist.

b) Der **Signalhebel** ist dem Weichenhebel ähnlich, nur fehlt die lösbare Kupplung. Der Verschlussbalken wird wie beim Weichenhebel angetrieben. Auf der anderen Seite der Seilrolle ist eine Stellrinne angebracht, um die Bewegung des Signalhebels auf die Signalschubstange zu übertragen (Abb. 45). Der Rand der Stellscheibe ist zur Betätigung der Unterwegssperre (U) gezahnt (s. S. 657).

4. Die Abhängigkeit zwischen Signal- und Weichenhebel.

Um die nach BO. 21,8 geforderte Abhängigkeit zu erreichen, werden Weichen-, Riegel-, Gleissperren- und Signalhebel auf einer Hebelbank aufgestellt. Hinter den Hebeln liegt der Verschlusskasten mit den Fahrstraßen- und Signalschubstangen, die von den Fahrstraßen- bzw. Signalhebeln bewegt werden. Auf den Fahrstraßenschubstangen sind die Verschlussstücke angebracht, die zusammen

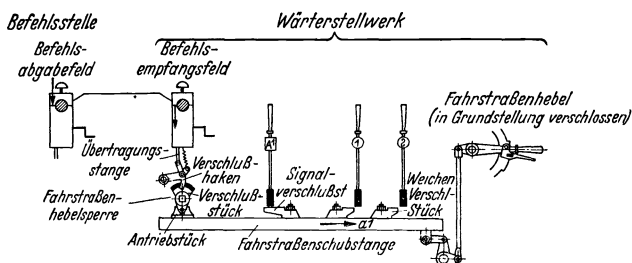


Abb. 46. Elektrische Bahnhofsblokkung.

mit den Verschlussbalken der Hebel die Abhängigkeit bewirken. Ist nach Abb. 46 der Fahrstraßenhebel in Grundstellung, so steht ein (+)-Verschlussstück unter dem Verschlussbalken des Signalhebels. Das Signal ist dadurch in Haltlage festgelegt. Sind die Weichen für die Zugfahrt richtig gestellt, so kann der Fahrstraßenhebel umgelegt und damit seine Schubstange verschoben werden. Deren Verschlussstücke treten nun unter oder über die Verschlussbalken der Weichen-, Riegel- oder Gleissperrenhebel und geben den Verschlussbalken des Signalhebels frei. Der Signalhebel wird alsdann umgelegt und verhindert hierdurch das Zurücklegen des Fahrstraßenhebels.

C. Stellwerke mit elektrischer Kraftübertragung.

1. Allgemeine Anordnung.

Als Antrieb der Weichen und Signale dienen Hauptstrommotoren mit zwei Feldwicklungen für Rechts- und Linkslauf entsprechend der Fahrt- und Haltstellung der Signale bzw. + - und - -Stellung der Weichen. Der Stellstrom ist Gleichstrom von 120—160 Volt. Die Ruhestellung der Weichen und Signale wird durch Gleichstrom von 30—40 Volt überwacht. Der Strom kommt aus Stell- und Überwachungsbatterien, die über Sicherungen an die Hebelkontakte angeschlossen sind. Die Hebel im Stellwerk sind mit den Antrieben bei Weichen durch vieradrige, bei Signalen durch fünfadrige Kabel verbunden. Stromverbrauch 0,3 bis 0,4 Wh je Motorumlauf, Stärke des Überwachungsstroms 0,04—0,06 A. Die Hebel können in 3—4 Reihen auf einem Tisch angeordnet werden (Mehrreihenstellwerk) statt in einer Reihe.

Vorteile des elektrischen gegenüber dem mechanischen Stellwerk: 1. kleinerer Raumbedarf des Stellwerks, 2. weniger Kraft und Personal zur Bedienung, 3. bei guter Übersicht größere Entfernungen der Signale und Weichen, daher weniger Stellwerksbezirke und einfacherer Betrieb.

2. Weichenstellereinrichtung (nach VES. Bauart 1912) (Abb. 47 a).

a) **Der Weichenantrieb.** Der Motor treibt über Vorgelege, Schnecke und Schneckenrad die Triebsscheibe (strichpunktiert). An dem kleinen Zahnrad unter dieser greift die Zahnstange an, deren Verlängerung, die Stellstange, die Weiche antreibt. Über der Triebsscheibe befindet sich mit dieser durch die Auffahrfeder verbunden die Festhaltescheibe, die einen Randausschnitt hat. Letztere wird durch den in diesen Ausschnitt eingefallenen Arm des dreizackigen Steuerhebels in der Endlage festgehalten. An den beiden anderen Armen der Steuerhebel befinden sich isolierte Kontaktstücke, die in der Endlage den Überwachungsstromkreis schließen und während der Umstellung der Weiche für die eine oder

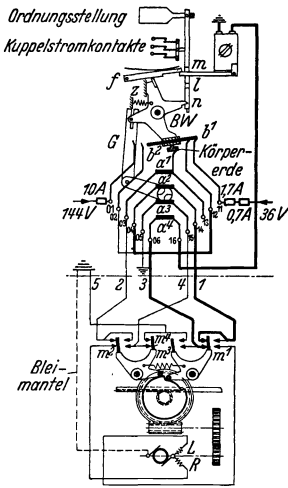


Abb. 47a.

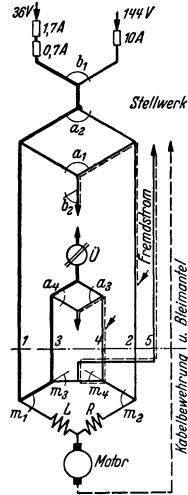


Abb. 47b.

Abb. 47a. Weichenhebel und Weichenantrieb und Schaltung im elektrischen Stellwerk.

Abb. 47b. Grundstellung. Überwachungsstrom fließt. Leitung 2, die für die nächste Umstellung als Stellstromleitung und Leitung 4, die nach der nächsten Umstellung als Überwachungsstromleitung benutzt werden, sind zum Schutz gegen Fremdstrom (dunn gestrichelte Linie) geerdet.

andere Drehrichtung die Verbindung für den Stellstrom zum Motor herstellen. Beim *Aufschneiden* der Weiche wird der Druck der Weichenzunge so stark, daß er die Auffahrfeder zusammenpreßt. Die Sperrung durch den Steuerhebel wird dadurch aufgehoben, der Überwachungsstrom unterbrochen und der Zungenantrieb mitsamt dem Motor mitgedreht.

b) **Der Weichenhebel** hat einen blauen Drehknopf mit Querstrich, der in senkrechter Lage die Grundstellung angibt. Die Übereinstimmung der Hebelstellung und der Weichenstellung in ihren Endlagen wird dem Wärter dadurch angezeigt, daß bei geschlossenem Überwachungsstromkreis der Anker des Überwachungsmagnets (Abb. 47a oben rechts) die weiße Ordnungsscheibe festhält. Ist die Übereinstimmung während der Weichenumstellung oder beim Aufschneiden aufgehoben, so wird der Magnet stromlos, der Anker fällt ab, die rote Störungsscheibe erscheint und ein Wecker ertönt. Der Weichenhebel liegt mit seiner drehbar gelagerten Achse unter den Fahrstraßenschubstangen, die mit ihren Verschlussstücken in die profilierte Hebelachse eingreifen und diese sperren (Abb. 48). Der hintere Teil der Hebelachse trägt auf einem vierkantigen Isolierstück winkelförmige Kontaktstücke, die in der Abb. 47a durch waagerechte starke Striche gekennzeichnet sind. Der kreuzförmige *Batteriewechsel* BW wird durch die gabelförmige Lasche G von der Hebelachse gedreht. In den Endlagen des Weichenhebels

hat der *BW* die Überwachungsbatterie und während des Umstellens die Stellbatterie angeschaltet. Der Fanghebel *f* verhindert beim Drehen, daß die Feder *z* den *BW* zurückzieht. Letzterer reißt eine senkrechte Stange *l* und somit den Anker des Überwachungsmagneten nach unten, wodurch die rote Störungsscheibe erscheint. Ferner werden hierbei die Weckerkontakte geschlossen und die Kontakte des Kuppelstroms geöffnet, der nach S. 652 den Signalflugel mit dem Antrieb kuppelt. Der Stromverlauf ist aus Abb. 47b zu ersehen.

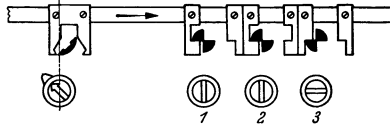


Abb. 48.

3. Stell- und Überwachungseinrichtung der Signale nach VES.

a) Der Fahrstraßensignalhebel hat hinter dem Drehknopf mit rotem Pfeil einen muldenförmigen Querschnitt (Abb. 48), der bei der Drehung die Fahrstraßenschubstange bewegt. Der rückwärtige volle Querschnitt der Hebelachse trägt 2 Sperrscheiben mit Einschnitten, Festlegesperre und Hebelsperre (Abb. 49).

In diese greifen die Sperrstangen ein, die von den Anknern der Magnete für die Fahrstraßenfestlegung und für die Hebelsperre bewegt werden. Auf dem hinteren Teil der Achse sitzen die Achsenkontakte. Der Fahrstraßensignalhebel verschiebt beim Drehen um 45° die Fahrstraßenschubstange, die dadurch die Weichenhebel mechanisch verschließt. In der 45°-Stellung wird der FS-Hebel gegen Zurückdrehen dadurch gesperrt, daß die Sperrstange des Magnets für die Fahrstraßenfestlegung in die zugehörige Sperrscheibe einklinkt. Bei 15° Umdrehung ist aber bereits der Kuppelstromkreis geschlossen und die Hebelsperre des Fahrstraßensignalhebels für das Weiterdrehen beseitigt worden. Dies ist nur möglich, wenn die Kuppelstromkontakte der zur Fahrstraße gehörigen Weichen geschlossen sind.

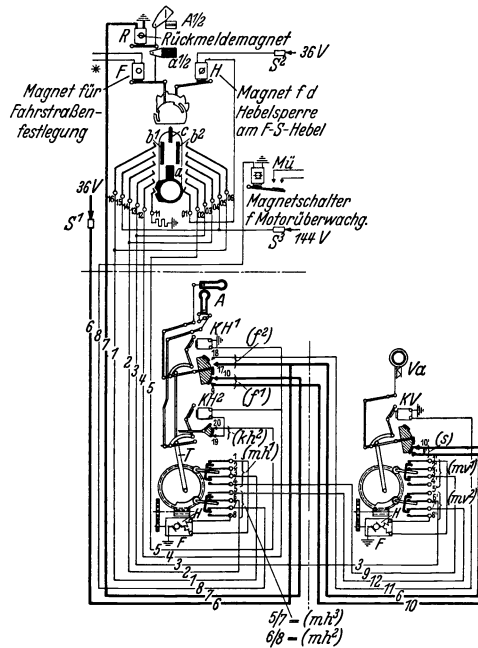


Abb. 49. Fahrstraßensignalhebel und Signalantrieb und Schaltung im elektrischen Stellwerk.

b) Der Signalantrieb (Abb. 49). Das Getriebe überträgt mit Zahnrädern, Schnecke und Schneckenrad die Motorbewegung. Das Schneckenrad ist durch eine Reibungskupplung mit der Triebsscheibe verbunden. Diese steuert mit zwei einarmigen Steuerhebeln den Strom für den Motor. Am Kurbelzapfen der Triebsscheibe sitzt die Triebblase *T*, die am Ende ein Laufröllchen hat und von einer Doppellasje geführt wird. An letztere ist gelenkig der sichelförmige Kuppelhebel angeschlossen, der durch eine Lasche mit dem Anker des Flügelkuppelmagneten verbunden ist. Bei 60° Drehung des Fahrstraßensignalhebels wird der

Magnet der Flügelkupplung erregt, und bei angezogenem Anker kann die Bewegung des Signalantriebes auf den Signalflügel übertragen werden. Bei 80° Drehung des FS.-Hebels läuft der Hauptsignalmotor an und stellt den Flügel auf Fahrt. Bei vollständiger Fahrtstellung des Flügels ist der Hauptsignalmotor zur Ruhe gekommen. Der Kuppelstrom hält den Flügel in Fahrtstellung. Der Kuppelmagnet des Vorsignals wird bereits bei Fahrtstellung 35° des Hauptsignalflügels erregt.

Das Vorsignal geht in Fahrtstellung, wenn der Hauptsignalmotor ausgelaufen ist, und sodann der Stellstrom zum Vorsignalmotor weitergeleitet worden ist. Die Stellung der Signale wird im Stellwerk durch den Rückmeldemagnet überwacht, der Strom erhält, wenn der Signalflügel auf Halt und die Vorsignalscheibe in Warnstellung ist (Ruhestromüberwachung). Wird der FS.-Hebel auf 45° zurückgelegt, so werden die Kuppelmagneten stromlos, Flügel und Scheibe fallen auf Halt, der Signalmelder zeigt wieder Haltstellung und Haupt- und Vorsignalmotor laufen zurück. Erst wenn die Fahrstraßenfestlegesperre (z. B. durch Befahren eines Schienenkontakts) beseitigt ist, kann der FS.-Hebel wieder in Grundstellung zurückgelegt werden.

4. Übersichtsaltungen der Stellwerke mit elektrischer Kraftübertragung.

Damit die Aufstellung der Pläne, die Ausführung und die Prüfung der Leitungen selbst bei größten Stellwerken keinerlei Schwierigkeiten verursacht, werden für elektrische Kraftstellwerke sog. *Übersichtsaltungen* aufgestellt.

Hierin wird jeder einzelne Stromlauf für sich gezeichnet ohne Rücksicht auf die Lage der von ihm berührten Kontakte, Elektromagnete, Klemmen usw. im Stellwerksbezirk.

Jede vorhandene *Klemme* im Schaltwerk ist mit einer Nummer bezeichnet, deren erste Ziffer die Art des Kontaktes bedeutet, zu der die Klemme gehört, und deren folgenden Ziffern die Lage der Klemme anzeigen. Jeder Leitungsanschluß im Schaltwerk ist damit eindeutig nach Art und Lage bestimmt.

Die *Elektromagnete* werden durch kleine in den Leitungen liegenden Kreise dargestellt und durch bestimmte Kennzeichen voneinander unterschieden.

Die *Schalter und Kontakte* werden durch einen Winkel mit Kreisbogen (Abb. 47b) dargestellt, der von einem Schenkel ausgeht und den anderen Schenkel durchschneidet. Die vom Kreisbogen durchschnittene Leitung ist abgeschaltet. Die dargestellte Lage ist stets die Grundstellung des Schalters oder des Kontaktes. Mit Ausnahme der Fahrstraßenkontakte erhalten die Schalter und Kontakte zur Unterscheidung voneinander, besondere Kennzeichen. Bei allen übrigen wird zwischen den Schenkeln das Zeichen des Magnets oder Signals usw. beigelegt, von dem sie gesteuert werden. Kontakte an den *Riegelstangen* eines Blockfeldes werden mit einem *doppelten* Kreisbogen versehen.

Die Zeichen für isolierte Schiene, Schienenstromschließer, Widerstände, Motoren usw. sind die üblichen. Wo der Pol einer Batterie an die Leitung angeschlossen ist, wird eine nach der Leitung zu liegende Pfeilspitze angebracht. Die Spannung ist in Volt angeschrieben. Wo eine Leitung geerdet ist, endet sie in einer Pfeilspitze. In Abb. 47b ist als Beispiel die Weichenschaltung (Übersichtsaltung) für die Grundstellung einer Weiche (Abb. 47a) dargestellt. Da das Lesen eines Schaltplanes die genaue Kenntnis der elektrischen Stellwerksanlagen voraussetzt, so ist zum Vergleich die Übersichtsaltung Abb. 47b neben die Abb. 47a gesetzt, die die Weichenschaltung mit bildmäßig dargestellten Schaltgliedern wiedergibt.

D. Bahnhofsblokkung.

Zur Durchführung der Bahnhofsblokkung haben die verschiedenen Stellwerke eines Bahnhofs Einrichtungen, die man Blockwerke (Bahnhofsblock) nennt. Das Stellwerk, das der Fahrdienstleiter im Zusammenhang mit dem Blockwerk bedient, ist das *Befehlsstellwerk*. Ist aber im Raum des Fahrdienstleiters lediglich

der Bahnblock aufgestellt, so spricht man von einer *Befehlsstelle*. Die von der Befehlsstelle oder dem Befehlsstellwerk abhängigen Stellwerke heißen *Wärterstellwerke* (Abb. 55).

1. Befehlsfelder.

Einfahr- und Ausfahrtsignale, die der Fahrdienstleiter nicht selbst bedienen kann, liegen unter dessen Verschuß. Wird ein Signal auf Fahrt gestellt, so dürfen gleichzeitig feindliche Signale nicht gezogen werden können. Der Verschuß des Signals wird durch ein Wechselstromblockfeld (☛) hergestellt. Es ist dies ein Schloß, das beim Niederdrücken einer Taste durch Wechselstrom verschlossen (geblockt) wird. Gleichzeitig wird in einem Wechselstromfeld eines anderen Stellwerks der Verschuß beseitigt (entblockt). Nach Abb. 46 wird im Wärterstellwerk durch das geblockte Wechselstromfeld (Befehlsempfangsfeld) und die Fahrstraßenhebelsperre (☛) der Fahrstraßenhebel in Grundstellung und hierdurch der Signalhebel A^1 in Haltlage verschlossen. Erst nach Blocken des Befehlsabgabefeldes durch den Fahrdienstleiter in der Befehlsstelle wird das Befehlsempfangsfeld entblockt, und der Fahrstraßenhebel kann die Fahrstraßenschubstange verschieben, wodurch die Weichenhebel verschlossen und der Signalhebel frei wird.

Der umgelegte Signalhebel verschließt den Fahrstraßenhebel. Im Gegensatz zu dieser Anordnung verschließt die Fahrstraßenhebelsperre unter den Befehlsabgabefeldern oder Zustimmungabgabefeldern den umgelegten Fahrstraßenhebel (☛).

Nach Abb. 50 ist die Stellung der *halben Achse* maßgebend für die Blockung oder Entblockung des Wechselstromfeldes. Steht ihre ebene Fläche waagrecht, so

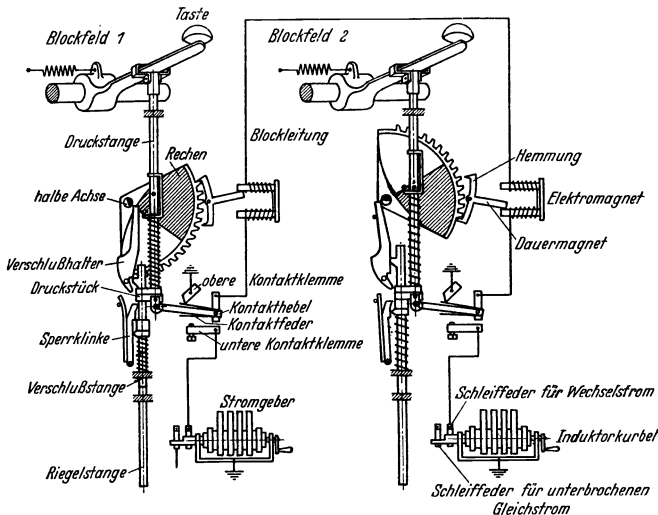



Abb. 50. Zwei zusammenarbeitende Wechselstromblockfelder.

kann der *Verschlußhalter* vorbeigleiten und die *Verschlußstange* durch Federkraft nach oben gehen, andernfalls hält sie die *Verschlußstange* in tiefer Lage fest. Beim Blocken geht durch Niederdrücken der Blocktaste die *Verschlußstange* nach unten und ihre Nase dreht den *Verschlußhalter* nach rechts. Wird nun durch Drehen der *Induktorkurbel* Wechselstrom erzeugt, so wird infolge der Schwerkraft der *Rechen*, der auf der *halben Achse* sitzt, abwärts bewegt, weil die *Hemmung*, deren Stielende ein *Dauermagnet* ist und zwischen den Polen des *Elektromagnets*




magnets hin- und herpendelt, bei jedem Stromstoß einen Zahn des *Rechens* durchläßt. Beim Entblocken wird von einem anderen Stellwerk Wechselstrom durch den Elektromagnet gesandt. Hierdurch bewegt sich die Hemmung, und der Rechen geht durch die Federkraft Zahn um Zahn nach oben, bis der Verschlüßhalter nach links schlägt und die Verschlüßstange nach oben springen kann. Die Feder, die den Rechen nach oben gedrängt hat, wird beim Blocken herabgedrückt und dadurch unwirksam gemacht. Der Rechen trägt eine *Farbscheibe* halb rot, halb weiß; sie läßt erkennen, ob das Feld geblockt ist oder nicht. Rote Felder (Fahrverbot) bezeichnen die Grundstellung der Bahnhofsblockung, weiße Felder (Fahrerlaubnis) die Grundstellung der Streckenblockung. Ist das Feld geblockt, so kann man die Blocktaste nicht herunterdrücken, weil das *Druckstück* der *Druckstange* auf die *Sperrklinke* stößt. Die Verlängerung der Verschlüßstange ist die *Riegelstange*, die in die im Blockuntersatz befindliche Sperre eingreift. Mit Druck- und Riegelstange werden nach Bedarf Kontakte für Schaltzwecke verbunden. Durch Niederdrücken der Blocktaste und des Kontakthebels wird der Wechselstrominduktor angeschaltet.

Ist die Blockung nicht vollständig durchgeführt, so würde beim Loslassen der Blocktaste die Druckstange in die Grundstellung zurückkehren und die Sperrklinke unter das Druckstück treten. Das Feld wäre dann nicht mehr bedienbar. Dies verhindert die bei jedem Blockfelde angebrachte *Nachrückklinke*, die bei unvollständiger Blockung die Druckstange in mittlere Lage festhält. Bei vollständiger Blockung oder Entblockung stützt sich die Nachrückklinke auf je eine an der Rückseite der Rechenscheibe angebrachte Stiftschraube (anders s. unten) ab, so daß in diesen Fällen eine Sperrung der Druckstange nicht eintreten kann.

Damit nicht eine unter dem Blockfeld angebrachte Sperre lediglich durch Drücken der Taste, also ohne Blockung, beseitigt wird, wirkt in diesem Falle auf die Riegelstange ein *Verschlüßwechsel* () , der beim Loslassen der Blocktaste die Riegelstange in tiefer Lage festhält.

Wenn das Wechselstromblockfeld einen Verschlüßwechsel besitzt oder mit einer elektrischen Tastensperre (s. S. 657) gekuppelt ist, muß die Druckstange bereits dann in tiefer Lage festgehalten werden, wenn die Blocktaste nur niedergedrückt und ohne zu Blocken wieder losgelassen wird. Andernfalls würde ein nochmaliges Drücken der Taste nicht möglich sein, d. h. eine Blockstörung wäre gegeben. Dann ist die obere der beiden Stiftschrauben hinter der Rechenscheibe nicht vorhanden. [*Nachrückklinke mit einer Stiftschraube (N).*] Um die gleichzeitige Freigabe einander feindlicher Signale auszuschließen, werden in der Befehlsstelle die Blockfelder mechanisch durch *Blockschieber*, in die die Riegelstangen eingreifen, oder elektrisch durch Kontakte voneinander abhängig gemacht.

2. Fahrstraßenfestlegefelder.

Eine weitere Aufgabe der Bahnhofsblockung ist es, das Umstellen von Weichen, namentlich spitzbefahrner, unter dem Zuge zu verhindern, auch wenn das Signal inzwischen schon in Haltlage gebracht worden ist. Die Fahrstraßen der *ein-fahrenden* Züge werden in der Regel durch ein Wechselstromblockfeldpaar festgelegt. Das *Fahrstraßenfestlegefeld* verschließt in geblockter Stellung durch die darunter liegende *Fahrstraßenfestlegesperre* () die Fahrstraßenschubstange und gibt die Signalschubstange frei, die beim Ziehen des Signals bewegt wird. Der Fahrstraßenhebel ist dadurch gegen Zurücklegen gesperrt; er wird frei durch Blocken des *Fahrstraßenauflösefeldes*, das an einer Stelle aufgestellt ist, von der aus festgestellt werden kann, daß sämtliche Zugachsen alle festgelegten Weichen geräumt haben. Bei *Ausfahrten* verwendet man für die Fahrstraßenfestlegung ein *Gleichstromblockfeld* () (Abb. 51). Es wird geblockt lediglich durch Herabdrücken und Wiederloslassen der Druckstange. Entblocken erfolgt durch einen Gleichstromstoß, und zwar dadurch, daß der Zug einen Gleichstromkreis durch Befahren eines Schienenstromschliebers schließt. Im *Quecksilberschienenstromschließer* () steigt beim Befahren der Schiene das Quecksilber in einer Steigröhre hoch und stellt dadurch Stromschluß her (Abb. 52).

Isolierte Schienen (—|—). Der Schienenstromschließer übt seine Wirkung schon aus, wenn er von der ersten Achse befahren wird. Soll aber die Fahrstraßenfestlegung durch die letzte Zugachse aufgelöst werden, so ist der Schienenstromschließer in Verbindung mit einer isolierten Schienenstrecke anzubringen, die auf Holzschwellen liegt und gegen die Nachbarschienen durch Laschen aus

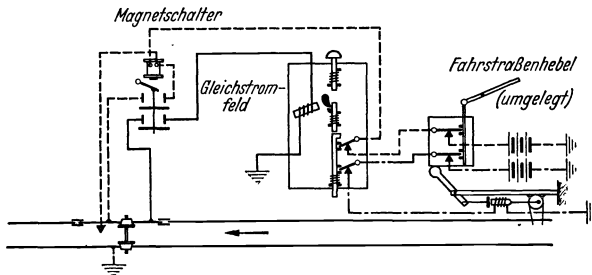


Abb. 51. Schaltung einer isolierten Schiene.

Holz oder andere geeignete Stoffe elektrisch abgeschlossen ist. Isolierte Schienen müssen aus den im folgenden angegebenen Gründen länger als der größte Radstand sein, damit stets eine Achse auf der Schiene ist.

Auflösung der Fahrstraßenfestlegung durch die letzte Achse (Abb. 51). Die erste Achse schließt beim Befahren eines Schienenkontakts über einen Magnetschalter einen Stromkreis, dessen Strom den Weg des geringeren Widerstandes (---) von der isolierten Schiene durch die Zugachse und die gegenüberliegende Schiene zur Erde nimmt und auf das Blockfeld keine Wirkung ausübt. Dieser Stromlauf wird unterbrochen, wenn die letzte Achse die isolierte Schiene verläßt. Der Strom kann nun nicht mehr über die Zugachse, sondern muß an der isolierten Schiene entlang in die nach dem Gleichstromblockfeld führende (—) Leitung fließen. Das Blockfeld wird dadurch entblockt.

Die Fahrstraßenfestlegfelder wurden früher mit Verschlüßwechsel und Nachdrückklinke mit einer Stiftschraube ausgerüstet, um zu verhüten, daß die Fahrstraßenfestlegesperre beim Wechselstromfeld lediglich durch Drücken der Blocktaste, also ohne zu blocken, beim Gleichstromfeld durch unvollständiges Drücken der Blocktaste beseitigt wurde. Es konnte hierbei aber das Blocken des Feldes vor dem Ziehen des Signals nicht erzwungen werden. Um dies zu erreichen, ordnet man jetzt an Stelle von Verschlüßwechsel und Nachdrückklinke mit einer Stiftschraube die *verlängerte Druckstange* an, die derart auf die Fahrstraßenfestlegesperre einwirkt, daß das Ziehen des Signals erst möglich ist, wenn die Riegelstange sich in tiefer und die Druckstange in hoher Stellung befindet, d. h. das Feld blockt ist.

3. Zustimmungsfelder.

Als dritte Aufgabe hat die Bahnhofsblockung bei Fahrstraßen, die über mehrere Stellwerksbezirke reichen, die übereinstimmende Fahrstraßeneinstellung und -festlegung für eine Fahrt sicherzustellen, bevor das Signal für diese Fahrt freigegeben wird. Hierfür wird ein Wechselstromfeldpaar als Zustimmungsempfangs- und Zustimmungsabgabefeld in Verbindung mit den Fahrstraßenhebelsperren (|| bzw. —) in derselben Weise wie die Befehlsfelder benutzt. Das Za.-Feld

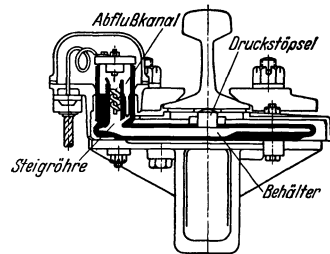


Abb. 52.
Quecksilberschienenstromschließer.

befindet sich in dem Stellwerk, dessen Bezirk der Zug zuletzt durchfährt. An Stelle der Zustimmungsfelder können, falls keine Weichen zu verschließen sind, auch elektrische Tastensperren (s. S. 657) mit Sperrenauslösern verwendet werden (Bahnhofstastensperren).

E. Der handbediente Streckenblock.

1. Der zweigleisige Streckenblock (Abb. 53a und b).

a) **Wirkungsweise.** Er schützt die Züge gleicher Fahrtrichtung gegen Auf-fahren. Die freie Strecke ist hierfür in Blockstrecken eingeteilt, in denen sich nur je ein Zug befinden darf. Am Anfang jeder Blockstrecke steht ein Hauptsignal.

Um zu erreichen, daß sich in jedem Abschnitt nie mehr als ein Zug befindet, dürfen die Signale erst gezogen werden, wenn die anschließende Blockstrecke frei ist. Daher sind die Hauptsignale so durch die Streckenblockeinrichtungen verbunden, daß ein Signal, nachdem es für einen Zug auf Fahrt gestellt

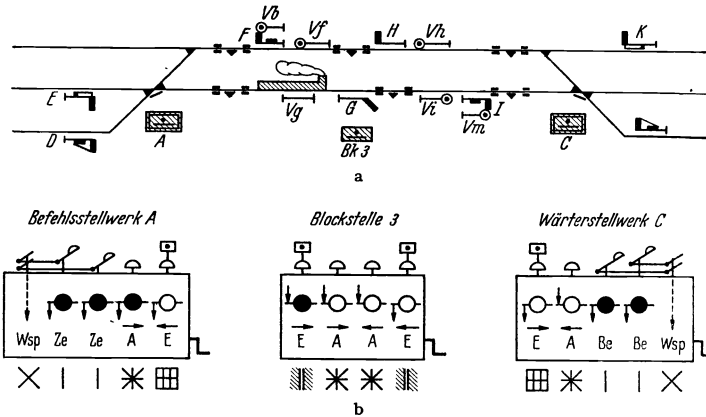


Abb. 53a und b. Signale und Blockfelder einer zweigleisigen Strecke zwischen zwei Bahnhöfen mit Blockstelle.

und nach dessen Vorbeifahren auf Halt gelegt ist, durch Blocken in Haltlage verschlossen wird. Wenn der Zug die Blockstrecke verlassen, stellt der Wärter an deren Ende nach Beobachtung des Zugschlusses das dort befindliche Signal auf Halt und verschließt es durch Blocken. Nunmehr ist es möglich, für einen folgenden Zug das Signal am Anfang der Blockstrecke wieder auf Fahrt zu stellen. Um diese Zwangsfolge bei der Signalbedienung zu erreichen, befindet sich für jede Fahrtrichtung am Anfang der Blockstrecke ein Anfangsblockfeld und am Ende ein Endblockfeld, die in Grundstellung weiße Farbe zeigen. Die Riegelstange des Anfangsfeldes steht hoch (☐), das Blocksignal ist unverschlossen, und die Einfahrt in den Blockabschnitt ist frei. Ist aber ein Zug in die Blockstrecke eingefahren, das Signal auf Halt gestellt und das Anfangsfeld geblockt (●), so verschließt die heruntergedrückte Riegelstange des Anfangsfeldes das Signal in Haltlage. Die Rechenscheiben des Anfangs- und Endfeldes zeigen dann rote Farbe und dem Wärter am Ende der Blockstrecke ist so der Zug vorgemeldet. Hier wird das Signal auf Fahrt und nach Vorbeifahrt wieder auf Halt gelegt. Durch Blocken des Endfeldes wird das Anfangsfeld am Anfang der Blockstrecke entblockt und der Verschluß des dortigen Signals ist beseitigt (Abb. 53 und 55).

b) **Die Blocksperrn.** 1. Um zu verhindern, daß in eine besetzte Blockstrecke noch ein zweiter Zug einfährt, haben *Signal und Anfangsfeld* noch folgende Einrichtungen:

α) Die *Wiederholungssperre* (X) mit der *Unterwegssperre* (U) bewirkt, daß das Ausfahr- oder Blocksignal vor dem Blocken nur einmal auf Fahrt gestellt werden kann. Hat sich der Signalhebel merklich aus der Ruhelage bewegt, so verhindert die Unterwegssperre am gezahnten Rande der Signalhebelscheibe nach begunnenem Zurücklegen des Hebels, daß dieser sich noch einmal für die Fahrtstellung umlegen läßt. Hierfür muß der Hebel erst wieder vollständig in Grundstellung zurückgelegt werden. Ist aber der Signalhebel in die Grundstellung gelangt, so tritt die unter dem Anfangsfeld befindliche Wiederholungssperre ein, die alle auf dieselbe Strecke weisenden Hauptsignale in Haltlage sperrt.

β) Die *frühauslösende mechanische Tastensperre mit Signalverschluß* mit der Wiederholungssperre zur *Anfangssperre* vereinigt (X*) verhindert das Niederdrücken der Drucktaste und damit das Blocken, bevor das Signal einmal auf Fahrt und Halt gestellt ist. Drückt man aber danach die Taste nach unten und blockt, so wird der Signalhebel außer durch die Wiederholungssperre auch noch durch den Signalverschluß festgelegt, aber gleichzeitig wird die Auflösung der Wiederholungssperre, die durch die Rückblockung erfolgt, vorbereitet.

γ) Die *elektrische Flügelkupplung* (F). Durch sie bringt der ausfahrende Zug sein Ausfahrtsignal auf Halt, wenn die Möglichkeit besteht, daß bei dichter Zugfolge ein zweiter Zug auf dasselbe Signal ausfahren könnte (falls z. B. auf demselben Bahnsteiggleis zwei Züge aufgestellt sind). Die Stellstangen zwischen Signalflügel und Signalantrieb sind elektromagnetisch miteinander gekuppelt. Der Kuppelstrom wird unterbrochen und der Flügel fällt auf Halt, wenn die letzte Achse des ausfahrenden Zuges die jenseits des Ausfahrtsignalmastes liegende isolierte Schiene (mit Schienenstromschließer) verlassen hat und das Gleichstromfeld der Fahrstraßenfestlegung hierdurch entblockt wird (Abb. 51).

2. Damit eine Blockstrecke erst freigegeben werden kann, wenn sich in ihr kein Zug mehr befindet, ist das *Endfeld* noch mit folgenden Einrichtungen versehen:

α) die *elektrische Tastensperre* (●) über dem Endfeld. Sie ermöglicht das Rückblocken erst, wenn der Zug mit allen Achsen über eine isolierte Schienenstrecke (mit Schienenstromschließer) gefahren ist, die außerhalb der Blockstrecke liegt.

β) Die *Rückblockungssperre* unter dem Endfeld einer Blockstelle (■). Sie verhindert das Rückblocken bei gezogenem Signal. Ist der Signalhebel auf Halt gelegt und wird geblockt, so kehrt beim Loslassen der Taste des Endfeldes der durch die verlängerte Druckstange angetriebene Signalverschluß mit dieser in die nichtsperrende Grundstellung zurück. Unter dem Anfangsfeld befindet sich die *Anfangssperre*; Anfangs- und Endfeld haben getrennte Blocktasten.

Bei früher ausgeführten Blockeinrichtungen sind Endfeld und Anfangsfeld durch Gemeinschaftstaste verbunden. Hier fehlt beim Endfeld die Rückblockungssperre, und unter dem Anfangsfeld ist lediglich die spät auslösende mechanische Tastensperre mit Signalverschluß (⊕) angebracht.

γ) Die *spät auslösende mechanische Tastensperre ohne Signalverschluß* unter dem Endfeld eines Befehls- und eines Wärterstellwerks eines Bahnhofes (⊕) (*Endsperre*). Sie gestattet das Endfeld zu blocken, wenn der Signalhebel vollständig um- und wieder zurückgelegt ist, und verhindert das Blocken, solange das Signal auf Fahrt steht. Das Signal ist also auch ziehbar, wenn noch nicht vorgeblockt ist.

3. Damit von der gegebenen Erlaubnis, ein Einfahr- oder Ausfahrtsignal zu ziehen, nur *einmal* Gebrauch gemacht werden kann, befindet sich im Bahnhofsblock des Wärterstellwerks, durch Gemeinschaftstaste mit dem Befehlsempfangsfeld verbunden, das *Wiederholungssperrfeld für den Rückgabezwang* (X). Letzteres wirkt auf den Signalhebel und sperrt ihn, wenn er auf Halt gelegt wird. Aufgelöst wird es durch Blocken des Befehlsempfangsfeldes. Der Rückgabezwang für den Befehlsempfang der Einfahrten ist an Stelle des bisher gebräuchlichen Signalverschlußfeldes getreten, das denselben Zweck erst beim Rückblocken des Endfeldes erfüllt, mit dem es durch Gemeinschaftstaste verbunden ist.

Bei Zustimmungsempfangsfeldern wird ein Rückgabebzwang durch die gleichen Einrichtungen erreicht wie bei den Befehlsempfangsfeldern.

2. Der eingleisige Streckenblock.

Beim eingleisigen Streckenblock werden Zugfahrten außer vor dem Auffahren durch Züge gleicher Richtung auch noch vor Gegenfahrten geschützt. Hier entspricht die Sicherung gegen Auffahren durch Züge gleicher Richtung dem zwei gleisigen Streckenblock mit seinem Anfangs- und Endfeld. Die Sicherung vor Gegenfahrten wird durch Hinzufügen eines Erlaubnisfeldes bei dem *dreifelderigen Streckenblock* (Form C) und durch Hinzufügen des Erlaubnisabgabe-, Erlaubnisempfangsfeldes und der Rückgabesperre beim *fünffelderigen Block* (Form A) erreicht.

a) **Dreifelderblock Form C.** [GRADL: Z. Das Stellwerk 30 (1935) S. 85.] Im Regelbetrieb (Abb. 54b) ist das Erlaubnisfeld der einen Blockendstelle ge-

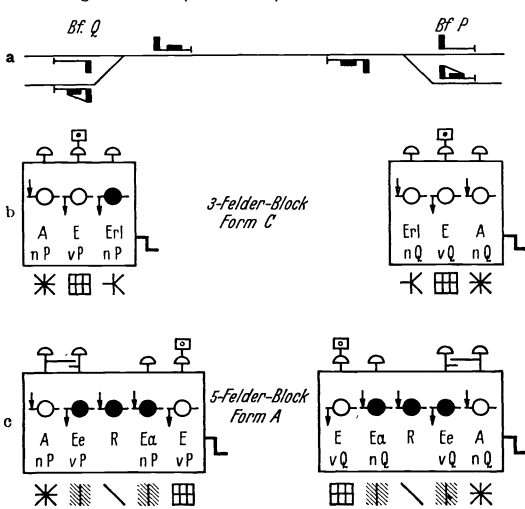


Abb. 54a—c. Signale und Blockfelder einer eingleisigen Strecke zwischen zwei Bahnhöfen. b (Form C). c (Form A).

blockt, das der anderen entblockt. Hier sind die Ausfahrtsignale für die Fahrtstellung frei, während die Ausfahrtsignale der anderen Blockendstelle durch das geblockte Erlaubnisfeld in Haltlage verschlossen sind. Es kann also ein Zug von P nach Q (Abb. 54a) abgelassen werden. Durch Blocken des Anfangsfeldes wird das Ausfahrtsignal in P in Haltlage verschlossen. Die Bedienung des entblockten Erlaubnisfeldes in P ist nicht mehr möglich, sobald das Ausfahrtsignal gezogen ist. Es kann also die Erlaubnis zu einer Gegenfahrt dann erst gegeben werden, wenn die erste Fahrt vollständig beendet ist, d. h. wenn das Ausfahrtsignal wieder auf Halt gelegt ist und von Q aus das Anfangsfeld in P wieder entblockt ist. Bei sog. „spitzen Kreuzungen“ ist also das Bedienen des Erlaubnisfeldes vor Ankniff des Gegenzuges nicht möglich. Der Widerruf einer abgegebenen Erlaubnis ist jedoch ohne weiteres möglich.

b) Fünffelderblock Form A (Abb. 54c). Die Erlaubnisabgabe- (Ea) und Erlaubnisempfangsfelder (Ee) entsprechen den Zustimmungsfeldern der Bahnhofsblockung. Das Erlaubnisempfangsfeld ist durch Gemeinschaftstaste mit dem Anfangsfeld verbunden. Die *Rückgabesperre* (↖) hat keine Blocktaste, die Riegelstange ihres Blockfeldes wird durch den Signalhebel bewegt. In Grundstellung sind durch die geblockten Ee-Felder alle auf die Strecke weisenden Ausfahrtsignale verschlossen (*Signalverschluß allein* ▨). Bevor in Q ein Zug ausfährt wird dieser Verschluß von der Nachbarstelle durch Bedienen des Ea-Feldes in P und Entblocken des Ee-Feldes in Q aufgehoben. Infolge Blockens des Ea-Feldes werden alle auf die Strecke weisenden Ausfahrtsignale der eigenen Betriebsstelle durch diesen zweiten Signalverschluß in Haltlage festgelegt, bis nach beendeter Zugfahrt das Endfeld bedient oder die Erlaubnis unbenutzt zurückgegeben ist. Es kann also kein Signal für einen Gegenzug auf Fahrt gestellt werden. Ist der Zug ausgefahren und der Ausfahrtsignalhebel zurückgelegt, so wird durch

Blocken des Anfangsfeldes das *Ea*-Feld bedienbar. Es kann also sofort für einen Gegenzug geblockt werden, so daß bei dem Fünffelderblock eine „spitze Kreuzung“ möglich ist. Damit diese Gegenfahrt nicht zu früh stattfindet, liegen alle Ausfahr-signale des Ankunftsbahnhofes fest, bis die Einfahrt des Zuges vollständig beendet und das Endfeld bedient ist. Soll eine schon erlaubte Ausfahrt nicht stattfinden, so kann die Erlaubnis durch Blocken des *Ee*-Feldes zurückgegeben werden (Wider-ruf), wenn nicht etwa für diese Ausfahrt schon das Ausfahr-signal gezogen war. Denn in diesem Falle verhindert die Rückgabesperre, die beim Ziehen des Ausfahr-signals die Blockleitung zwischen *Ee*-Feld in *Q* und *Ea*-Feld in *P* unterbricht, daß die Erlaubnis zurückgegeben werden kann. Das *Ee*-Feld, das gewöhnlich gleichzeitig mit dem Anfangsfeld geblockt wird (Gemeinschaftstaste), kann in diesem Falle, wenn die Erlaubnis zurückgefordert wird, auch allein bedient werden.

3. Verschußtafel.

In Abb. 55 sind in einer *Verschußtafel* die Sicherungseinrichtungen einer Bahnhofshälfte dargestellt.

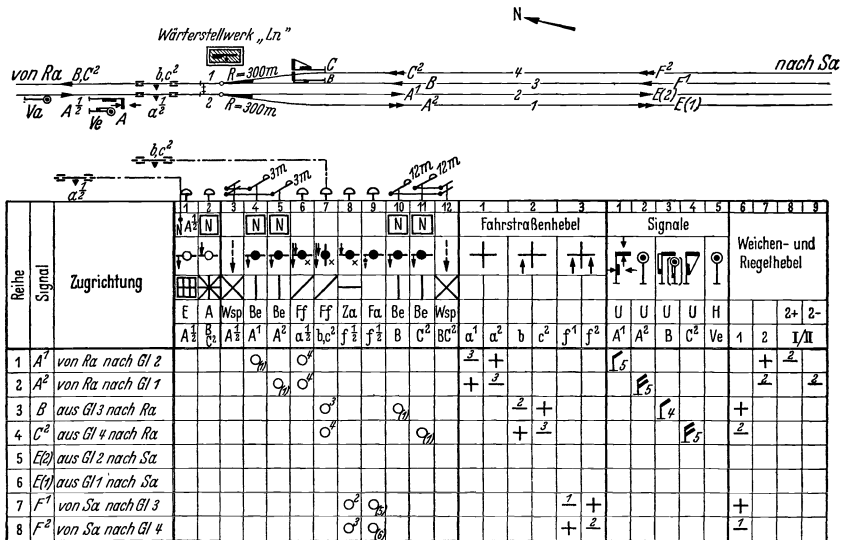


Abb. 55. Lageplan und Verschußtafel für ein abhängiges Stellwerk.

F. Der selbsttätige Streckenblock¹.

Beim selbsttätigen Streckenblock bewirkt der Zug die Signalstellung, d. h. nach Einfahrt des Zuges in eine Blockstrecke fällt das Signal selbsttätig auf Halt; es geht selbsttätig wieder auf Fahrt, wenn der Zug mit allen seinen Achsen die Blockstrecke geräumt und sich am nächsten Signal durch Aufhaltlegen desselben vorschriftsmäßig gedeckt hat. Die Hilfsmittel des selbsttätigen Streckenblocks sind Gleisstromkreise (Linien-system).

Die Wirkungsweise des selbsttätigen Streckenblocks mit Gleisstromkreisen geht aus Abb. 56 hervor, die den Aufbau bei elektrischem Bahnbetrieb für 800 Volt Gleichstrom zeigt. Hierbei wird als *Blockstrom* Wechselstrom verwendet. An den Trennstößen der Blockstrecke sind Drosselstöße eingebaut, die für den Triebström (Gleichstrom) einen ganz kleinen Widerstand bilden, während sie für den

¹ ARNDT: Z. Das Stellwerk 26 (1931) S. 169, 27 (1932) S. 13, 31 (1936) S. 25.

Blockstrom (Wechselstrom) einen sehr großen Widerstand darstellen (Drosselung des Blockstroms). Die Führung der Triebströme aus der Fahrtschiene über die Wagenmotoren ist in Abb 56 durch Doppelpfeile, die der Blockströme (Gleisstromkreise) durch einfache Pfeile gekennzeichnet.

Die Blockrelais R_1 , R_2 usw. der einzelnen Gleisstromkreise G_0 , G_1 und G_2 werden über die Schienen aus den entsprechenden Transformatoren T_0 , T_1 usw. gespeist, so daß die Blockrelais bei freiem Gleis angezogen sind und das Signal (in Abb. 56 ein sog. Relaisignal) in die Fahrtstellung steuern (grüne Blende).

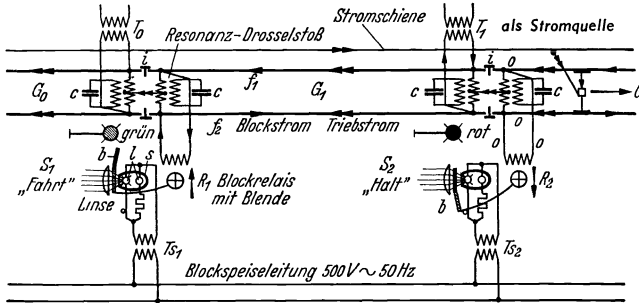


Abb. 56. Bedingter selbsttätiger Streckenblock, Liniensystem.
(Wechselstromblock mit Relaisignalen und Resonanz-Drosselstößen.)

Wird das Gleis besetzt (in Abb. 56, Abschnitt G_2), so fällt das zugehörige Relais R_2 infolge des durch die Achsen verursachten Kurzschlusses ab und steuert das Signal in die Haltstellung (rote Blende). Das Blockrelais zieht erst wieder an, wenn der Zug mit der letzten Achse den Blockabschnitt geräumt hat. Bei Gleisstromkreisen verursacht der Ausfall des Blockspeisestromes die sofortige Haltestellung des Signals. Die in Abb. 56 gezeigte einfachste Form wird im allgemeinen ergänzt durch die sog. *Blockabhängigkeit* zwischen den einzelnen Signalen. Wie beim Handblock darf ein Signal erst dann wieder in Fahrt gehen, wenn der Zug nach Räumen der Blockstrecke durch Aufhatlegen des nächsten Signals und der gewöhnlich vorhandenen Fahrsperrung gedeckt ist. Diese Abhängigkeit wird meist mit Hilfe besonderer Blockleitungen hergestellt. Neuerdings wird bei der Berliner Nord-Süd-S-Bahn die Blockabhängigkeit ohne besondere Blockleitungen durch eine von den Vereinigten Signalwerken (VES) angewandte Schaltung dadurch erreicht, daß einem Blockabschnitt je nach der Signalstellung des vorausliegenden Signals verschiedene Stromarten in einer bestimmten Reihenfolge (Haltstellung — Fahrtstellung — Haltstellung) zugeführt werden.

G. Induktive Zugbeeinflussung¹.

Auf den Schnellzugstrecken der Deutschen Reichsbahn werden Zugbeeinflussungseinrichtungen eingebaut, und zwar vorwiegend nach dem elektromagnetischen (induktiven) System.

Der Übertragungsvorgang spielt sich bei der induktiven Zugbeeinflussung zwischen 2 Schwingkreisen ab (Abb. 57). Der eine — an einen Wechselstromerzeuger (Turbogenerator) angeschlossene — befindet sich auf dem Fahrzeug (Fahrzeugstromkreis), der andere ohne Stromquelle ist am Gleis angeordnet (Gleismagnetkreis). In dem Fahrzeugstromkreis liegt außer dem Wechselstromerzeuger, der die erforderlichen verschiedenen Frequenzen liefert, der Fahrzeugmagnet und ein Impulsrelais für jede Frequenz. Es gibt also so viele Wechselstromkreise auf dem Fahrzeug, wie Frequenzen verwendet werden. Alle Frequenzen sind im Fahrzeugmagneten zusammen enthalten. Der Gleismagnetkreis

¹ KRAUSKOPF: Z. Das Stellwerk 29 (1934) S. 45; 31 (1936) S. 85.

besteht lediglich aus einer Spule mit geblätternem Eisenkern und einem Kondensator und ist auf eine bestimmte Frequenz abgestimmt. Er wird durch den Flügelstromschließer bei Fahrstellung des Signals kurz geschlossen und kann dann auf den Fahrzeugmagneten keine Wirkung ausüben. Ist der Flügelstromschließer geöffnet, das Signal also in Haltstellung, so wird im Augenblick, wo die beiden Magnete aneinander vorbeigleiten, durch den Fahrzeugmagneten im Gleisstromkreis ein Wechselstrom von der Frequenz des Gleismagnets induziert. Hierdurch wird der Fahrzeugstromkreis der zugehörigen Frequenz geschwächt, das zugehörige Impulsrelais fällt ab und löst in der Auswertungseinrichtung die gewünschte Wirkung aus (z. B. Zwangsbremmung, Erörten einer Hupe, Aufleuchten einer Lampe od. dgl.).

Die zur Zeit bei der Deutschen Reichsbahn eingebauten Einrichtungen haben 3 Frequenzen, und zwar 500, 1000 und 2000 Hz. Die Frequenz 500 bewirkt die unbedingte Fahrsperrung am Hauptsignal und wird ferner dazu benutzt, um einen Zug zum Halten zu bringen, wenn an einem Überweg die Schranken nicht geschlossen sind. Die Frequenz 1000 dient zur Überprüfung der Wachsamkeit des Lokführers am Vorsignal und vor Langsamfahrstellen. Innerhalb einer bestimmten Zeit nach der Einwirkung des Gleismagneten von 1000 Hz muß der Lokführer eine sog. Wachsamkeitstaste drücken. Tut er dies nicht, so wird der Zug zwangsgebremst. Durch die Frequenz 2000 Hz wird eine punktförmige Geschwindigkeitsüberwachung zwischen Vor- und Hauptsignal und an sonstigen besonderen Stellen des Gleises erreicht. Mit der Frequenz 1000 ist außer dem Zwang zur Wachsamkeit noch eine zusätzliche Geschwindigkeitsüberwachung verbunden. Ermäßigt nämlich der Fahrzeugführer nach Bedienen der Wachsamkeitstaste die Fahrgeschwindigkeit des Zuges nicht genügend, so wird der Zug trotzdem abgebremst.

Zur Zeit werden Einrichtungen erprobt, bei denen die Überwachung der Fahrgeschwindigkeit in 2 Punkten durch eine fortlaufende Geschwindigkeitsüberwachung zwischen Vor- und Hauptsignal ersetzt ist. Sie arbeiten mit 5 Frequenzen in einem Fahrzeugmagneten, und zwar mit 500, 1000, 2000, 4000 und 8000 Hz.

Schrifttum über Eisenbahn-Sicherungseinrichtungen.

CAUER, W.: Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe. Berlin 1922. — Stellwerks- und Blockanlagen, Heft 1—3, Lehrstoffhefte der Dtsch. Reichsbahn. Verkehrswissenschaftl. Lehrmittelges. Berlin 1936.

HENTZEN: Erläuterungen zu den Einheitszeichnungen für Stellwerksteile. Berlin 1927. — „Das Stellwerk“, Z. ges. Eisenbahn-Sicherungswes. Berlin.

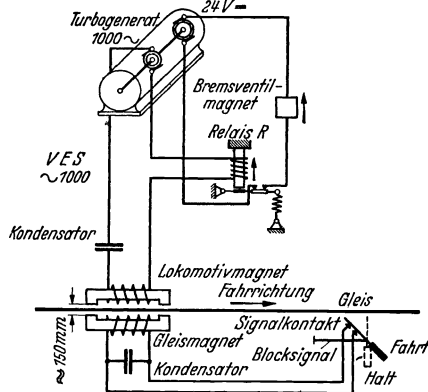


Abb. 57. Prinzipschaltung der selbsttätigen induktiven Zugbeeinflussung für 1 Frequenz (1000 Hz).

IV. Eisenbahn-Fernmeldeanlagen.

A. Telegraphenanlagen.

1. Telegraphen-Betriebsarten.

Die Eisenbahn-Telegraphenanlagen werden ihrer Benutzung nach unterschieden in: Zugmeldetelegraphenanlagen, Bezirkstelegraphenanlagen, Ferntelegraphenanlagen. Für Zugmelde- und Bezirkstelegraphie ist der Morsebetrieb, für Ferntelegraphenanlagen der Fernschreiberbetrieb üblich.

Zugmelde-Telegraphenanlagen dienen den telegraphischen Meldungen zur Sicherung des Zugverkehrs zwischen benachbarten Zugmeldestellen und den dazwischenliegenden Zugfolgestellen.

Bezirkstelegraphenanlagen dienen dem Zugnachrichtendienst und dem allgemeinen Telegraphenverkehr. Sie verbinden zwei Hauptverkehrspunkte. Die dazwischenliegenden Bahnhöfe sind meist in die Bezirksleitung eingeschaltet.

2. Schaltung für Bezirksleitungen.

Mit Rücksicht auf die Hintereinanderschaltung mehrerer Apparate in Zugmelde- und Bezirksanlagen ist die Regelbetriebsform bei der Eisenbahn der Ruhestrombetrieb. Der Ruhestrom durchfließt die Leitung, solange nicht telegraphiert wird. Er kann von jedem eingeschalteten Apparat aus zum Zwecke der Zeichengebung unterbrochen werden. Der Ruhestrom wird Linienbatterien entnommen, die bei kurzen Leitungen an den beiden Enden aufgestellt, bei langen Leitungen verteilt sind.

An den Enden der Leitung sind die Linienbatterien geerdet. Der Linienstrom wirkt in den eingeschalteten Apparaten nicht unmittelbar auf die Schreibwerke

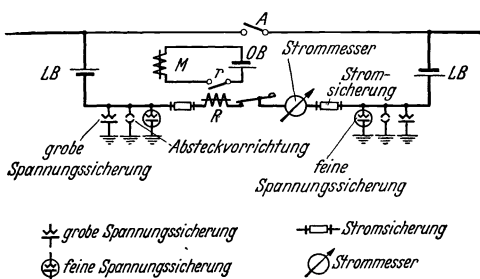


Abb. 58. Grundschiung eines Morseapparates.

(sonst würde, um an allen Apparaten gleichzeitig die Schreibanker anzuziehen, ein stärkerer Leitungsquerschnitt und eine größere Batterieanlage nötig sein), sondern er wird nur über die Taster und Relais geleitet. Die Relais fallen bei Unterbrechung des Linienstromes ab und steuern Ortsstromkreise, die Ortsbatterien am Standort der Apparate entnommen werden.

Grundschiung(Abb.58).

Linienstromkreis. Ankommende Leitung — Linienbatterie — grobe Spannungssicherung — Absteckvorrichtung — feine Spannungssicherung — Stromsicherung — Linienrelais *R* — Kontaktschiene des Tasters — Tasterhebel — Strommesser — Sicherung und Absteckvorrichtung der Gegenseite — Linienbatterie — abgehende Leitung.

Parallel zur Außenleitung liegt der Ausschalter *A*, an dem der Linienstromkreis zum Zwecke der unterbrechungslosen Auswechslung der Linienbatterie kurzgeschlossen werden kann. Der Ausschalter dient zur Eingrenzung von Störungen. Beim Telegraphieren wird die Leitung kurz unterbrochen (Punkt) oder etwas länger unterbrochen (Strich). Dabei fällt Anker *r* des Relais *R* ab und schließt den Ortsstromkreis.

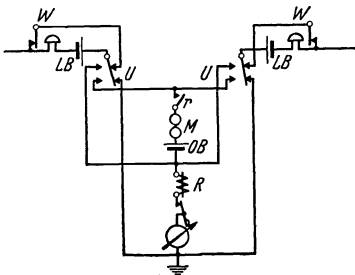


Abb. 59. Grundschiung eines Zugmeldeapparates für 2 Richtungen.

3. Schaltung für Zugmeldeleitungen.

Der Zugmeldeapparat einer Zugfolgestelle wird oft so geschaltet (Abb. 59), daß auf ihm nach Bedarf in der einen oder anderen Richtung gearbeitet werden kann. Die nicht auf Apparat liegende Leitung liegt dann über einen Umschalter *U* auf Wecker (Apparatersparnis).

4. Der Morseapparat.

Die Gesamtanordnung des Morseapparates zeigt Abb. 60. Das Schreibwerk besteht aus dem Elektromagneten mit einem ungleicharmigen Hebel als Schreibanker. Am langen Ende des Hebels sitzt das Schreibrädchen, das in den Farbkasten eintaucht und entsprechend den Bewegungen des Ankers auf einem (nicht dargestellten) Papierstreifen die Morseschriftzeichen erzeugt. Der Papierstreifen wird durch ein mechanisch aufziehbares Räderwerk gleichmäßig vorwärtsgetrieben. Die eingeschalteten Stationen werden durch Anschlagen des Schreibankers auf den Polschuh des Elektromagneten im Rhythmus der Morsezeichen gerufen.

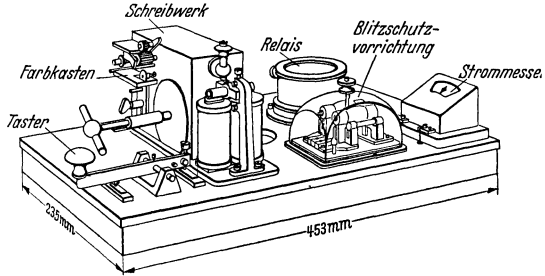


Abb. 60. Morseapparat.

5. Ferntelegraphenbetrieb.

Für den Verkehr auf weite Entfernungen, z. B. der Reichsbahndirektionen untereinander werden Fernschreiber benutzt. Im Gegensatz zum Morseapparat liefert der Fernschreiber Schrift in Typendruck. Seine Telegraphiergeschwindigkeit ist bedeutend höher als die des Morseapparates.

6. Der Hughesapparat.

Der Hughesapparat wird mit Arbeitsstrom betrieben. Man kann ihn nur zwischen zwei Endstellen benutzen, nicht wie den Morseapparat mit eingeschalteten Zwischenstellen. Der Apparat ist gleichzeitig Geber und Empfänger. Die Typen sitzen auf dem Rande eines verschiebbaren Typenrades. Die Tastatur ähnelt der Klaviertastatur. Jeder Buchstabe hat seine Taste, mit der nach Verschiebung auch eine Ziffer oder ein Interpunktionszeichen gegeben werden kann. Für die Verschiebung und Rückschiebung dient je eine besondere Taste. Der Stromschließer ist ein rotierender Schlitten und wird von einem Motor angetrieben. Ein Fliehkraftregler regelt die Umlaufgeschwindigkeit des Motors. Bei jedem Tastendruck wird ein Stromstoß über den polarisierten Elektromagneten der Empfangsstelle und zur Kontrollschrift auch über den des Gebers gesandt. Dadurch fallen die im Ruhezustand angezogenen Anker auf beiden Stellen ab und lösen die Druckachse aus, die nun die Type abdruckt. Die Typenräder beider Apparate müssen deshalb vor Abgabe des Telegramms in übereinstimmende Stellung gebracht werden. Nach Übertragung eines jeden Buchstabens oder Zeichens wird das Typenrad des sendenden und das des empfangenden Apparates gleichzeitig in der Grundstellung angehalten. Leistung 90—125 Buchstaben in der Minute. (Näheres: Lehrstoffheft der Dtsch. Reichsbahn I 9, II. Teil 1, „Fernmeldeanlagen“.)

7. Schnellschreiber.

Neuerdings wird für wichtige und besonders stark belastete Fernleitungen auch der Morkrum-Kleinschmidt- oder der Siemens-Schnellschreiber verwendet. Beides sind Maschinentelegraphen mit Schreibmaschinentastatur, die im Gegensatz zu dem Hughesapparat ohne besondere Ausbildung bedient werden können. Die Zeichen werden auf mechanischem Wege (bei Morkrum-Kleinschmidt) oder auf elektrischem Wege (bei Siemens) in eine Kombination von 5 positiven und negativen Stromimpulsen umgesetzt. Mit Anlauf- und Schlußimpuls sind also für jedes Zeichen 7 polarisierte Stromimpulse zu übertragen, was aber so rasch

vor sich geht, daß die Telegraphiergeschwindigkeit etwa die doppelte des Hughesapparates ist. (Näheres siehe Goerssch: Taschenbuch für Fernmeldetechniker. Berlin 1928.)

B. Fernsprechanlagen.

1. Einteilung der Eisenbahnfernsprechanlagen nach ihrem Zweck.

a) **Bahnhofsfernsprechanlagen** verbinden lediglich die Betriebsstellen eines Bahnhofs untereinander, und enden meist auf Klappen- oder Stöpselanrufschranken (s. S. 666).

b) **Streckenfernsprechanlagen** verbinden in Hintereinanderschaltung alle Betriebsstellen und Wärterposten zweier benachbarter Zugfolgestellen. Jede Sprechstelle hat ihr aus Strichen und Punkten zusammengesetztes Anrufzeichen.

c) **Bezirksfernsprechanlagen** laufen von Knotenpunkt zu Knotenpunkt mit Hintereinanderschaltung aller Bahnhöfe und wichtigen Stellwerke der Strecke. Anruf ebenfalls mit Rufzeichen oder neuerdings durch Wählereinrichtung derart, daß bei Wahl einer zweistelligen Ziffer der Anruf nur auf einer bestimmten Stelle ankommt, ohne daß die anderen eingeschalteten Stellen durch ein für sie nicht gültiges Rufzeichen belästigt werden. Bei Generalanruf können alle Stellen gleichzeitig angerufen werden. Möglichkeit des Anschlusses an das Geschäftsfernsprechnet über Klappenschrank oder an Bahnselfstanschlußanlagen (Basa, s. unten) durch Relaisübertrager.

Sonderfall: *Unterwerksfernsprechanlagen*, in die lediglich das Kraftwerk und die Unterwerke elektrisierter Strecken eingeschaltet sind. (Nur für Gespräche in Stromversorgungsangelegenheiten.)

d) **Zugleitungsfernsprechanlagen** für Gespräche zwischen einer Kommandostelle, die den Zuglauf überwacht, und besonders wichtigen Fahrdienstleitungen oder Außenstellen (Dispatchinganlage). Vereinfachter Anruf der Außenstellen von der Kommandostelle her durch Tastendruck am Anruffult; Anruf der Kommandostelle von außen her durch Abheben des Mikrotelephons und mündlichen Zuruf, der in der Kommandostelle auf Lautsprecher ankommt.

e) **Geschäftsfernsprechanlagen**. Für die Dienstgespräche der Verwaltungsstellen und der äußeren Dienststellen untereinander über Vermittlungsschranke; entweder handbediente Vermittlungsstellen oder neuerdings fast durchweg Bahnselfstanschlußämter (Basa). Die Basa sind halbselfsttätige Vermittlungsämter, d. h. der abgehende Verkehr ist vollautomatisch, der auf Fernleitungen oder Postleitungen ankommende Verkehr muß aber von der Bedienung dem gewünschten Teilnehmer zugeleitet werden. Zwischen den Reichsbahndirektionen ist neuerdings vollautomatischer Durchwahlverkehr eingerichtet worden, auch schon zum Teil zwischen den Reichsbahndirektionen, Ämtern und Dienststellen.

2. Grundlegende Schaltungen der Sprech- und Hörkreise.

Das einfachste Telephon besteht aus zwei durch eine Doppelleitung verbundenen Elektromagneten mit vorgelagerten Membranen. Das Kraftfeld des besprochenen Elektromagneten wird durch die Luftschwingungen abwechselnd verstärkt und geschwächt. Nach dem Gesetz der Magnetinduktion entstehen dadurch Induktionsströme, die die Membran des empfangenden Elektromagneten im Rhythmus der Luftschwingungen anziehen und abstoßen. So wird der besprochene Elektromagnet zum Sender, der auf der anderen Seite der Leitung zum Empfänger.

Die Energiemengen, die ein solches Telephon erzeugt, sind aber wegen der Verluste bei der Übertragung der Luftschwingungen auf die Membran und durch deren Umsetzung in Induktionsströme äußerst gering. Um die Lautstärke zu erhöhen, bekommt jede Sprechstelle eine eigene Ortsbatterie (OB), die über ein hochempfindliches Zwischenglied (Mikrophon) und einen Transformator (Induktionsspule) beim Sprechen kurz geschlossen wird (Abb. 61). Das Mikrophon besteht aus Kohlestückchen, deren Widerstand sich beim Sprechen durch die Schwingungen der Membran im Rhythmus der Luftschwingungen dauernd erhöht und schwächt. Dadurch entstehen kräftige Schwankungen im Mikrophon-

stromkreis und gleichzeitig in den Induktionsspulen Wechselströme. Da die primäre Seite p der Induktionsspule niedrigohmig und die sekundäre Seite s hochohmig ist, werden die Induktionsströme hochtransformiert, und können so den Widerstand der Leitung leicht überwinden und über s der hörenden Stelle mit der erforderlichen Stärke auf deren Fernsprecher wirken.

Telephon und Mikrophon werden in den handelsüblichen Fernsprechapparaten zum Mikrotelephon zusammengebaut. Damit der Ortsstromkreis nicht dauernd fließt, wird er erst beim Abheben des Mikrotelephons vom Haken (bei Wandapparaten) oder von der Gabel (bei Tischapparaten) durch den Hakenumschalter HU geschlossen.

Abb. 62 zeigt die Einheitsschaltung der Reichsbahn für OB-Fernsprecher. Der Induktor dient zur Erzeugung des Rufstroms. Er ist im Ruhezustand über seinen Wechselkontakt kurz geschlossen.

Beim Drehen der Kurbel schaltet sich dieser Kontakt um, legt den Induktor unmittelbar an die a - und b -Klemmen des Fernsprechers und schließt gleichzeitig die Sprechgarnitur kurz, damit der abgehende Rufstrom nicht durch den eigenen Hörer geht. Im Sprechkreis liegt ein Kondensator c , der bei abgehobenem Mikrotelephon auch dem ankommenden Rufstrom den Weg über den Fernhörer sperrt. Der Sprechstrom wird durch c

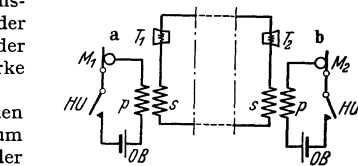


Abb. 61. Ortsbatterie (OB)-Schaltung.

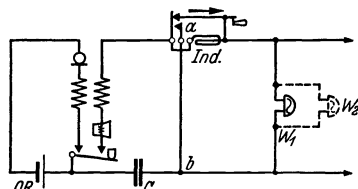


Abb. 62. Schaltung des Einheitsfernsprechers der Reichsbahn für OB-Schaltung.

nicht nennenswert geschwächt, denn der Widerstand eines Kondensators ist für niederfrequenten Strom (Rufstrom) groß, für hochfrequenten Strom (Sprechstrom) aber sehr gering. Als zweiter Wecker kann W_2 (punktiert) zugeschaltet werden.

Bei der Zentralbatterie (ZB)-Schaltung (Abb. 63) fallen die OB der einzelnen Sprechstellen fort. Die Mikrophone aller Sprechstellen werden dafür aus einer

zentralen Batterie (12, 24 oder 30 Volt) über Drosselspulen Dr gespeist, die für Gleichstrom nur einen geringen Widerstand, für die dem Gleichstrom überlagerten Sprechwechselströme aber einen sehr großen Widerstand haben. Angerufen wird lediglich von der Zentralstelle aus, die hierzu

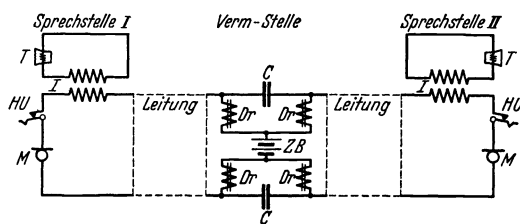


Abb. 63. ZB-Speisung.

mit einem (nicht dargestellten) Umschalter die Speisebrücke abschaltet und eine Rufstromquelle (Handinduktor oder Rufmaschine) an die Leitung legt. Der Rufstrom fließt über Leitung und Kondensator zum Wecker des gewünschten Teilnehmers. Die induzierten Sprechwechselströme werden durch die Kondensatoren c nicht behindert.

3. Handbediente Vermittlungseinrichtungen.

Beim Handbetrieb muß jeder Teilnehmer die Vermittlungsstelle rufen können. Zu diesem Zweck erhält seine Anschlußleitung in der Vermittlungsstelle ein Anrufzeichen. Nach der Art des verwandten Anrufzeichens unterscheidet man *Klappenschränke* und *Glühlampenschränke*.

Die Bedienung des Vermittlungsschranks ruft den gewünschten Teilnehmer und stellt die Verbindung zwischen den Leitungen der anrufenden und der gewünschten Sprechstelle her. Hierzu werden bei kleineren Vermittlungsschränken Klinken oder Stöpsel, bei größeren Schalter und Stöpselschnüre verwandt. Ob noch gesprochen wird, zeigen bei kleineren Vermittlungsschränken die Anrufklappen selbst an, bei größeren dienen hierzu besondere Schlußklappen oder selbsttätige Schlußlampen, die über die Verbindungsschnüre gespeist werden. Alle diese Einrichtungen benötigen zahlreiche Hilfsstromkreise mit mannigfachen Zusatzapparaten, wie Relais, Widerstände, Drosselspulen und Überträger.

Abb. 64 zeigt die Schaltung eines kleinen Klappenschranks mit Schnüren. Die Teilnehmerleitungen enden auf dreiteiligen Unterbrechungsklinken (Kl 1,

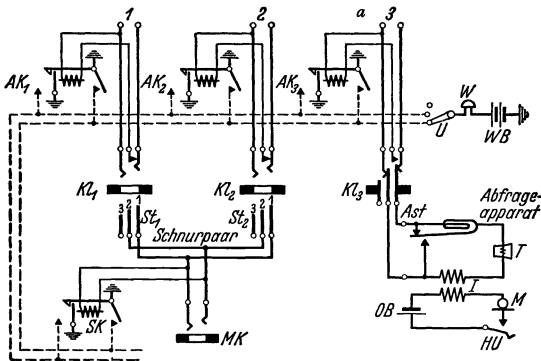


Abb. 64. Schaltung eines Klappenschranks.

anschluß 3 steht über Kl 3 und Ast mit dem Abfrageapparat in Verbindung. Nach dem Abfragen wird Ast in die Klinke des gewünschten Teilnehmers gesteckt, z. B. Kl 2 und der Teilnehmer mit dem Induktor gerufen. Die Verbindung wird dann durch Einführung des Schnurpaar-Stöpsels St 1 in Kl 1 und St 2 in Kl 2 hergestellt, wobei wieder beide Anrufklappen einpolig abgeschaltet werden. Weckt nach Beendigung des Gesprächs ein Teilnehmer ab, dann fällt Schlußklappe SK und legt Erde an die Weckerbatterie WB. MK ist die Mithörklinke für den Vermittlungsschrank.

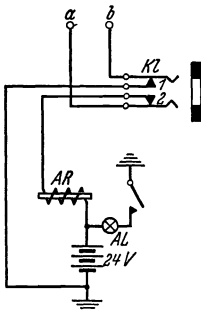


Abb. 65. Glühlampenruf über Anlaufrelais.

Die Drosselspulen im Schnurpaar (SR 1, SR 2) dienen gleichzeitig als Schlußzeichenrelais. Ihre Anker sind angezogen und ihre Kontakte k sind geöffnet, solange die Hörer beider Teilnehmer abgenommen sind (Abb. 66). Jedem Stöpselpaar (Ast, Vst) sind zwei Schlußlampen (Sl 1 und Sl 2) zugeordnet, die einer-

Kl 2, Kl 3). Der Klinkenkörper 3 ist nicht angeschlossen. Die

Klappenwicklungen sind einerseits fest mit den a -Leitungen, andererseits über die Unterbrechungskontakte der Klinken Kl mit den b -Leitungen verbunden. Fällt die Anrufklappe eines rufenden Teilnehmers z. B. AK 3, dann führt die Bedienung den Abfragestöpsel Ast in Kl 3 und schaltet hierbei bei AK 3 von der b -Leitung ab. Der An-

4. Glühlampenschränke.

Grundsätzlich unterscheidet man bei der Glühlampenschaltung zwei Arten von ZB-Speisung der Mikrophone:

a) **Westerschaltung** (Abb. 66). In den Verbindungsschnurpaaren liegen Drosselspulen (SR 1 und SR 2), über die Mikrophone der verbundenen Teilnehmer gespeist werden (Schnurpaarspeisung). Das Anlaufrelais AR wird nach Herstellung der Verbindung vom Teilnehmer abgeschaltet (Abb. 65). Sobald der anrufende Teilnehmer den Hörer abhebt, wird AR erregt und seine Anruflampe leuchtet auf. Steckt die Bedienung in Kl den Anrufstöpsel, dann wird AR an 1 und 2 von der Anschlußleitung getrennt; sein Anker fällt ab und schaltet Al wieder aus.

seits mit den k -Kontakten, andererseits mit dem Pluspol der Batterie verbunden sind. Sobald der anrufende Teilnehmer wieder auflegt, wird SR 1 stromlos,

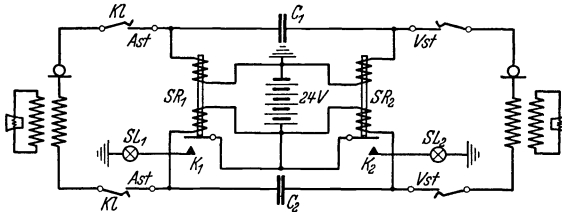


Abb. 66. Schnurpaarspeisung.

läßt seinen Anker fallen, k schließt und SL 1 leuchtet auf; ebenso SL 2, wenn der angerufene Teilnehmer auflegt. Die Sprechströme werden infolge der Drosselwirkung von SR 1 und SR 2 nicht über die Batterie kurzgeschlossen, sondern fließen über die Kondensatoren C_1 und C_2 zum anderen Teilnehmer. C_1 und C_2 sind für die hochfrequenten Sprechströme fast widerstandslos.

b) **Ericson-Schaltung.** Das Anrufrelais bleibt nach Herstellung der Verbindung als Speisebrücke für die Teilnehmermikrophone in der Leitung (Abb. 67). Nimmt ein Teilnehmer seinen Hörer ab, so wird Anrufrelais AR über seine beiden Wicklungen erregt, Kontakt 2 öffnet sich und schaltet die Klinkenbuchse von der Batterie ab, Kontakt 1 schließt sich und schaltet die Anruflampe AL ein. Beim Abfragen mit dem Abfragestöpsel Ast wird AL durch Klinkenkontakt 3 wieder abgeschaltet.

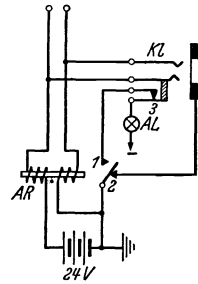


Abb. 67. Anrufrelais als Speisebrücke.

5. Die Selbstanschluß- (Wähler-) Technik.

Bei den Wähleranlagen stellt sich der Teilnehmer ohne Mitwirkung einer Bedienung Gesprächsverbindungen selbst her, indem er nach Abheben des Hörers mit der Nummernscheibe Wähler in der Vermittlungsstelle steuert. Beim Aufziehen der Nummernscheibe wird eine Feder gespannt, die sich nach dem Loslassen wieder zurückdreht. Die Rücklaufgeschwindigkeit der Scheibe ist infolge Wirkung einer Bremse immer genau die gleiche.

Auf der Rückseite der Nummernscheibe (Abb. 68) befindet sich das Antriebrädchen 1 mit seiner Spannfeder. Das Rad greift in eine Schnecke 2 ein, deren Achse einerseits die Impulsscheibe 3 trägt, andererseits eine Bremse (Spannfeder und Bremse sind nicht dargestellt). Beim Ablaufen der Nummernscheibe schiebt sich die Impulsscheibe so oft zwischen den Stromstoßkontakt 4, wie es der gewählten Nummer entspricht. Über Kontakt 4 führt der Strom der Zentralbatterie, der demnach beim Ablaufen der Nummernscheibe in kurzen, genau gleichen Zeitabschnitten unterbrochen wird. Die Anzahl der Unterbrechungen entspricht der gewählten Ziffer. Beim Auflegen des Hörers wird die Verbindung selbsttätig getrennt.

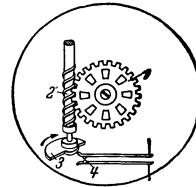


Abb. 68. Rückseite der Nummernscheibe.

Die Nummernwahl ist in Abb. 69 veranschaulicht. Wird Hakenumschalter HU beim Abheben des Fernhörers geschlossen, dann fließt Strom aus ZB über eine Wicklung des Impulsrelais I, a -Leitung, den geschlossenen Stromstoßkontakt, HU, Mikrophon M, b -Leitung und die andere Wicklung von I. Der Anker von I wird angezogen und öffnet seinen Kontakt i 1. Beim Aufziehen der Nummernscheibe wird der Sprechstromkreis des Apparats durch Kontakt k kurz geschlossen. Beim Ablaufen der Nummernscheibe fällt i 1 bei jeder Stromunterbrechung ab und

schließt dabei den Stromkreis für den Drehmagneten D. D bewegt die Arme des Wählers schrittweise vorwärts. Die Anzahl der Schritte des Drehmagneten entspricht also der gewählten Ziffer.

Der Wähler ist dreiarmig. Zwei Arme stellen die Verbindung her, der dritte Arm (Prüfarm) verhindert über ein Prüflrelais, daß sich ein anderer Wähler auf

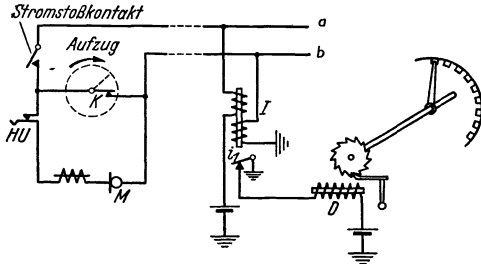


Abb. 69. Nummerwahl.
(Nummerscheibe aufgezogen.)

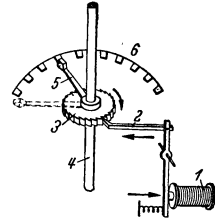


Abb. 70. Schematische Darstellung
eines Drehwählers.

eine besetzte Verbindung aufschaltet. Es sind zwei Arten von Wählern zu unterscheiden: Der *Drehwähler* (Abb. 70) bewegt sich nur in *einer* Ebene drehend und überstreicht dabei die Kontaktbahnen, bis er einen freien Anschluß findet. Es gibt 10-, 25-, 32- und 50teilige Drehwähler. Der *Hebdrehwähler* (Abb. 71) bewegt sich in senkrechter und waagrechter Richtung. Jede der dreifachen Kontaktgruppen, die von den drei Armen bestrichen werden, ist in 10 Reihen zu je 10 Kontakten, also in 100 Kontakten aufgeteilt.

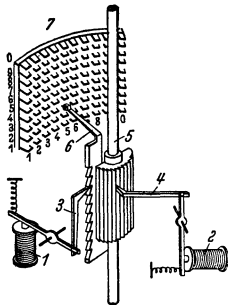


Abb. 71. Schematische Darstellung
eines Hebdrehwählers.

Im Eisenbahnbetrieb sind zwei Bauarten von Wählerämtern eingeführt, das *Anrufsucher* (AS)-System und das *Vorwähler* (VW)-System, das AS-System nur in beschränktem Umfange und fast nur für kleinere Anlagen, das VW-System für größere und größte Anlagen. Das AS-System hat nur Drehwähler. Abb. 72 zeigt sein Prinzip in vereinfachter Form. Sobald ein Teilnehmer abhebt, wird ihm ein freier Anrufsucher

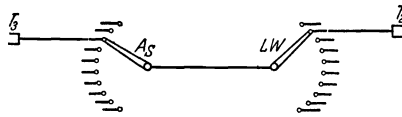


Abb. 72. Anrufsucher (AS)-System.

AS selbsttätig zugeteilt. Zieht er sodann eine Nummer ab, so stellt sich ein anderer Drehwähler (Leitungswähler LW) auf den der gewünschten Nummer entsprechenden Anschluß. Für die mehrstellige Wahl gibt es verschiedene Lösungen unter Verwendung von Drehwählern als Gruppenwählern (GW). Das VW-System verwendet beide Arten von Wählern. Jedem Teilnehmer ist ein 10teiliger Drehwähler als Vorwähler (VW) fest zugeordnet (Abb. 73). Beim Abnehmen des Hörers läuft der VW an und sucht von den ihm zugänglichen Hebdrehwählern (LW) einen freien aus, den er dem Teilnehmer zur Verfügung stellt. Handelt es sich um ein Amt von nicht mehr als 99 Teilnehmern, dann liegen an den Kontaktbänken der zunächst zugänglichen Hebdrehwähler (Leitungswähler LW) unmittelbar die Teilnehmer. Der LW wird bei Wahl der ersten Ziffer (Zehnerwahl) veranlaßt, sich in die der gewählten Ziffer entsprechende Reihe zu heben, und bei Wahl der zweiten Ziffer (Einerwahl) entsprechend

ezindrehen. Da man im allgemeinen als Höchstbelastung annimmt, daß von 100 Teilnehmern gleichzeitig höchstens 10 sprechen, so genügen für 100 Teilnehmer 10 LW (10%ige Ausnutzung).

Bei Ämtern bis zu 999 Teilnehmern kommt noch eine zweite Art ebensolcher Hebdrehwähler (Gruppenwähler GW) hinzu. Das Aufbauprinzip eines solchen

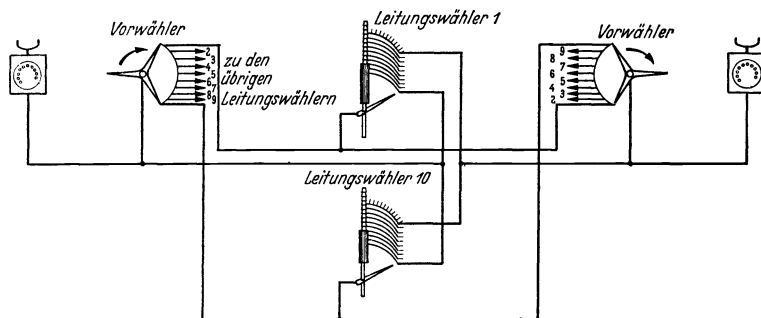


Abb. 73. Vorwähler (VW)-System.

Amtes in ganz vereinfachter Form zeigt Abb. 74. Vom VW kommt der Teilnehmer mit der ersten Ziffernwahl auf einen freien GW und hebt ihn bis zu der dem gewählten hundert entsprechenden Kontaktreihe. In dieser Reihe dreht der GW automatisch soweit ein, bis er einen freien LW findet. Beim Wählen der zweiten und dritten Ziffer hebt und dreht dann der LW bis zu dem Teilnehmer- oder Fernleitungsanschluß.

Bei Ämtern mit mehr als 1000 Teilnehmern kommt noch ein Satz GW hinzu. Bei der vierstelligen Wahl werden dann benötigt:

- die VW, beim Abheben zur Auswahl eines I. GW,
- die I. GW für die erste Ziffer und Auswahl eines II. GW,
- die II. GW für die zweite Ziffer und Auswahl eines freien LW,
- die LW für die dritte und vierte Ziffer.

Vom LW geht der Ruf automatisch unmittelbar zum Teilnehmer (als 10-Sekunden-Ruf) oder auf die Fernleitung (als Anrufzeichen an deren Vermittlungsschrank). Auf der Fernleitung kann der Teilnehmer mit dem weißen Druckknopf an seinem Apparat beliebig oft nachrufen. Führen mehrere Leitungen zu einer Vermittlungsstelle, so geht der Wähler, wenn eine Leitung besetzt ist, von selbst auf die nächste freie Leitung weiter (*automatische Weiterschaltung*).

Um der Bedienung die Zuteilung des ankommenden Post- und Fernverkehrs an die verlangten Teilnehmer zu erleichtern, werden am Bedienungsplatz Zahlengruppen eingebaut. Der Zahlengrüber besteht aus drei oder vier Reihen von Tastengruppen, je nach dem ob drei- oder vierstellige Nummern zu wählen sind. Jede Reihe enthält Tasten von 0—9. Die Bedienung des Vermittlungsschranks braucht dann für die Weiterleitung der Gespräche nicht mehr die Wählscheibe zu drehen, sondern drückt nur in den betreffenden Reihen die Tasten, die den zu wählenden Nummern entsprechen, wodurch automatisch über Relais eine entsprechende Anzahl Stromstöße in die Wähler geschickt wird.

Der anrufende Teilnehmer erhält beim Wählen durch Summerzeichen folgende Signale:

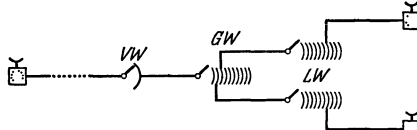


Abb. 74. Vorwähler (VW)-System mit Gruppenwählern (GW) und Leitungswählern (LW).

Das *Amtszeichen*: drei kurze Summertöne oder zwei Summertöne im Rhythmus des Morse-a, die sich in kurzen Abständen folgen.

Das *Freizeichen* oder die *Rufkontrolle*: ein längerer Summertone in Abständen von 5 oder 10 sec.

Das *Besetzzeichen*: ein ununterbrochener Ton.

Unregelmäßigkeiten an den Wählern und Störungen in den Anschlußleitungen werden den Schrankbedienern durch verschiedenfarbige Signallampen selbsttätig angezeigt. Gleichzeitig mit dem Aufleuchten der Lampen ertönt ein Wecker.

Die Einrichtungen für die Überwachung der Anlage sind zusammen mit den Maschinen für Ruf- und Signalstromerzeugung auf einem eisernen Gestell untergebracht. Von den beiden Maschinen ist die eine an das Starkstromnetz, die andere an eine 60-Volt-Batterie angeschlossen. Beim Ausbleiben des Netzstromes schaltet sich die Reservemaschine selbsttätig ein.

Schrifttum über Selbstanschlußanlagen:

Lehrstoffheft 19: Fernmeldeanlagen Bd. 1. KRUCKOW: Die Selbstanschluß- und Wähler-einrichtungen im Fernmeldebetrieb. Braunschweig 1911. — HEBEL: Selbstanschlußtechnik. München 1928. — LUBBERGER: Die Fernsprechanlagen mit Wählerbetrieb, 4. Aufl. Berlin 1930. — Die Selbstanschlußamter der Dtsch. Reichspost. Heft 16, Berlin 1924.

6. Drahtlose Fernmeldeanlagen.

Drahtlose Telegrapheneinrichtungen werden bei der Reichsbahn für den Verkehr der Haupttelegraphenstelle in Berlin, besonders für die gleichzeitige Übertragung von Meldungen an mehrere Reichsbahndirektionen (Hauptwagenmeldung u. a.), sowie auch zum Verkehr der Reichsbahndirektionen untereinander benutzt.

Drahtlose Fernsprech-Sende- und -Empfangseinrichtungen werden im Rangierbetrieb als sog. *Rangierfunkanlagen* verwandt, um Rangieraufträge des Aufsichtsbeamten vom Stellwerk unmittelbar auf die Rangierlokomotive zu übermitteln; ferner für die Bekanntgabe von Meldungen an das Publikum auf Bahnsteigen usw.

Hochfrequenztelephonie wird benutzt, um zur Ersparnis von Leitungen gleichzeitig mehrere Gespräche auf einer Fernleitung führen zu können.

Die *Eisenbahnzugtelephonie* ist eine Verbindung von drahtloser Telephonie und leitungsgerichteter Hochfrequenztelephonie, die den Telefonverkehr der Reisenden mit den Teilnehmern des öffentlichen Fernsprechnetzes während der Fahrt ermöglicht. (Zur Zeit nur auf der Strecke Berlin-Hamburg.)

C. Meldeanlagen.

1. Läuteanlagen.

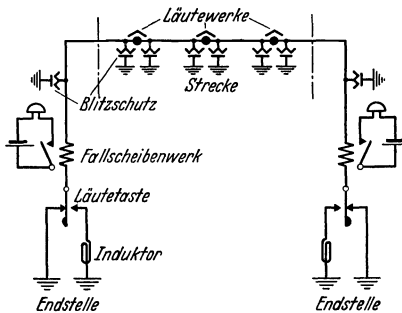


Abb. 75. Schaltung einer Läuteanlage.

Sie dienen zur Benachrichtigung der Schrankenwärter über den Zugverkehr (nach § 19 der BO.) an Hauptbahnen allgemein, an Nebenbahnen nur, wenn Züge mit mehr als 40 km/h verkehren. Eine Läuteanlage besteht aus den Läuteinduktoren mit Tasten und den Glockenbuden mit den Läutewerken. Um dem Fahrdienstleiter die Gewißheit zu geben, daß ein Auslösestrom in die Leitung gelangt ist, und um der vorliegenden Station anzuzeigen, daß der Zug abgeläutet ist, können an den Endstellen Fallscheibenwerke zugeschaltet werden. Abb. 75

zeigt die Schaltung einer Anlage zwischen zwei Endstellen.

2. Einrichtungen zur Überwachung der Fahrgeschwindigkeit.

In Gefällstrecken, vor unübersichtlichen Einfahrten, vor beweglichen Brücken oder wo sonst Streckenabschnitte ständig oder vorübergehend mit Vorsicht zu befahren sind, wird die Geschwindigkeit der Züge durch Meßeinrichtungen überwacht. Hilfsmittel hierzu sind Schienenstromschließer (meist Plattenschienenstromschließer) mit Quecksilberkontakt, die am Anfang und am Ende, nötigenfalls auch noch innerhalb der Gefahrstrecke in gleichen Abständen eingebaut werden. Die Zeit, die zwischen dem Befahren der Kontakte verstreicht, wird an einem Meßwerk aufgezeichnet.

3. Gleismelder.

Im Ablaufbetrieb zur Verständigung zwischen Rangierleiter und Weichensteller (im Freien als Zahltransparente, im Stellwerk als aufleuchtende Zahlen in einem Wandkasten u. ä.).

4. Zugabrufer in Wartesälen

und *ferngestellte Richtungsweiser* auf Bahnsteigen.

5. Elektrische Uhrenanlagen,

bestehend aus einer Mutteruhr und aus Nebenuhren, die mit ihr durch Doppelleitungen verbunden sind. Die Nebenuhren werden meist minutlich durch Stromstöße wechselnder Richtung fortgeschaltet. Als Stromquelle dienen Akkumulatoren.

6. Alarmeinrichtungen

für die Hilfszugbesatzung (Alarmerwecker, Hupen, Sirenen); Ringfernsprechleitungen für den Wohnungsalarm der Hilfszugmannschaft; Ruhestromüberwachung der Leitungsnetze auf Drahtbruch und Nebenschluß.

7. Raumschutzanlagen

für Kassen, Geldschränke usw. mit ruhestromüberwachter Alarmauslösung.

D. Leitungen.

1. Freileitungen.

a) **Gestänge.** Bahneigene oder Gemeinschaftsgestänge. Gemeinschaftsgestänge sind Eigentum der Reichspost, deren Mitbenutzungsrecht der Bahn eingeräumt ist (meist Bahnseite für die Bahn, Feldseite für die Post).

Telegraphenstangen: $7\frac{1}{2}$, 8, 10, 12 m lang, meist aus getränktem Kiefernholz, Zopfende mindestens 15 cm stark.

Gestängeabstand: meist 16 Stützpunkte auf 1 km, bei starker Belastung bis 50 m, in Krümmungen bis 40 m.

Gestängeformen: Einfachgestänge, Spitzbock, Doppelgestänge. Sicherung der End- und Winkelpunkte durch Streben und Anker.

b) **Leitungsmaterial.** Bronze oder Hartkupferdraht von 2—3 mm \varnothing .

c) **Befestigung des Drahtes an Kugelkopfisolatoren** (Abb. 76), Isolatoren mit Seitenrille aus Hartporzellan. (Isolatoren mit Kopfrillen werden bei Neuanlagen von der Reichsbahn nicht mehr benutzt.) Bahneigene Isolatoren sind in Preußen durch grünen Ring kenntlich, sonst anders geformt als die Postisolatoren.

Befestigung der Isolatoren. An Einzelstangen mit I-Stützen in wechselständiger Anordnung oder an Querträgern aus U-Eisen, die in der Mitte angeschellt sind; an Doppelgestängen mit Querträgern, an denen sie mit einfachem oder I-Stützen angeschraubt werden.

Befestigung der Leitungen an den Isolatoren durch Seitenbund und Bindedraht (Seitenbund hat sich besser bewährt als Kopfbund, der nur bei älteren Isolatoren mit Kopfrillen noch üblich ist).



Abb. 76.
Kugelkopfisolator.

Drachtbindungen durch Wicklung (Abb. 77) mit verlöteten Drahtenden oder durch Hülsenbund (Abb. 78) zweiseitig verdreht und nicht verlötet.



Abb. 77. Wickelbund.



Abb. 78. Hülsenbund.

d) **Induktionsschutz** zweier benachbarter Leitungen durch Leitungskreuzung (Abb. 79), etwa alle 2 km. Vollkommener Induktionsschutz größerer Leitungsbündel auch gegen Beeinflussung aus benachbarten Starkstromnetzen durch Kreuzungen und Platzwechsel, d. i. Vertauschung der Lage der einzelnen Doppelleitungen miteinander in bestimmtem, regelmäßigem Wechsel (vgl. Anleitung der Reichspostverwaltung

zur Aufstellung von Induktionsschutzplänen).

e) **Vergrößerung der Reichweite** (Verringerung der Dämpfung) von Fernleitungen durch Einbau von Pupinspulen (etwa alle 2 km). Äußerste Reichweite einer pupinisierten Fernsprechleitung von 3 mm Hartkopper etwa 580 km.

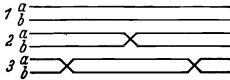


Abb. 79. Induktionsschutz.

f) **Mehrfachausnutzung von Leitungen** durch *Simultanschaltung*: über eine Fernsprechdoppelleitung wird gleichzeitig gesprochen und telegraphiert, wobei für den Telegraphierstrom in der einen Richtung die parallel geschalteten Querschnitte beider Drähte, als

Rückleitung Erde benutzt wird; durch *Viererschaltung*: über zwei Fernsprechdoppelleitungen werden gleichzeitig drei Gespräche geführt; das dritte Gespräch benutzt die beiden Adern der einen Leitung als Hinleitung und die der anderen als Rückleitung.

2. Kabel.

a) **Papierhohlraumkabel** für Fernsprechleitungen; jede Kupferader ist mit zwei Papierstreifen schraubenförmig lose bewickelt; die so isolierten Doppeladern sind verdreht und in konzentrischen Lagen geordnet. Die Kabelseele (Gesamtheit des Adernbündels) durch Papier, Compound, Bleimantel (gegen Feuchtigkeit) und Rund- oder Flachdrahtbewehrung und Jutehülle geschützt.

Aderstärke 0,8 mm für Bahnhofskabel; 0,9 und 1,4 mm für Streckenkabel.

Zum *Induktionsschutz* werden immer je zwei Adern miteinander verseilt, bei *Viererschaltung* Verdrehung der verseilten Paare.

b) **Kabel mit fester Papierumpressung** für Telegraphenkabel, *Gummikabel* für Zuleitungen zu isolierten Schienen und für Eisenbahn-Sicherungsanlagen.

Kabelverbindungen und *-Abzweigungen* durch Verbindungs- oder Abzweigmuffen.

c) **Erdkabel** werden frostfrei in 0,8—1 m tiefe Gräben verlegt, in Sand eingebettet und mit Ziegeln oder Kabelschutzsteinen abgedeckt. Unter Gleisen, über Brücken und bei Einführungen in Gebäude werden sie durch Rohre geschützt. Gas-, Wasser- und Starkstromleitungen werden möglichst unterkreuzt.

Kabelabschluss durch Endverschlüsse (Dosen-, waagrechte oder senkrechte Endverschlüsse).

d) **Übergang von Kabel auf Freileitung** durch Überführungsendverschlüsse mit eingebauten Spannungssicherungen. (Schutz gegen Überspannung durch Induktion aus Nachbarleitungen und Blitzschutz.) *Die Kabellage* wird in der Geraden alle 50 m und in Winkelpunkten durch Kabelmerksteine gekennzeichnet.

V. Fahrdynamik und Betriebskosten der Verkehrsmittel.

A. Begriffserklärung.

Die Fahrdynamik berechnet aus physikalischen Gesetzmäßigkeiten für die Fahrten der Verkehrsmittel die Fahrzeiten, den Energieverbrauch sowie zur Ermittlung des Verschleißes von Fahrzeugen und Fahrbahn die Reibungsarbeit der Wagen, der Antriebsmaschinen und der Bremsen. Dieser *technische Aufwand* an Zeit, Energie und Reibungsarbeit auf dem Fahrweg bildet die Grundlage für die Beurteilung der Zweckmäßigkeit von Fahrzeug und Fahrbahn sowie für die zweckvolle Gestaltung des Betriebes und für die Erfassung der Kosten.

Erforderlich für die Ermittlung des *technischen Aufwandes* sind:

1. die aus Meßergebnissen der Versuchsfahrten gewonnenen Formeln für die *Fahrzeugwiderstände*,
2. die durch Berechnung und auf Prüfständen ermittelte Abhängigkeit der *Zugkräfte* von der Fahrgeschwindigkeit und dem Energieverbrauch der Dampfmaschinen und der Motoren,
3. das *Längenprofil* nebst *Kurvenband* der befahrenen Strecke,
4. die beobachtete *Fahrweise*.

Da der Betrieb sich aus Bewegungen und Stillstand der Fahrzeuge zusammensetzt, so sind zum Entwurf eines vollständigen Betriebsbildes außer den *Fahrbewegungen* noch die *Stillstandszeiten* während des Betriebes zu erfassen. Letztere sind durch Zeitstudien festzustellen.

Das Betriebsbild wird, wie nachstehend gezeigt, zur Erfassung der *Betriebskosten* ausgewertet.

B. Züge des Fernverkehrs.

I. Züge mit Dampflokomotiven.

Für die Leistung einer Lokomotive ist die Dampferzeugung des Kessels bestimmend. Mit wachsender Drehzahl der Dampfmaschine, also mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit wird der Auspuff der Lok lebhafter. Die Dampferzeugung wird dadurch besser und die Leistung steigt. Jedoch entstehen bei gleichbleibender Füllung der Zylinder von einer gewissen Drehzahl an, die durch die Kessel- und Zylindergröße bedingt ist, durch das schneller werdende Einströmen des Dampfes in die Zylinder so große Drosselverluste, daß die Leistung sinkt. Läßt man mit wachsender Fahrgeschwindigkeit weniger Dampf in die Zylinder einströmen, so verringern sich die Verluste. Die Zylinderfüllungen sind daher mit zunehmender Geschwindigkeit kleiner zu halten. Wenn also der Dampfverbrauch in einem wirtschaftlichen Verhältnis zur Dampferzeugung stehen soll, gehört zu jeder Fahrgeschwindigkeit ein bestimmter Füllungsgrad der Zylinder. Die Dampflok arbeitet mit um so kleinerem Energieverbrauch, je mehr sie im Dauerbetrieb ihre Kesselleistung und ihre Geschwindigkeiten ausnützen kann, und je weniger oft sie wieder anzufahren braucht. Die Kunst des Lokführers ist es, den Energieverbrauch richtig zu regeln. Der Erbauer der Lok kann die vom Betrieb gestellten Anforderungen an Zugkraft und Geschwindigkeit durch die Wahl der Triebachse, die Zylinder- und Kesselabmessungen usw. innerhalb gewisser Grenzen erfüllen, wie aus Tabelle 2 zu ersehen ist.

a) Die *Zugkräfte*. Die Beziehungen zwischen den an den Kolben der Zylinder erzeugten indizierten Zugkräften Z_i , der Fahrgeschwindigkeiten V km/h, den Füllungsgraden α % der Zylinder und dem Kohlenverbrauch β kg/sec sind für jede Lokgattung durch die Lokomotivleistungstafeln (Llv-Tafeln) (Abb. 81a u. 82) festgelegt¹. Jede Tafel stellt eine Schar Zugkraftlinien für gleiche Fahrgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von dem Kohlenverbrauch dar. Diese Schar ist oft noch (Abb. 82) durch Linien für gleiche Füllungsgrade quer geteilt. Begrenzt sind die Zugkraftlinien 1. seitlich von einer Senkrechten, die der zulässigen Dampferzeugung des Kessels von $57 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}$ entspricht (Grenze der Verdampfungszugkraft) und 2. oben von einer geneigten Linie, die die größten Zugkräfte infolge der Haftreibung (Reibungszugkräfte) angibt.

Die Haftreibung beruht nach FINK auf einer Oxydationserscheinung des Eisens [Arch. Eisenhüttenwes. 6 (1932/33) S. 161]. Sie sinkt bei Laubfall und Vereisung sehr stark. Als Gegenmittel dient der Sandstreuer. Schweizer Versuche mit elektrischen Lokomotiven ergaben als Haftreibung an der Schleudergrenze bei langsamer Fahrt auf trockenen Schienen $\mu_h = 300 \text{ kg/t}$ Triebachslast. Sie sinkt bei 100 km/h auf $\mu_h = 160 \text{ kg/t}$. Betriebsmäßig kann man mit $\mu_h = 200 \text{ kg/t}$ für Dampflok und $\mu_h = 230 \text{ kg/t}$ für Elok rechnen. Die Zugkraft an der Reibungsgrenze ist $Z_r = \mu_h \cdot G_r$, wo G_r das Reibungsgewicht sämtlicher Triebachsen ist.

¹ Weitere Llv-Tafeln siehe W. MÜLLER: Neuere Methoden für die Betriebsuntersuchungen der Bahnanlagen, Berlin 1935 und Fahrdynamik der Verkehrsmittel. Berlin 1940.

Nach der Llv-Tafel sind beliebig viele Möglichkeiten für die Beanspruchung der Lok gegeben. Für die Fahrzeitermittlung ist deshalb vorher in der Llv-Tafel die Lokbeanspruchung durch die *Linie der Fahrweise* festzulegen, die den Anhalt für die Bedienung der Lok gibt. Zur Berechnung der *kürzesten* Fahrzeiten dienen als Linie der Fahrweise die vorgenannten Begrenzungslinien der Zugkräfte aus Reibung und größter zulässiger Kesselbeanspruchung (Abb. 81a u. 82). Letztere kann zur Einholung von Verspätungen oder auf Anlaufsteigungen für kurze Zeit überschritten werden.

Bei geringerer Beanspruchung des Kessels und der Reibung liegt die Linie der Fahrweise innerhalb der genannten Begrenzungslinien. Sollten die Llv-Tafeln nicht zur Verfügung stehen, so sind die von dem Reichsbahn-Zentralamt für die Grenzleistungen der verschiedenen Lokgattungen und deren Wagenzuggewichte aufgestellten *Fahrkraftlinien* (*s/V-Linien*) für die Fahrzeitermittlung zu verwenden.

b) Die Widerstände. *α) Der Steigungswiderstand* ist $-s$ kg/t bei $s^0/00$ Steigung. Im Gefälle $s^0/00$ ist $+s$ kg/t die Zugkraft.

β) Der Krümmungswiderstand nach der Formel von v. RÖCKL $w_r = 650 : (R - 55)$ kg/t gibt nach Glasers Ann. 117 (1935) S. 129 unzuverlässige Werte. Zutreffender sind die Werte nach der Formel von PROTOPAPADAKIS (Organ 1938 S. 345) $w_r = \mu_g (0,72 e + 0,47 a/R)$ kg/t. Für gleitende Reibung $\mu_g = 0,22$, die Gleisbreite gemessen von Schienenmitte zu Schienenmitte $e = 1,5$ m für Regelspur und den festen Achsstand des Fahrzeuges z. B. $a = 4,5$ m eines Güterwagens ist $w_r = 700/R$ kg/t. Für D-Zugwagen mit dem festen Achsstand $\alpha = 3,6$ m eines Drehgestells ist $w_r = 600/R$ kg/t.

γ) Der Lokomotivwiderstand¹ ist nach STRAHL $W_l = 2,5 \cdot G_{l1} + c \cdot G_{l2} + 0,5 \cdot c_w \cdot F \cdot (V_r/10)^2$ kg. Es ist $G_{l1} + G_{l2} = G_l$ das Lokomotivgewicht, wo G_{l1} t das auf den Lauf- und Tenderachsen und $G_{l2} = G_r$ das Triebachsen- oder Reibungsgewicht ist. Für Zweizylinderlok ist $c = 5,8$ bei 2, $c = 7,3$ bei 3, $c = 8,4$ bei 4, $c = 9,3$ bei 5 und $c = 10$ bei 6 gekuppelten Achsen. Für Vierzylinderlok ist $c = 9,3$ bei 3, $c = 10,4$ bei 4 und $c = 11,3$ bei 5 gekuppelten Achsen.

Der Luftwiderstand der Lokomotive ist $0,5 c_w \cdot F \cdot (V_r/10)^2$. Hier ist F m² der Lokomotivquerschnitt = 11 m² (bei Schnelltriebwagen $F = 10 - 10,3$ m²), V_r km/h ist die Relativgeschwindigkeit zwischen Zug und Wind. Im Betrieb rechnet man mit 8—12 km/h Gegenwind, z. B. $V_r = V + 1,2$ wo V die Fahrgeschwindigkeit ist. Der Luftwiderstandsbeiwert c_w ist durch Modellversuche im Windkanal ermittelt [Org. Fortschr. Eisenbahnwes. (1935) S. 395]. Es ist $c_w = 1,1$ bei unverkleideten Loks im Zugverband, $c_w = 0,54$ für eine Lok ganz verkleidet, $c_w = 0,9$ für eine Lok halb verschalt (Triebwerk offen), $c_w = 0,51$ für neuere Hauptbahntriebwagen ohne Steuerwagen, $c_w = 0,7$ mit Steuerwagen, $c_w = 0,45$ für zweiteilige, $c_w = 0,6$ für dreiteilige und $c_w = 0,71$ für vierteilige Schnelltriebwagen. Der Luftwiderstand hängt von der Form der Fahrzeuge ab und nicht von deren Gewicht.

Bei Fahrt mit Dampf gehen bei der Übertragung der Zugkraft vom Zylinder zum Radumfang außer dem *Getriebewiderstand* noch etwa $0,04 Z_i$ kg verloren¹. Man nennt die um $0,04 Z_i$ verminderte indizierte Zugkraft die *Zugkraft am Trieb-radumfang* $Z_i = 0,96 Z_i$. Bei elektrischen Loks mit Einzelantrieb ist $Z_i = 0,975 Z_i$.

δ) Widerstand des angehängten Wagenzugs. 1. Bei Reisezügen ist nach SAUTHOFF (Bewegungswiderstände, VDI-Verlag 1933) $w_w = a + b \cdot V$ ist nach

$$\frac{f(n+2,7)}{G_w} \cdot \left(\frac{V_r}{10}\right)^2 \text{ kg/t, wo } a = 1,9 \text{ kg/t, } b = 0,0025 \text{ für vierachsige, } b = 0,004$$

für dreiachsige und $b = 0,007$ für zweiachsige Wagen ist. Ferner ist $f = 1,45$ m² bei D-Wagen neuerer Bauart und $f = 1,55$ m² bei solchen älterer Bauart sowie $f = 1,15$ m² bei Personenwagen beliebiger Bauart (zwei- und dreiachsig). Es ist n die Anzahl der Wagen, $G_w t$ = Gewicht des der Lok angehängten Wagenzuges. Reichsbahnpersonenwagen s. Tabelle 4. 2. Bei Güterzügen ist nach Strahl $w_w = 2 + (0,007 + m) (V_r/10)^2$ kg/t. Es ist $m = 0,025$ für schwerbeladene Güterzüge, $m = 0,04$ für Eilgüterzüge, $m = 0,05$ für gewöhnliche Güterzüge gemischter

¹ Neuere Lokomotivwiderstände s. S. 697, Nachtrag.

Zugzusammensetzung und $m = 0,1$ für Leerwagenzüge. Reichsbahngüterwagen siehe Tabelle 5.

e) Der Zugwiderstand ist $w = (W_l + w_w \cdot G_w) : G$ kg/t.

c) **Ermittlung des Wagenzuggewichts** (Abb. 81a, b). Die für die Fahrzeitermittlung maßgebende Last, die im Kopf des Buchfahrplanes mit „Last“ bezeichnet wird, ist bei *Reisezügen* das in der Hauptverkehrszeit beobachtete größte Wagenzuggewicht. Bei *Güterzügen* wird die maßgebende Last von der größten Steigung der Strecke bestimmt, die die *maßgebende Steigung* $s_{ma}^{0/100}$ heißt. Bei gleichmäßiger Geschwindigkeit ist auf ihr $Z_i = 0,96 Z_i = W_l + w_w \cdot G_w + (G_l + G_w)s_{ma}$, oder es ist das Gewicht des der Lok angehängten Wagenzuges

$$G_w = (0,96 Z_i - W_l - G_l \cdot s_{ma}) : (w_w + s_{ma}) t.$$

Beispiel. Ein Güterzug soll von der Lok G 56 · 16 auf $s_{ma} = 15^{0/100}$ mit $V = 25$ km/h gezogen werden. An der Grenze der Kesselleistung ist in der Llv-Tafel (Abb. 81a) $Z_i = 14\,350$ kg, Lokgewicht 95,7 t, Tendergewicht 45,6 t, daher $G_i = 141,3$ t, Reibungsgewicht $G_{I2} = 82,5$ t, $G_{I1} = G_l - G_{I2} = 58,8$ t. Mit $c = 9,3$ kg/t, $c_w = 1$ und $F = 11$ m³ ist $W_l = 2,5 \cdot 58,8 + 9,3 \cdot 82,5 + 0,5 \cdot 1,1 \cdot 11 \left(\frac{25 + 12}{10}\right)^2 = 1000$ kg. Für $V = 25$ km/t ist $w_w = 2 + (0,007 + 0,05 \left(\frac{25 + 12}{10}\right)^2) = 2,7$ kg/t. Daher ist $G_w = (0,96 \cdot 14\,350 - 1000 - 141,3 \cdot 15) : (15 + 2,7) = 599$ t. Zuggewicht $G = G_l + G_w = 141,3 + 599 \approx 740$ t. Der Zugwiderstand bei $V = 25$ km/h ist $w = (W_l + w_w \cdot G_w) : G = (990 + 2,7 \cdot 599) : 740 = 3,62$ kg/t.

d) **Ermittlung der Fahrkraftlinie aus der Llv-Tafel** (Abb. 81). Die Fahrkraftlinie bei Fahrt ohne Dampf ist die Linie der Zugwiderstände (w -Linie), die man unterhalb der

Geschwindigkeitsachse zeichnet. Bei gleichmäßiger Geschwindigkeit ist auf 1 t Zuggewicht bezogen der Steigungs- und Zugwiderstand gleich der Zugkraft am Triebbradumfang. Es muß also $z + w = z$ kg/t sein, wo $z = 0,96 Z_i : G$ ist. Für $V = 25$ km/h und $s = s_{ma} = 15^{0/100}$ ist $s + w = 18,62$ kg/t. Andererseits ist bei $V = 25$ km/h, $Z_i = 14\,350$ kg (Abb. 81 a) und daher $0,96 Z_i : G = 0,96 \cdot 14\,350 : 740 = 18,62$ kg/t. Trägt man

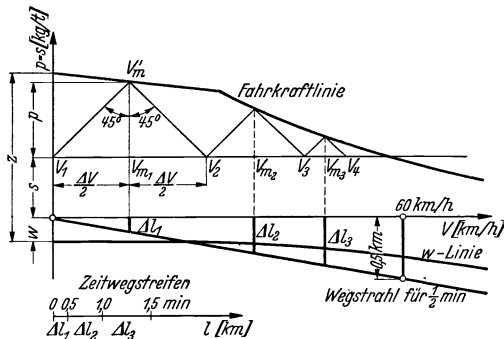


Abb. 80b.

Abb. 80a.

von $Z_i = 14\,350$ kg der Llv-Tafel nach rechts im Kräftemaßstab (1 kg/t = 2 mm) $z = 18,6$ kg/t ab und zieht durch das freie Ende einen Strahl von $Z_i = 0$ aus, so sind die waagrechten Abstände dieses Strahls, an den man das Zuggewicht $G = 740$ t anschreibt, die Zugkräfte am Triebbradumfang für 1 t Zuggewicht. Zur Konstruktion der Fahrkraftlinie geht man in der Llv-Tafel von den Schnittpunkten der Z_i -Linien für die verschiedenen Geschwindigkeiten mit der Kesselleistungs- und Reibungsgrenze (Waagrechte 1—3—2) z. B. für $V = 20$ km/h nach links, greift mit dem Zirkel den zugehörigen z -Wert (z. B. $z_{20} = 2—3$) zwischen der Z_i -Achse und dem Strahl ab und überträgt diese als Höhen in den entsprechenden V -Werten von der w -Linie nach oben, so erhält man durch Verbindung der oberen Endpunkte die Fahrkraftlinie (auch s - V -Linie genannt). Zieht man in den Abständen der Steigungswiderstände s kg/t über der V -Achse Waagrechte, die die s - V -Linie schneiden, so sind die Höhen dieser Schnittpunkte von der w -Linie gleich $s + w$ kg/t, die bei gleichmäßiger Geschwindigkeit gleich den Zugkräften am Triebbradumfang sind, also $z = s + w$. Liegt die Fahrkraftlinie über dieser Waagrechten, so ist $z - w > s$ kg/t und der Zug wird beschleunigt. Liegt diese

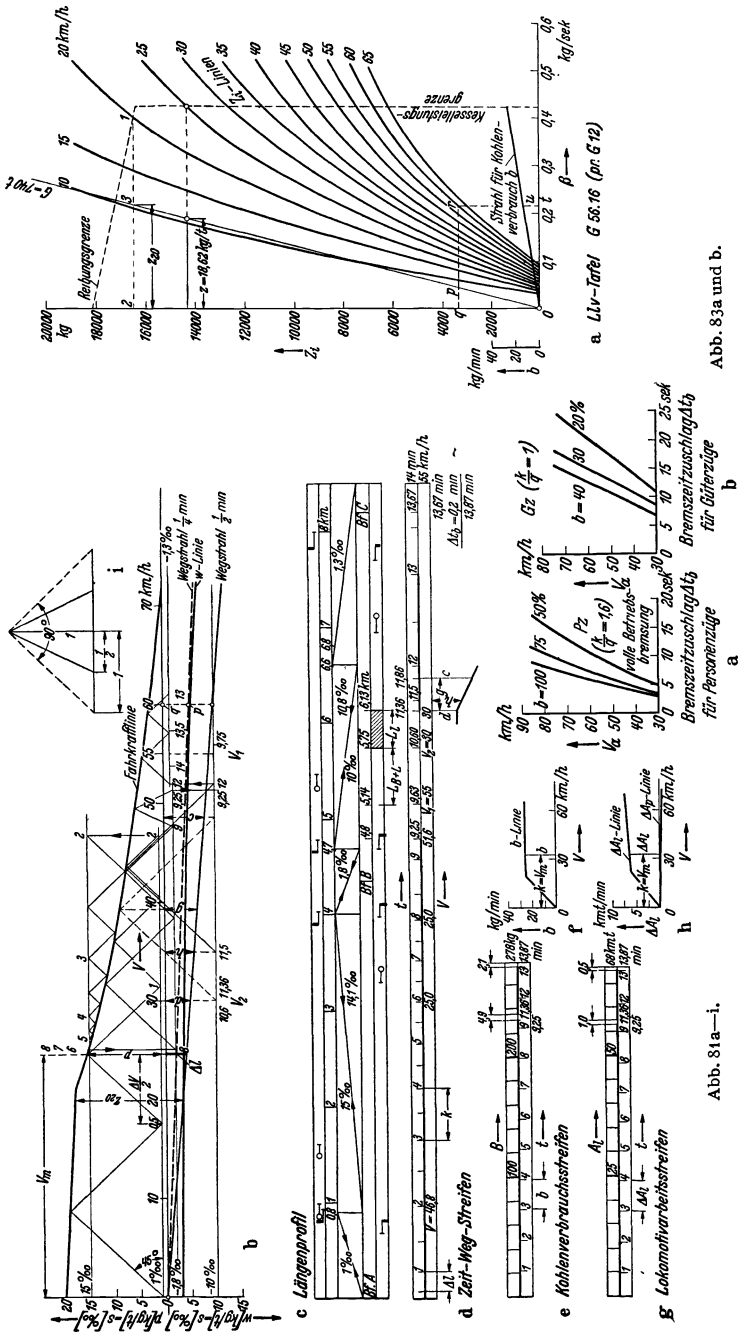


Abb. 83a und b.

Abb. 83a und b. Ermittlung des Kohlenverbrauchs und der Lokomotivarbeit einer Güterzugfahrt. Verfahren W. MÜLLER.

Abb. 81a-i.

Waagrechte höher als die Fahrkraftlinie, ist also $s > z - w \text{ kg/t}$, so wird der Zug verzögert. Bei *abgestelltem* Dampf ist $z = 0$.

e) **Mittelung der Neigungen.** Krümmungswiderstände werden als Steigungszuschläge berücksichtigt, in Gefällen sind sie von diesen abzuziehen. Krümmungswiderstände vom Halbmesser $r \geq 400$ sowie Krümmungslängen $l_r \leq 300$ werden vernachlässigt. Neigungsstrecken bis zu 5 km werden zu einer Strecke mit mittlerer Neigung zusammengefaßt, wenn der Unterschied der größten und kleinsten Neigung $2,5\text{‰}$ nicht übersteigt. Neigungsstrecken unter 300 m können mit anderen ohne Rücksicht auf die Neigungsunterschiede gemittelt werden, falls die Gesamtstrecke der zusammengefaßten Neigungen größer als 2,5 km ist. Abgesehen von Anfahrstrecken sind bei kurzen Waagrechten der Gipfel und der Kehlen die benachbarten Neigungen bis zu ihrem Schnitt zu verlängern. Gefälle von mehr als $2,5\text{‰}$ sind nur unter sich zusammenzufassen. Strecken mit Geschwindigkeitsbeschränkung sind im Längsprofil (Abb. 81 c) zu kennzeichnen.

f) **Fahrzeitermittlung nach dem Verfahren des Verfassers.** *α) Fahrt mit Kraftverbrauch.* Es ist die Fahrkraft $\dot{p} = m \cdot b \text{ kg/t}$ (Kraft = Masse · Beschleunigung), wo $m = 1000 \cdot 1,06 \cdot g \text{ kg} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$ die Masse von 1 t Zuggewicht ist, unter Berücksichtigung des Einflusses der umlaufenden Radmassen der Dampfszüge oder Triebwagen durch den Massenfaktor 1,06. Die Beschleunigung bzw. Verzögerung ist $\pm b = \pm a v / \Delta t \text{ m/sec}^2$. Als gleichbleibender Zeitschritt sei $\Delta t = 1 \text{ min} = 60 \text{ sec}$ gewählt. Es ist $\Delta v = v_2 - v_1 = \Delta V : 3,6 = (V_2 - V_1) : 3,6 \text{ m/s}$. Hier ist $V_2 \text{ km/h}$ die gesuchte Geschwindigkeit des Zuges nach Ablauf des Zeitschrittes $\Delta t = 1 \text{ min}$ und $V_1 \text{ km/h}$ die bereits ermittelte Geschwindigkeit zu Beginn des Zeitschrittes. Nunmehr lautet die Gleichung

$$\dot{p} = m \cdot \frac{\Delta V}{\Delta t} = \frac{1000 \cdot 1,06 \cdot \Delta V}{9,81 \cdot 60 \cdot 3,6} = \frac{\Delta V}{2} \text{ kg/t},$$

d. h. in 1 min ist die halbe Geschwindigkeitsänderung $\frac{\Delta V}{2} \text{ km/h}$ nach ihrem Absolutwert gleich der Mittelkraft $\dot{p} \text{ kg/t}$.

Zeichnet man die ganze Geschwindigkeitsänderung ΔV je 1 min als Grundlinie, errichtet auf ihr die Mittelsenkrechte für die Mittelkraft \dot{p} und verbindet deren oberen Endpunkt mit den beiden Enden der Grundlinie, so erhält man ein gleichschenkliges rechtwinkliges Dreieck. In diesem ist, wie die Gleichung besagt, $\frac{\Delta V}{2}$ als halbe Grundlinie, gleich \dot{p} als Dreieckshöhe. Diese Überlegung liefert folgendes zeichnerische Verfahren, um von einer bereits bekannten Geschwindigkeit V_1 aus, die Geschwindigkeit V_2 nach dem Zeitschritt $\Delta t = 1 \text{ min}$ zu bestimmen:

Soll die Bewegung eines Zuges aufgezeichnet werden, der auf einer Steigung $s\text{‰}$ anfährt, so zieht man zunächst in der Fahrkraftlinie (Abb. 80a) im Abstand $s\text{‰}$ oberhalb der V-Achse eine Waagrechte. Sodann zeichnet man auf ihr bei $V = 0$ beginnend aneinandergereiht gleichschenklige, rechtwinklige Dreiecke, deren Spitzen auf der Fahrkraftlinie liegen. Die Grundlinien dieser Dreiecke stellen dann einzeln die Geschwindigkeitsänderungen ΔV je min dar. Da nun $\Sigma \Delta V = V$ ist, so geben die Enden der aneinandergereihten Dreiecksgrundlinien die Geschwindigkeiten des Zuges nach Verlauf von 1, 2, 3 usw. min an. Die *mittleren* Geschwindigkeiten je Zeitschritt $\Delta t = 1 \text{ min}$ sind senkrecht unter den Dreiecksspitzen abzulesen. Bei Verzögerungen liegt die Waagrechte im Abstand $s\text{‰}$ oberhalb der V-Achse höher als die Fahrkraftlinie. Die gleichschenkligen rechtwinkligen Zeitdreiecke, die wieder zwischen dieser Waagrechten für $s\text{‰}$ und der Fahrkraftlinie gezeichnet werden, zeigen mit ihren Spitzen nach unten und werden nach $V = 0$ zu aneinandergereiht. Die Geschwindigkeiten werden daher im Verlauf der einzelnen Zeitschritte kleiner.

Soll die Ermittlung der Geschwindigkeitsänderung ΔV z. B. für den Zeitschritt $\Delta t = 0,5 \text{ min} = 30 \text{ sec}$ durchgeführt werden, so ist

$$\dot{p} = m \cdot \frac{\Delta V}{\Delta t} = \frac{1000 \cdot 1,06 \cdot \Delta V}{9,81 \cdot 30 \cdot 3,6} = \Delta V \text{ kg/t}.$$

Ist als Zeitschritt $\Delta t = 0,5 \text{ min}$ gewählt, so ist nach dieser Gleichung die Geschwindigkeitsänderung ΔV ihrem Absolutwert nach gleich der Mittelkraft \dot{p} .

Würde man hier ΔV als Grundlinie und p als Mittelsenkrechte dazu zeichnen, so erhält man ein gleichschenkliges Dreieck, in dem die Grundlinie gleich der Höhe ist. Dieses ist aber nicht so bequem zu zeichnen, wie das gleichschenklige rechtwinklige Zeitdreieck, für das man zum Zeichnen nur den handelsüblichen gleichschenkligen rechten Winkel an der Reißschiene entlang zu schieben braucht. Diesen Vorteil kann man aber auch bei der Geschwindigkeitsermittlung für den Zeitschritt $\Delta t = 0,5$ min ausnutzen, wenn man die Geschwindigkeitsänderungen ΔV im doppelten Maßstab der Kräfte p aufträgt. Für die Fahrzeitermittlung der Dampfzüge wählt man daher bei $\Delta t = 0,5$ min zweckmäßig als Maßstab der Geschwindigkeitsachse $V = 1$ km/h = 4 mm und als Kräftemaßstab $p = 1$ kg/t = 2 mm. Zeichnet man jetzt ΔV als Grundlinie und p als Mittelsenkrechte, so erhält man wieder ein gleichschenkliges rechtwinkliges Dreieck und das zeichnerische Verfahren, aus einer bereits bekannten Geschwindigkeit V_1 die Geschwindigkeit V_2 nach dem Zeitschritt $\Delta t = 0,5$ min zu bestimmen, ist das gleiche wie bei dem Zeitschritt $\Delta t = 1$ min. Im Zeitabschnitt Δt min ist der Weg $\Delta l = \Delta t \cdot V_m$; 60 km. Es ist für $V = 60$ km/h in der Zeit $\Delta t = 0,5$ min der Weg $\Delta l = 0,5$ km. Trägt man vom Punkte $V = 60$ km/h der V -Achse nach unten $\Delta l = 0,5$ km, im Maßstab der Längen (1:25000) also 20 mm, ab und verbindet den Endpunkt mit $V = 0$, so erhält man den *Wegstrahl*. Nun kann man senkrecht unter den Dreieckspitzen zwischen V -Achse und Wegstrahl die Δl -Strecken, d. s. die in 0,5 min zurückgelegten Wege, bei den mittleren Geschwindigkeiten V_m abgreifen. Diese überträgt man mit dem Zirkel auf den *Zeitwegstreifen* (Abb. 80b) und beziffert die Anstoßpunkte ebenso wie die Dreieckspitzen nach der Zeit. *Durch Unterteilung der Bahnachse in Wegstrecken für gleiche Zeitabschnitte ist also die Bewegung nach Zeit, Weg und Geschwindigkeit dargestellt. Die Abstände Δl der Anstoßpunkte sind nämlich proportional den mittleren Fahrgeschwindigkeiten je 0,5 min.*

Ist der Zeitwegstreifen bis zum Ende einer Neigungsstrecke gezeichnet, so geht man in der Fahrkraftlinie (Abb. 81b) vom Ende des Zeitdreiecks senkrecht zur Waagrechten für $s^0_{/00}$ der folgenden Neigungsstrecke. Im Neigungswechsel und bei Eintritt gleichmäßiger Geschwindigkeit sind die Geschwindigkeiten unter dem Zeitwegstreifen anzuschreiben. Greift eine Δl -Strecke stark über den Neigungsknick über, dann ermittelt man zweckmäßig zweimal Δl : 2 für Δt : 2.

Es entspricht dann bei denselben Maßstäben für V und p dem gleichschenkligen rechtwinkligen ein gleichschenkliges Dreieck (Abb. 81i), in dem $\frac{\Delta V}{2} : p = 1/2$ ist. Hier ist die Höhe gleich der *ganzen* Grundlinie. Der Weg wird zwischen V -Achse und dem *Wegstrahl* für $\Delta t = 0,25$ min, dessen Neigung die Hälfte von der des Wegstrahles für $\Delta t = 0,5$ min beträgt, abgegriffen und in den Zeitwegstreifen übertragen.

β) Fahrt ohne Dampf. Es tritt hier an Stelle der Fahrkraftlinie die w -Linie. Da diese sehr flach verläuft, erubrigt sich das Einzeichnen der Zeitdreiecke. Man geht schätzungsweise um das Stück $\Delta V/2$ von dem zuletzt ermittelten V weiter greift senkrecht die mittlere Fahrkraft $w \pm s$ ab und reiht diese entsprechend dem Vorzeichen zweimal auf der Waagrechten für $s^0_{/00}$ an. Unter der Mitte (V_m) greift man wieder am Wegstrahl Δl ab und überträgt es in den Zeitwegstreifen. Die Durchfahrzeit auf einen Bahnhof findet man durch Interpolieren im Zeitwegstreifen Für ein Halten ist zur Durchfahrzeit der *Bremszeitzuschlag* Δt_b aus Abb. 83a u. b für Reise- und Güterzüge (W. MÜLLER: Fahrdynamik, S. 78) zuzuzählen.

Diese geometrischen Beziehungen bleiben dieselben, wenn bei andern Zeitabschnitten (Δt min) sich der Kräftemaßstab zum Geschwindigkeitsmaßstab im Verhältnis Δt min zu 1 min verändert.

Beim Massenfaktor 1,06 werden als Maßstäbe empfohlen:

Fahrzeitermittlung	Δt min	$p = 1$ kg/t sind mm	$V = 1$ km/h sind mm	$l = 1$ km sind mm
1. Reisezüge	0,5	2	4	40 (1:25000)
2. Güterzüge		2 oder 4	4 oder 8	
3. Zugbewegungen auf Bahnhofen	0,25	1	4	1000 (1:1000)
4. Bremsfahrt		0,5	5	
5. Ablaufbewegung	0,1	1	10	2000 (1:500)
6. Städtische Verkehrsmittel		1	10	

Falls die umlaufenden Massen größer sind, z. B. bei elektrischen Loks infolge der rotierenden Motoranker, oder falls die Verluste der Formänderungsarbeit in den Zugvorrichtungen und Tragfedern bei Beschleunigung durch Erhöhung des Massenfaktors 1,06 z. B. auf 1,09 berücksichtigt werden sollen, ist der Maßstab der V -Achse zu vergrößern, um das rechtwinklig gleichschenklige Dreieck beizubehalten. Im letzteren Falle ist dann für Dampfzüge der Maßstab der V -Achse nicht $V = 1 \text{ km/h} = 4 \text{ mm}$, sondern $4 \cdot 1,09 : 1,06 = 4,11 \text{ mm}$. In Abb. 81 ist ein praktisches Beispiel der Fahrzeitermittlung wiedergegeben.

g) Fahrt mit Geschwindigkeitsbeschränkung (Langsamfahrstelle). Soll vor einer Langsamfahrstelle, bedingt durch einen kleinen Krümmungshalbmesser (dauernd) oder durch Bauarbeiten (vorübergehend), die unverminderte Geschwindigkeit V_u auf eine geringere V_l vermindert werden, so sind die Bremsen, bevor V_l erreicht ist, wieder zu lösen. Die Zeit und den Weg für Bremsen und Lösen hat KOPP (Diss. Berlin 1937) aus den Druck- und Löseschaulinien nach dem auf S. 687 angegebenen Verfahren für die verschiedenen Betriebsannahmen ermittelt. Aus Nomogrammen nach dem Entwurf des Verfassers können die Zeiten und Wege der Güter- und Schnellzüge für verschiedene Geschwindigkeitsunterschiede $V_u - V_l$ bei gegebenen Strecken- und Klotzdruckprozenten, die aus den Bremsprozenten der BO. umgerechnet werden können, abgelesen werden. (W. MÜLLER, Fahrdynamik der Verkehrsmittel, Berlin 1940 S. 79).

h) Richtlinien der Reichsbahn für die Fahrzeitberechnung. *a) Maßgebende Last* (im Kopf des Buchfahrplans mit „Last“ bezeichnet) ist das in der Hauptverkehrszeit beobachtete größte Wagenzuggewicht, wobei das Verkehrsgewicht gleich dem aus halber Platzbesetzung ist (75 kg je Person). Die „Last“ kann in Ausnahmefällen um 10% überschritten werden. Sie ist unter allen Umständen mit „der planmäßigen Fahrzeit“ zu befördern, wenn nötig kann hierbei die Lok über $57 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h}$ hinaus beansprucht werden.

β) Die planmäßige Fahrzeit bei maßgebender Last ist gleich der „reinen Fahrzeit“, das ist diejenige, bei der für irgendein Wagenzuggewicht unter Ausnutzung der Reibungs- und Verdampfungszugkraft bis zur Höchstgeschwindigkeit angefahren, und letztere so lang als möglich beibehalten wird.

γ) Last bei kürzester Fahrzeit gleich Wagenzuggewicht von 100 t. Bei Triebwagen ist sie das Wagengewicht ohne Besetzung. Die kürzeste Fahrzeit ist gleich der reinen Fahrzeit für 100 t. Die planmäßige Fahrzeit für 100 t ist gleich der kürzesten Fahrzeit, vermehrt um einen Zuschlag von 3% bei Reisezügen und 5% bei Güterzügen. Die Zeiten für Anfahren und Bremsen werden hierbei ohne Zuschlag aus der kürzesten Fahrzeit übernommen.

i) Kohlenverbrauch. Die Ermittlung des Kohlenverbrauchs und der Lokomotiv- und Getriebearbeit ist stets für die Zeitabschnitte $\Delta t = 1 \text{ min}$ durchzuführen. In der Llv-Tafel (Abb. 81 a) ist für den Kohlenverbrauch je min zur waagrecht Achse ein Strahl gezogen, dessen Höhen unter den Schnittpunkten der Z_i -Linien mit der Fahrweiselinie (Begrenzungslinie) den Kohlenverbrauch $b \text{ kg/min}$ angeben ($b = 10 \text{ kg/min} = 5 \text{ mm}$). Diese Höhen trägt man über einer Geschwindigkeitsachse zur b -Linie auf (Abb. 81 f). Die Geschwindigkeitsachse hat für 60 km/h die Länge 40 mm . Da auf dem Zeitwegstreifen (Abb. 81 d) je 2 benachbarte Δt -Streifen proportional den mittleren Geschwindigkeiten je min sind, und hier der mit $V = 60 \text{ km/h}$ in 1 min zurückgelegte Weg von 1 km ebenfalls durch 40 mm dargestellt ist, so können die Wege je min von dem Zeitwegstreifen auf die V -Achse der b -Linie als mittlere Geschwindigkeiten übertragen werden. Für diese greift man senkrecht die b -Werte ab, reiht sie auf dem *Kohlenverbrauchsstreifen* (Abb. 81 e) zum Kohlenverbrauch $B \text{ kg}$ aneinander und beziffert die Anstoßpunkte zeitlich. Bei abgestelltem Dampf während der Fahrt und beim Stillstand ist der Kohlenverbrauch $b_0 = 0,6 \cdot R \text{ kg/min}$, wo $R \text{ m}^2$ die Rostfläche nach Tabelle 2 ist. Der Kohlenverbrauch während der Fahrzeit $T_0 \text{ min}$ bei abgestelltem Dampf ist $B_0 = b_0 \cdot T_0 \text{ kg}$, z. B. ist an der Langsamfahrstelle mit $T_0 = 11,36 - 9,25 = 2,11 \text{ min}$ und $b_0 = 0,6 \cdot R = 0,6 \cdot 3,9 \text{ kg/min}$ $B_0 = 4,9 \text{ kg}$.

k) Ermittlung der Arbeiten. *a) Lokomotivarbeit.* Für die Linie der Fahrweise der Llv-Tafel rechnet man für verschiedene V -Werte die Lokomotivarbeiten $\Delta A_l = Z_i \cdot V / (60 \cdot 1000) \text{ kmt/min}$ aus und zeichnet über der gleichen V -Achse wie bei der b -Linie in Abb. 81 h die ΔA_l -Linie. Der *Lokomotivarbeitsstreifen* (Abb. 81 g) wird ebenso wie der des Kohlenverbrauchs aufgezeichnet (Maßstab $\Delta A_l = 5 \text{ kmt/min} = 10 \text{ mm}$).

β) Getriebearbeit. Bei Fahrt mit abgestelltem Dampf ist die Getriebearbeit aus der ΔA_p -Linie (Abb. 81 h) zu ermitteln. Diese erhält man, wenn man für einen V -Wert $\Delta A_p = c \cdot G_{12} \cdot V / (60 \cdot 1000) \text{ kmt/min}$ berechnet, aufträgt und eine Gerade nach $V = 0$ zieht.

Es ist $c \cdot G_{i2}$ der Widerstand der Lokomotivtriebachsen (S. 674). Bei gleichmäßiger Geschwindigkeit V und der Fahrzeit T_0 min (Dampf abgestellt) ist $A_p = \Sigma T_0 \cdot \Delta A_p$ kmt.

γ) Bremsklotzarbeit.

1) Wird von V_1 auf V_2 abgebremst, so ist die Bremsarbeit $A_b = 1,06 \cdot 1000 \cdot G (V_1^2 - V_2^2) : (2 g \cdot 3,6^2 \cdot 1000^2) \cong 4 G (V_1^2 - V_2^2) : 10^6$ kmt.

2) Beim Halten auf Bahnhöfen ist mit $V_2 = 0$ die Bremsarbeit $A_h \cong 4 \cdot G (V_1^2) : 10^6$ kmt.

3) Falls der Zug gebremst mit gleichmäßiger Geschwindigkeit auf einem Gefälle größer als das Bremsgefalle $s_b = w$ fahren soll, und die uberschussige Gefallkraft $s - w$ kg/t abgebremst wird, so ist die minutliche Bremsarbeit $\Delta A_{br} = [G \cdot (s - w) \cdot V] : (60 \cdot 10^3)$ kmt/min, die mit der Fahrzeit auf dem Gefälle zu vervielfältigen ist, um $A_{br} = \Sigma \Delta A_{br}$ zu erhalten.

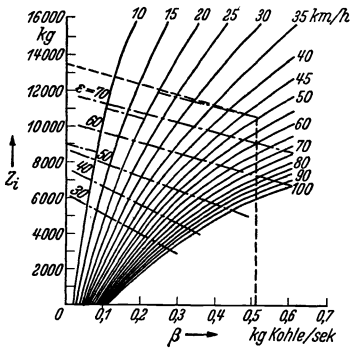


Abb. 82. Liv-Tafel S. 36. 20. (02).

2. Vorschriften der Reichsbahn für den Zugbetrieb.

a) **Bremsausrustung der Züge.** Es müssen in den Zügen so viel Bremsen vorhanden sein, daß ein Bremsweg von 700 bzw. 1000 m für HB. und 400 m für NB. nicht überschritten wird. Die Bremsstufen der F. V. geben die Bremsleistung an, d. h. die Tonnen Bremsgewicht, die bei obigen Bremswegen für je 100 t Wagenzuggewicht erforderlich sind, und zwar für die verschiedenen maßgebenden Gefälle und die auf ihnen zugelassenen Geschwindigkeiten getrennt nach schnell wirkenden durchgehenden Bremsen, Bremsart I und langsam wirkenden durchgehenden Bremsen, Bremsart II.

Als **Bremsgewichte**, falls sie nicht aus Anschriften auf den Fahrzeugen zu ersehen sind, rechnet man folgende Durchschnittswerte, wenn alle Achsen eines Wagens gebremst sind:

α) bei **Handbremsung** für Personenwagen das Eigengewicht und für Güterwagen das Gesamtgewicht, also einschließlich Ladung;

β) bei **durchgehender Bremse** für Personenwagen für S-Bremsen das 1,25fache Eigengewicht, für P-Bremsen das Eigengewicht, für G-Bremsen das 0,8fache Eigengewicht, bei Güterzug- und Guterzuggepackwagen leer 10 t, beladen 15 t, je Loktriebachse 10 t, je Tenderachse 6 t. Die Summe der Bremsgewichte der Bremswagen sowie der Lok + Tender geteilt durch das Gesamtzuggewicht muß \geq dem Bremsleistungsfaktor der Bremsstufen sein.

b) **Stärke der Züge** nach BO. 54 ausschließlich der Achsen der arbeitenden Lok + Tender:

Mit durchgehender Bremse bei **Reisezügen** 60 Achsen, höchstens 80 Achsen bei V bis 85 km/h. Bei Güterzügen 120, höchstens 150 Achsen bei V bis 75 km/h.

c) **Zulässige Fahrgeschwindigkeiten:** BO. 66 und 55, und F. V. § 38.

Für Züge ohne durchgehende Bremse 50 km/h auf HB. und NB. Bei durchgehender Bremse: für Reisezüge 135 km/h auf HB., 50 km/h auf NB. Für Strecken mit Schnelltriebwagenverkehr sind abweichend von der BO. höher Geschwindigkeiten mit Genehmigung des Reichsverkehrsministers zugelassen. Für Güterzüge mit Bremsart II bis zu 75 km/h auf HB., auf NB. wie bei Reisezügen gestattet. Arbeitszuge und Loks mit Tender vorn dürfen mit 50 km/h, geschobene Züge 25 km/h fahren.

Größte zulässige Fahrgeschwindigkeit r in Krümmungen (r m Halbmesser) bei entsprechender Überhöhung des äußeren Schienenstranges, 2. **in Gefällen** siehe Bremsstufen der BO.

1 a) Hauptbahnen:

r m	1200	1000	900	800	700	600	500	400	300	250	200	180
V km/h	120	120	115	110	100	95	85	75	65	60	50	45

1 b) Nebenbahnen:

r m	200	180	150	120	100
V km/h	50	45	40	30	25

3. Betriebskostenrechnung der Deutschen Reichsbahn.

Die Reichsbahn gliedert ihren Gesamtverkehr nach den *Verkehrszweigen*: Fern-, Vorort-, Schmalspur-, Schiffs- und Kraftwagenverkehr. Die Eisenbahnverkehrsweize werden nach den *Hauptbetriebsgruppen Reisezüge und Güterzüge*. und die Betriebsleistungen innerhalb dieser Gruppen nach den 3 *Leistungsgebieten*: Abfertigung, Zugbildung und Zugförderung unterteilt. Innerhalb dieser Leistungsgebiete werden als kleinste Einheiten der betrieblichen Leistung die *Leistungseinheiten* unterschieden, z. B. Abfertigung eines Reisenden, ein bei der Zugbildung behandelte Wagen, ein Zugbegleitkilometer usw.

Nach der „Dienstanweisung für die Aufstellung der Betriebskostenrechnung“ (Beko) wird der Betriebsleistung der *Kostenaufwand* gegenübergestellt.

Die *Ausgaben der Betriebsführung* werden von jeder Reichsbahndirektion in der „Betriebskostenrechnung“ für den Zeitraum eines Jahres nach betriebswirtschaftlichen Kostengruppen 1. für Besoldungen, Löhne und Nebenbezüge, 2. für Sachausgaben, 3. für Wohlfahrtsausgaben und Ruhegeld, 4. für Geschäftsleitung erfaßt. Die *Sachausgaben* werden weiterhin nach Sachgebieten (Bahnhofs- und Abfertigungs-, Bahnbewachungs-, Lokomotivfahr- und Zugbegleitdienst; Betriebsführung, Unterhaltung sowie Erneuerung der Bahnanlagen und der Fahrzeuge) unterteilt.

Die Umlegung dieser Kostenanteile auf die Leistungseinheiten liefert die „Betriebskosten“. Sie werden zu den „Selbstkosten“ dadurch ergänzt, daß die Zinsen für das im „Fahrweg“ (Anlagen der freien Strecke und der Bahnhöfe) angelegte Kapital hinzugeschlagen werden.

Die Betriebskostenrechnung wird ausgewertet

1. Als Grundlage der Selbstkostenermittlung und für die Aufstellung des jährlichen „Wirtschaftsergebnisses“.

2. Für die Überwachung und Verbesserung der Betriebsführung.

3. Zur Gewinnung von Kalkulationsunterlagen für die Tarifbildung.

Für letzteren Zweck wird in den sog. „Kalkulationsblättern“ eine weitgehende Aufspaltung der Kosten der Leistungseinheiten nach *Kostenstellen* vorgenommen und deren prozentualer Anteil im einzelnen angegeben.

Die *Kostensätze* der Betriebskostenrechnung sind ihrer Entstehung nach *Mittelwerte* aus den unter den Einflüssen der *Gesamibetriebslage* eines Direktionsbezirks (Verkehrs-, Strecken-, Zug- und Personalverhältnissen) erwachsenden Kostensummen. Sie werden ihrerseits wieder im „Wirtschaftsergebnis“ für den gesamten Reichsbahnbetrieb zu Mittelwerten zusammengefaßt.

Die Betriebskosten einer *einzelnen Zugfahrt* auf einer bestimmten Strecke werden nach der *Dienstvorschrift für die Berechnung der Kosten einer Zugfahrt (Zuko)* ermittelt. Diese berechnet die von den besonderen Verhältnissen der betrachteten Zugfahrt abhängigen Kosten, die in der Hauptsache durch die Verbrauchswerte, die Dienstpläne der Zugpersonale und der Lokomotive sowie der Verkehrsbelastung der Strecke bestimmt sind, nach besonderen Formeln unter teilweiser Verwendung von Werten aus dem Rechenwerk der Betriebskostenrechnung. Die so erhaltenen Werte werden mit den Einheitskostensätzen der „Beko“ derart in Verbindung gebracht, daß darin für die Formelwerte die auf mittleren Verhältnissen beruhenden Kostenanteile ausgeschieden und durch solche ersetzt werden, die auf bestimmte Verhältnisse zugeschnitten sind. Die Kostensätze nach der „Zuko“ sind den Mittelwerten nach der „Beko“ überall da vorzuziehen, wo es sich um *Sonderuntersuchungen* handelt, z. B. bei wirtschaftlichen Vergleichen von Neubaulinien, von Dampf- und Elektrobetrieb, von Eisenbahnen mit anderen Verkehrsmitteln sowie auch bei tariflichen Untersuchungen.

Die in der Zuko enthaltenen 33 Kostengleichungen für die Erfassung der Zugförderkosten einer Güterzugfahrt sind nachstehend durch Zusammenfassungen, die das Ergebnis nicht beeinflussen, auf 12 vermindert. Diese Formeln enthalten die Verbrauchswerte nach S. 677—680, die mit Kostensätzen je Einheit des Verbrauchswertes zu bewerten sind.

In den nachfolgenden Kostengleichungen berücksichtigt der Faktor 1,117 den Zuschlag für die Geschäftsleitungskosten des Direktionsapparates und der zentralen Stellen, der Faktor 1,137 den Zuschlag für die gesamten Geschäftsleitungskosten und für die Sachverwaltungskosten. Beispiele siehe W. MÜLLER: Fahrdynamik S. 123 ff.

Die Formeln für die Kostenanteile sind wie folgt unterteilt:

1. Kosten für Lokomotiv- und Zugbegleitpersonal.

$$a) \text{ Lokpersonal } K_{pl} = \frac{\eta_l \cdot E_l \cdot (T + T_a + T_{vl})}{D_{stl} \cdot \eta_l \cdot 60} \cdot 1,117 \text{ RM.}$$

$$b) \text{ Zugführer } K_{pz} = \frac{E_z \cdot (T + T_a + T_{vz})}{D_{stz} \cdot \eta_z \cdot 60} \cdot 1,117 \text{ RM.}$$

$$c) \text{ Schaffner } K_{ps} = \frac{\eta_s \cdot E_s \cdot (T + T_a + T_{vs})}{D_{sts} \cdot \eta_s \cdot 60} \cdot 1,117 \text{ RM.}$$

$$d) \text{ Dienstfrau } K_{pd} = \frac{E_d \cdot (T + T_a + T_{vd})}{D_{std} \cdot \eta_d \cdot 60} \cdot 1,117 \text{ RM.}$$

Hier ist E_l , E_z , E_s und E_d das durchschnittliche Jahreseinkommen einschließlich der Nebenbezüge sowie des prozentualen Zuschlages für Wohlfahrt und Ruhegeld des Lokpersonals, des Zugführers, der Schaffner oder der Dienstfrau. Die Beträge können der Betriebskostenrechnung der Deutschen Reichsbahn entnommen werden.

η_l sowie η_s ist die Stärke des Lok- oder des Schaffnerpersonals.

D_{stl} , D_{stz} , D_{sts} oder D_{std} sind die im Jahr von einem Lokführer oder Zugführer oder Schaffner oder Dienstfrau zu leistenden Dienststunden (Fahrstunden + Vorbereitungs- und Abschlußzeit nach Dienstplan).

η_l , η_z , η_s , η_d ist das Verhältnis der infolge Erkrankung und Urlaub verminderten Dienststunden zu den zu leistenden Dienststunden D_{st} , z. B. $\eta_l = 0,85$, $\eta_z = \eta_s = 0,86$.

T = Gesamtfahrzeit, T_a = Stillstandzeit innerhalb der Zugfahrt in min.

T_{vl} , T_{vz} , T_{vs} , T_{vd} min ist die Vorbereitungs- und Abschlußzeit des Lokpersonals oder des Zugführers oder der Schaffner oder der Dienstfrau nach dem Dienstplan.

2. Personalkosten für Betriebspflege der Dampflokomotive.

$$K_{bpf} = k_{bpf} \left(\frac{T_{wbm}}{l_f} + \frac{1,1 B_g}{10000} \right) \cdot 1,117 \text{ RM.}$$

k_{bpf} = Tagesausgaben für einen Tagewerkskopf eines Betriebsarbeiters nach der Betriebskostenrechnung der Deutschen Reichsbahn (= 6,85 RM.).

T_{wbm} = die für eine voll ausgenutzte Lok zugewiesene Zahl von Tagewerksköpfen für die Arbeiten der Kohlenlader und der Betriebsarbeiter (s. Tabelle 1).

l_f = Zahl der Läufe, die als Tagesdurchschnitt auf eine Lokomotive der Gruppe nach dem Lok-Dienstplan entfallen (z. B. $l_f = 2$).

$B_g = B + B_0 + 0,25 \cdot R \cdot T_n + 0,6 \cdot R \cdot T_a + b_h \cdot T_h$ ist der Gesamtkohlenverbrauch in kg für die Zugfahrt einschließlich Nebenleistung und Heizen (s. S. 679).

b_h = Kohlenverbrauch je Heizstunde.

$T_h = T + T_a$ Heizzeit.

$T_n = 200$ min für Fahrt von und zum Zug, Ruhe am Feuer, Bereitschaftsdienst und Anheizen der Lok.

3. Kosten für den Gesamtkohlenverbrauch.

$$K_b = B_g \cdot k_b \cdot 1,137 \text{ RM.}$$

k_b = Kosten für 1 kg Kohle ab Zeche einschließlich Frachtkosten in RM.

Als Frachtkosten werden für allgemeine Fälle die Dienstgutfrachten angesehen. In besonderen Fällen sind die Frachtselbstkosten zu berechnen. Der Kohlenpreis kann im Durchschnitt mit 17 RM./t ab Zeche, die Frachtkosten mit durchschnittlich 3,0 RM./t angesetzt werden, also $k_b = 20,00 : 1000 = 0,02$ RM./kg.

4. Lokomotivpeisewasser.

$$K_w = 7,5 \cdot (B + B_h) \cdot k_w \cdot 1,137 \text{ RM.}$$

B = Kohlenverbrauch in kg für Fahrzeit mit Kraftverbrauch.

$B_h = b_h \cdot T_h$: 60 Kohlenverbrauch in kg für Heizen der Reizezüge.

k_w = Kosten für 1 kg Wasser zuzüglich Reinigungskosten (0,1 RM. \cdot m³).

5. Sonstige Betriebsstoffe.

$$K_{b_s} = k_{b_s} \cdot \frac{\vartheta \cdot L}{100} \cdot 1,137 \text{ RM.}$$

k_{b_s} = Kosten für sonstige Betriebsstoffe der Dampflok in Rpf. je Lokeinheitskm nach der Betriebskostenrechnung der Deutschen Reichsbahn.

ϑ = Lokleistungsziffer, L = Streckenlänge in km.

6. Unterhaltung des Kessels der Dampflokomotive.

$$K_{k_u} = \frac{(B + B_h)^2}{T - T_0} \cdot \left[\frac{60 H_k \cdot k_{Hk}}{R \cdot r_0 \cdot 1000} \right] \cdot 1,137 = \frac{(B + B_h)^2}{T - T_0} \cdot f_1 \cdot 1,137 \text{ RM.}$$

H_k = Zahl der Fertigungsstunden für die Unterhaltung des Kessels beim Reichsbahnausbesserungswerk (RAW.) und dem Betriebswerk (BW.), soweit die Unterhaltung von der Rostanstrengung abhängig ist, bezogen auf 1000 t Brennstoffverbrauch.

k_{Hk} = durchschnittliche Lohnausgabe in RM. für eine Fertigungsstunde einschließlich Personalverwaltungskosten im RAW. und BW. bei der Kesseluntersuchung und einschließlich eines Zuschlags für den Geldwert der hierbei verbrauchten Stoffe für die Abnutzung der Werkzeuge und der Arbeitsmaschinen.

r_0 = durchschnittliche auf 1 Stunde Fahrzeit bezogene Rostanstrengung der Lokomotive gleicher Gattung in kg/m² Rostfläche, f_1 nach Tabelle 1.

Tabelle 1.

Betriebsgattung	Bauartreihe	T_{wbm}	Festwerte der Kostenformeln der Zuko (aufgestellt 1935)						
			$1000 f_1$	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6	f_7
			$\frac{60 \cdot H_k \cdot k_{Hk}}{R \cdot r_0}$	$\frac{e \cdot H_k \cdot k_{Hk}}{1000}$	$\frac{(1-e) \cdot H_k \cdot k_{Hk}}{a_{10} \cdot (1-\eta_{10}) \cdot 1000}$	$\frac{H_z \cdot k_{Hz}}{60 \cdot \eta_d}$	$\frac{k_{1u2}}{60 \cdot \eta_d}$	$\frac{a_1 \cdot k_{el}}{60 \cdot \eta_d}$	$\frac{z_1 \cdot k_{al}}{6000 \cdot \eta_d}$
S	36.20	1,73	0,202	0,0542	0,211	14,88	162,9	166,6	92,1
S	36.20	1,88	0,205	0,0645	0,396	15,26	220,0	175,2	93,0
S	36.47	1,68	0,218	0,0516	0,353	13,56	195,3	151,8	103,1
S	35.47	1,78	0,198	0,0517	0,335	11,35	183,1	127,2	61,2
S	36.48	1,88	0,220	0,0594	0,196	12,61	164,8	144,6	107,2
P	36.49	1,88	0,185	0,0584	0,408	13,96	170,4	153,3	109,8
P	35.47	1,47	0,188	0,0413	0,291	10,55	84,25	117,4	50,3
P	37.47	1,37	0,371	0,0356	0,282	7,94	72,84	88,7	76,6
Pt	35.45	1,27	0,214	0,0360	0,256	9,08	94,50	103,8	55,0
Pt	34.47	1,17	0,370	0,0300	0,537	6,34	52,10	72,8	57,2
Pt	34.47	1,06	0,294	0,0270	0,211	5,78	75,50	66,3	35,0
G	56.20	1,63	0,173	0,0583	0,461	15,10	190,2	158,1	118,5
G	56.20	1,78	0,173	0,0654	0,479	15,41	202,6	161,5	121,9
G	56.46	1,68	0,216	0,0576	0,406	12,56	170,3	131,5	86,5
G	55.15	1,37	0,190	0,0357	0,357	10,34	136,1	108,5	51,5
Gt	44.47	1,37	0,236	0,0407	0,287	19,34	92,6	99,0	50,2
Gt	55.47	1,26	0,244	0,0333	0,319	7,47	59,4	80,8	42,7
Gt	46.47	1,26	0,199	0,0379	0,298	9,10	117,9	98,04	77,5

7. Unterhaltung des Fahrgestells und Tenders der Dampflokomotive.

$$K_{tu} = \left[\frac{e \cdot H_t \cdot k_{Ht}}{1000} + \frac{(1-e) H_t \cdot k_{Ht}}{a_{10}(1-\eta_{i0})1000} \cdot \frac{(1-\eta_i) \cdot A_l + A_p}{T} \right] \cdot L \cdot 1,137$$

$$= \left[f_2 + f_3 \cdot \frac{(1-\eta_i) \cdot A_l + A_p}{T} \right] \cdot L \cdot 1,137 \text{ RM.}$$

e = Verhältnis der nur von der Laufeistung abhängigen Zahl der Arbeitsstunden zur Gesamtstundenzahl der Unterhaltung des Fahrgestells und Tenders.

$a_{10}(1-\eta_{i0})$ = innere Reibungsarbeit der Lokomotive bei der statistischen durchschnittlichen Arbeitsleistung der Lokomotiven gleicher Gattung auf 1 min Fahrzeit.

H_t = Anzahl der Fertigungsstunden für die Unterhaltung des Fahrgestells und Tenders (einschließlich Erneuerung der Radreifen) bei RAW. und BW. bezogen auf 1000 Lokomotivkm.

k_{Ht} = durchschnittliche Lohnausgabe in RM. für eine Fertigungsstunde einschließlich Wohlfahrtsabgaben in RAW. und BW. bei der Unterhaltung des Fahrgestells und Tenders.

$$\eta_i = \text{mechanischer Wirkungsgrad der Lokomotive, } \eta_i = 0,96 - \frac{c \cdot G_{l2} \cdot L}{A_l \cdot 1000}$$

Hier ist $c \cdot G_{l2}$ der Grundwiderstand der Triebachsen, L km die Streckenlänge.

A_l = indizierte Lokomotivarbeit in kmt.

A_p = indizierte Arbeit des Getriebewiderstandes in kmt.

f_2 und f_3 siehe Tabelle 1.

8. Zeitkosten und feste Werkkosten für Unterhaltung sowie Kosten für Erneuerung und Verzinsung der Lokomotiven.

$$K_{zl} = \left[\frac{H_z \cdot k_{Hz}}{60 \eta_d} + \frac{k_{luz}}{60 \eta_d} + \frac{a_l \cdot k_{el}}{60 \cdot \eta_d} + \frac{z_l \cdot k_{al}}{6000 \cdot \eta_d \cdot 1,137} \right] \cdot \frac{(T + T_a + T_v)}{D_{stl}} \cdot 1,137 \text{ RM.}$$

$$= \left(f_4 + f_5 + f_6 + \frac{f_7}{1,137} \right) \cdot \frac{(T + T_a + T_v)}{D_{stl}} \cdot 1,137 \text{ RM.}$$

H_z = Zahl der Fertigungsstunden für die nur von der Zeit abhängige Lokomotivunterhaltung (auch für Kesselunterhaltung) beim RAW. und BW. bezogen auf 1 Jahr.

k_{Hz} = durchschnittliche Lohnausgabe für eine Fertigungsstunde in RM. einschließlich Wohlfahrtsausgaben für die nur von der Zeit abhängige Lokomotivunterhaltung und einschließlich eines Zuschlages für den Geldwert der hierbei verbrauchten Stoffe und Ersatzstücke, für Abnutzung der Werkzeuge und Arbeitsmaschinen.

η_d = Zusatzfaktor zur Berücksichtigung des Ausnutzungsgrades der Lokogattung.

T_v = Vorbereitungs- und Abschlußzeit der Lokomotive in min.

D_{stl} = Zahl der jährlichen Dienststunden der Lokomotive einer Gattung für Zug- und Rangierdienst + Vorbereitungs- und Abschlußzeit + Fahrt von und zum Zug. (Leistet z. B. eine Lok 01 durchschnittlich 14 Stunden je Tag, so ist $D_{stl} = 365 \cdot 14 = 5110$ h/Jahr).

k_{luz} = durchschnittlich jährlich auf 1 Lok der Gattung entfallender Betrag für feste Werkkosten.

a_l = Abschreibungssatz (Erneuerungssatz) der Lok = 3,33%.

k_{el} = Lokleergewicht in t mal Einheitspreis je t dieser Lokogattung in RM., für Loks mit Schlepptender 1500 RM./t, für Tenderloks 1680 RM./t.

z_l = Zinssatz der Lok = 3%.

k_{al} = ursprünglicher Beschaffungspreis der Lok in RM. (Merkbuch der Dampflokomotiven). f_4, f_5, f_6, f_7 siehe Tabelle 1.

9. a) Betriebspflege, Unterhaltung, Erneuerung und Verzinsung der Güterzugwagen.

$$K_{uwg} = \frac{G_w}{100} (1,117 \cdot k_{wg} + k_{gz} \cdot \eta_w) \cdot L \text{ RM.}$$

G_w = Gewicht des Wagenzuges in t.
 k_{wg} = Kosten der Betriebspflege, Unterhaltung und Erneuerung der Wagen in Rpf. für 1 Bruttotkm der Güterzüge nach der Betriebskostenrechnung der Deutschen Reichsbahn.

$k_{wg} = 0,04$ Rpf./Bruttotkm.
 k_{gz} = Kosten der Verzinsung in Rpf. für 1 Bruttotkm der Güterzüge bei einem Zinsfuß von 3% ist $k_{gz} = 0,015$ Rpf./Bruttotkm.

η_w = Zusatzfaktor für die Berücksichtigung der Wagenbereitschaft, $\eta_w = 0,9$.
 b) Betriebspflege, Unterhaltung, Erneuerung und Verzinsung der Reisezugwagen.

$$K_{wu} = [n \cdot (1,117 k_{wu} + k_{wz}) + m (1,117 k_{wup} + k_{pz})] \cdot \frac{L}{L_t} \text{ RM.}$$

n = Anzahl der Reisezugwagen nach Zugbildungsplan.

m = Zahl der Gepäckwagen nach Zugbildungsplan.

k_{wu} = Kosten der Betriebspflege, Unterhaltung und Erneuerung der Reisezugwagen je Betriebstag in RM.

für D-Zugwagen 23,50 RM.
 für Eilzugwagen 15,00 „
 für Personenzugwagen 6,20 „

k_{wup} = Kosten der Betriebspflege, Unterhaltung und Erneuerung der Reisezuggepäckwagen je Betriebstag in RM.

für D-Zuggepäckwagen 13,90 RM.
 für Eilzuggepäckwagen 11,60 „
 für Personenzuggepäckwagen 5,70 „

k_{wz} = Kosten der Verzinsung der Reisezugwagen je Betriebstag in RM.

für D-Zugwagen 6,55 „
 für Eilzugwagen 4,96 „
 für Personenzugwagen 2,29 „

k_{pz} = Kosten der Verzinsung der Gepäckwagen je Betriebstag in RM.

für D-Zuggepäckwagen 3,89 RM.
 für Eilzuggepäckwagen 3,84 „
 für Personenzuggepäckwagen 2,14 „

L_t = durchschnittliche, tägliche Laufleistung des im Zuge verwendeten Wagenparkes in km aus Zugbildungsplan (= 250 km).

10. Unterhaltungskosten des Oberbaues.

$K_{ou} = 1,117 \cdot f_s \cdot L \cdot G [(60 + n/3) + 6 \cdot \sqrt[3]{V_B}] : V_B$ RM. Diese Formel gilt für zweigleisige Flachlandbahnen ($s \leq 10\text{‰}$). Statt $60 + n/3$ ist bei Gebirgstrecken über 10‰ folgender Zuschlag zu machen:

Bahnart	Streckenneigung	Eingleisige Bahn	Zweigleisige Bahn
Hauptbahn	10—16,7 ‰ stärker als 16,7 ‰	12% Zuschlag 25% „	25% Zuschlag 35% „
Nebenbahn	20—25 ‰ stärker als 25%	6% „ 12% „	12% „ 18% „

Bei eingleisigen Hauptbahnen ist $45 + 2n/3$, bei eingleisigen Nebenbahnen $30 + n$ statt $60 + n/3$ zu setzen. $V_B t$ ist die tägliche Verkehrsbelastung der Strecke in beiden Richtungen einschließlich der Lok. Es ist n die Zahl der in beiden Richtungen täglich verkehrenden Züge, und $f_s = 0,0292$ bei 7,12 RM. Tagelohn ein Festwert, der den Lohn und die Stoffe, die 1 Bahnarbeiter täglich verarbeitet, berücksichtigt.

11. Erneuerung des Oberbaues.

$$K_{on} = 1,117 \cdot f_s \cdot \left[\frac{2,5}{1000} \cdot \left(\frac{G \cdot L}{1000} + \eta_i A_l + A_p + w_{rm} \cdot \frac{\Sigma L_r \cdot G}{1000} \right) + \frac{3,25 \Sigma A_b}{1000} \right]$$

RM. Es ist $w_{rm} = \Sigma (l_r \cdot w_r) : \Sigma L_r \text{ ‰}$ der mittlere Krümmungswiderstand der

Strecke, wo Σl_r km die Summe aller Krümmungsstrecken der Linie ist. Der Festwert $f_b = 9,47$ RM/t km. ΣA_b ist die gesamte Bremsarbeit.

12. Sonstige Fahrwegkosten.

$K_f = 1,117 \cdot L \cdot [k_{fb} + G(k_{fu} + k_{zf}/1,117)]$ RM. Hier sind $k_{fb} = 0,25$ RM./Zugkm die Personal- und Sachausgaben für das Vorhalten des stationären Apparates im Bahnhof- und Streckendienst, $k_{fu} = 0,0005$ RM.t/km die Personal- und Sachkosten für Unterhaltung der Bahnanlagen mit Ausnahme des Oberbaues und der Stromverteilungsanlagen, $k_{zf} = 0,001$ RM./tkm die Zinskosten des Fahrweges einschließlich Oberbau.

4. Züge mit elektrischen Lokomotiven (Tabelle 3).

Die Lokomotiven werden mit einphasigem Wechselstrom (meist $16\frac{2}{3}$ Hertz) von 15 000 Volt, der auf 200—300 Volt transformiert wird, betrieben. Abb. 84 zeigt den Stromlauf einer E-Lok mit Einzelachsantrieb, der sich in der Unterhaltung wesentlich billiger stellt als der Gruppenantrieb und daher heute bei neueren Lokomotiven ausschließlich angewendet wird. Das durch Wegfall der Kraftquelle ersparte Gewicht kann zum

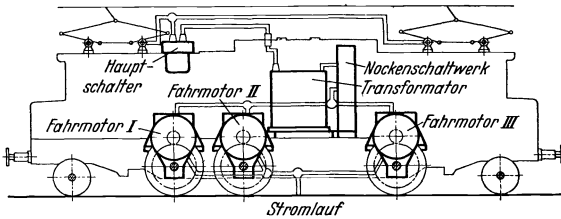


Abb. 84.

großen Teil nutzbar gemacht werden, um stärkere Motoren auf der Lok unterzubringen und dadurch im Betriebe schnelleres Anfahren der Züge, höhere Fahrgeschwindigkeiten zum Einholen von Verspätungen und höhere Geschwindigkeiten in Gebirgsstrecken zu erreichen. Wie für die Dampflokomotive sind auch für die elektrischen Lokomotiven Llv-Tafeln aufgestellt. Begrenzt ist die Anfahrzugkraft durch die Haftreibung. Mit der Anfahrzugkraft darf im Bereich von 0—30% der Höchstgeschwindigkeit zusammenhängend nicht länger als 10—15 min gefahren werden. Von da ab ist mit der sog. Stundenzugkraft etwa 1 Stunde zu fahren, weil sonst die Erwärmung der Fahrmotoren unzulässig groß wird (bis 80°). Der Temperaturverlauf der Motoren ist durch Erwärmungstafeln zu ermitteln (W. MULLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 101). Mit der unter der Stundenzugkraft liegenden Dauerzugkraft kann beliebig lange gefahren werden.

Der Massenfaktor ist bei Güterzuglokomotiven $q_l = 1,4$ bis $1,6$ und bei Personen- und Schnellzuglok $q_l = 1,15$ bis $1,25$, während die des Wagenzuges $q_w = 1,05$ sind. Der mittlere Massenfaktor des Zuges ist dann $q_m = (q_l \cdot G_l + q_w \cdot G_w) : (G_l + G_w)$. Der Lokomotivwiderstand wird nach derselben Formel, wie für die Dampflok berechnet, nur ist der Luftwiderstandsbeiwert $c_w = 0,5$. Die Ermittlung der Fahrzeiten und des Stromverbrauches ist unter Verwendung der gleichen Maßstäbe dieselbe wie für die Fahrzeit- und Kohlenverbrauchsermittlung der Dampflok. Beispiele s. W. MULLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 89 und 126.

5. Triebwagen.

Die Triebwagen ergänzen den Fern- und Schwerverkehr und sollen auf Nebenbahnen möglichst den Personenverkehr bedienen. Auf Hauptbahnen verbinden Schnelltriebwagen die wichtigsten Verkehrsknotenpunkte. Neben Wechselstromschnelltriebwagen auf verstromten Linien kommen für die anderen Linien hauptsächlich Triebwagen mit Dieselmotoren zur Verwendung. Beide Bauarten haben 160 km/h Höchstgeschwindigkeit. Für Schnelltriebwagen mit eigener Kraftquelle kommt elektrische oder hydraulische Kraftübertragung zur Anwendung. Bei ersterer treibt ein Dieselmotor eine Dynamomaschine und der durch diese erzeugte

Strom die Fahrmotoren. Die hydraulische Kraftübertragung erfolgt durch ein sog. Flüssigkeitsgetriebe. Bei elektrischer und hydraulischer Kraftübertragung ändert sich die Zugkraft kontinuierlich, im Gegensatz zu dem stufenweisen Abfall der Zugkräfte von Gang zu Gang bei der mechanischen Übertragung, die bei langsamer fahrenden Triebwagen angewendet wird. W. MULLER (Fahrndynamik, Berlin 1940, S. 106).

6. Die Bremsen.

Bei der Reichsbahn sind Handspindelbremsen und Druckluftbremsen im Gebrauch; von letzteren die Bauart Kunze-Knorr (Zweikammerbremsen), die Bauart Hildebrand-Knorr und die Knorr- und Westinghouse-Bremse (Einkammerbremsen).

a) Die **Kunze-Knorr-Bremse für Güterzüge** (KKG.-Bremse) hat einen langsamen Druckanstieg (L.-Bremse), um bei langen Güterzügen ein Auflaufen der Wagen zu verhindern.

Wirkungsweise (Abb. 85). Die Druckluft wird von der Luftpumpe auf der Lok erzeugt und gelangt durch die Bremsleitung zu den Bremsapparaten unter den Wagen. Der Lokführer regelt den Bremsdruck mit dem Bremsventil, das 4 Stellungen hat: Losestellung, Abschlußstellung, Betriebsbremsung, Schnellbremsung. Bei 5 Atm. Volldruck in der Bremsleitung, den Kammern *A* und *B* und dem Hilfsluftbehälter *A*₁ (Abb. 85) stehen die Bremsklötze von den Radern ab. Kammer *C* hat mit der freien Luft über Steuer-ventil Verbindung. Bei Druckverminderung in der Leitung schließt das Steuerventil die Kammer *C* nach außen ab, und die Druckluft fließt von *B* nach *C*, treibt den Bremskolben vor und die Bremsklötze schlagen an die Räder an. Die Bremse hat einen *Lastwechsel* (nicht dargestellt), dessen Hebel auf „leer“ und „beladen“ gestellt werden kann. Die Vollbremsung in Stellung „leer“ ist bei Druckausgleich der Kammern *B* und *C* erreicht. Bei Stellung „beladen“ wird die Bremskraft dadurch erhöht, daß nach dem Druckausgleich zwischen *C* und *B* die Kammer *B* entlüftet wird und noch der Zweikammerkolben durch den Druck in der Kammer *A* auf das Bremsgestänge wirkt. *Gelöst* werden die Bremsen dadurch, daß der Druck in der Leitung erhöht, letztere durch das Steuerventil mit der Kammer *B* verbunden und Kammer *C* geöffnet wird. Die Bremse löst stufenweise, bis der Druck von 5 Atm. in den Kammern *B* und *A* und dem Hilfsluftbehälter *A*₁ erreicht ist. Die *KKP.-Bremse für Personenzüge* (S.-Bremse) hat für eine schnellere und stärkere Bremswirkung noch ein Beschleunigungsventil. Die *KKS.-Bremse für Schnellzüge* (SS.-Bremse) ist wie die KKP.-Bremse gebaut, aber mit größeren Abmessungen und hat daher noch größere Bremskräfte. Die KKS.-Bremsen haben außerdem *Bremsdruckregler*, die die Bremsluft rechtzeitig aus dem Einkammerzylinder entweichen lassen und dadurch den Bremsklotzdruck verringern. Bei zu hohem Bremsklotzdruck schleifen nämlich die Räder. Hierdurch wird die Bremswirkung vermindert und somit der Bremsweg verlängert. Die Erhöhung des Bremsklotzdruckes tritt bei abnehmender Geschwindigkeit ein, mit der die Reibung zwischen Bremsklotz und Rad wächst.

b) Die **Hildebrand-Knorr-Bremse** ist eine selbsttätige Einkammerdruckluft-Bremse. Durch das Steuerventil wird das Bremsen und Lösen eingeleitet und geregelt. Sinkt der Druck im Bremszylinder, so wird durch das Steuerventil selbsttätig Luft vom Vorrats- und weiterhin vom Hilfsluftbehälter nachgefüllt. Die Bremse ist also unerschöpfbar. Ein *vollautomatisches Führerbremsventil* auf der Lokomotive erleichtert die Handhabung und verbessert die Bremswirkung. Die Durchschlaggeschwindigkeit wird durch die sog. *gekoppelten Beschleuniger* erhöht, durch die lange Schnellzüge stoßfrei gebremst werden.

Für hohe Geschwindigkeiten (160–200 km/h) sind Bremsbauarten (Hik SS) ausgearbeitet, deren Bremskraft fast doppelt so groß wie bei gewöhnlichen Bremsen ist und deren Vollwirkung bei Schnellbremsung in 2 sec erreicht wird.

Um die Zuverlässigkeit des Bremsens noch zu verstärken, finden bei den Schnelltriebwagen statt der üblichen Klotzbremsen, die an den Laufflächen der Radreifen angreifen, *Trommelbremsen* Verwendung, die zwischen den Radern auf den Achsen angebracht sind. Außerdem haben die Schnelltriebwagen, um Bremsweg und -zeit zu verkürzen, als Zusatz noch *elektromagnetische Schienenbremsen*.

c) **Ermittlung von Bremsweg und Bremszeit.** Diese genauere Ermittlung ist anzuwenden, um die Stationierung der Vor- und Hauptsignale im voraus zuverlässig zu bestimmen. Die Abweichungen der genaueren Ermittlung und der überschlaglichen mit einer mittleren Bremsverzögerung sind für die Bremszeiten gering. Für die Bremswege können sie recht beträchtlich sein. Bei der Fahrzeitberechnung wird die Bremszeit durch *Bremszeitauschlag* berücksichtigt (S. 678 und Abb. 83).

Der Bremsklotzdruck je Wagen ist $K = Q \cdot i \cdot \eta$ kg. Hier ist *i* das Übersetzungsverhältnis des Bremsgestanges, η der Wirkungsgrad der Kraftübertragung und $Q = q \cdot F_z - R = q [F_z -$

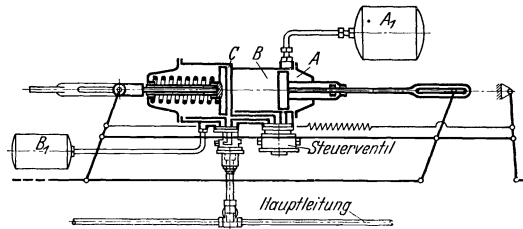


Abb. 85.

$(R/q) = q \cdot F'_z$ der Druck des Bremszylinders. Es ist q kg/cm² der Luftdruck auf 1 cm² der Kolbenfläche F'_z , R kg die Kraft der Rückzugfeder im Einkammerzylinder und der Gestangefedern, die proportional q ist. In Abb. 87 ist der Druckanstieg q im Bremszylinder in Abhängigkeit von der Zeit z. B. für eine KKS.-Bremse aufgetragen. Für die n_k -Bremsklötze eines Wagens, die von einem Bremsapparat bedient werden und die die Anpreßfläche F_k cm² je Bremsklotz haben, ist der gesamte Klotzdruck des Wagens $K = n_k \cdot F_k \cdot k = Q \cdot i \cdot \eta = q \cdot F'_z \cdot i \cdot \eta$ und der spezifische Klotzdruck ist $k = q \cdot (F'_z \cdot i \cdot \eta) : (n_k \cdot F_k) = q \cdot \dot{U}$ kg/cm², wo $\dot{U} = (F'_z \cdot i \cdot \eta) : (n_k \cdot F_k)$ für jede Wagenart angegeben wird. Der Klotzdruck mal der Bremsreibung μ_b ist dann die Bremskraft des Wagens $P_k =$

$$\frac{0,8 \cdot \mu_b \cdot K}{1000} = \frac{0,8 \cdot \mu_b}{1000} n_k \cdot F_k \cdot k = \frac{0,8 \cdot \mu_b}{1000} n_k \cdot F_k \cdot \dot{U} \cdot q \leq \frac{G_b \cdot \mu_h}{1000}$$

der Haftkraft, damit die Räder nicht schleifen und die Bremswirkung sich nicht vermindert. Es ist G_b das Gewicht auf den Bremsachsen, $\mu_h = 135-250$ kg/t die Haftreibung zwischen Rad und Schiene. Für die Berechnung ist $\mu_b = 170$ kg/t einzusetzen (MERTZKOW: Organ, 1934, S. 247).

In Abb. 86 ist nach MERTZKOW (Glaser's Ann. 1926) die Reibung zwischen Rad und Bremsklotz in Abhängigkeit von den Geschwindigkeiten und dem spezifischen Klotzdruck dargestellt. Für die Praxis sind diese Versuchswerte μ_b kg/t auf $0,8 \mu_b$ zu ermäßigen. Je t eines Wagenzuges vom Gewicht G_w mit n_b Bremswagen bei mittlerem \dot{U}_m ist dann die Bremskraft des angehängten Wagenzuges $p_b = (0,8 \mu_b \cdot n_b \cdot n_k \cdot F_k \cdot q \cdot \dot{U}_m) : (1000 G_w) \pm s + w_w = p'_b \pm s + w_w$, wo $+ s$ ‰ Steigung und w_w der Fahrzeugwiderstand des Wagenzuges ist. Für Güterwagen der Reichsbahn ist $\dot{U}_m = 1,1$ (KOPP: Diss. Berlin 1937), $F_k = 8,4 \cdot 40 = 336$ cm² bei zweischigen Wagen mit $n_k = 8$.

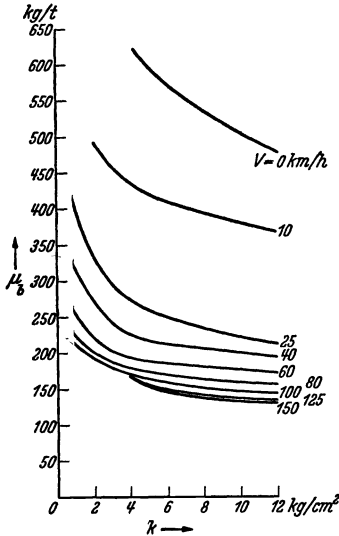


Abb. 86.

Das \dot{U}_m der Personen- und Schnellzüge ist größer und je nach der Zusammensetzung des Wagenzuges aus den \dot{U} -Werten der einzelnen Wagen zu ermitteln. Der Unterschied der Bremskraft je t von Lok und Tender gegenüber der des Wagenzuges ist in der Regel sehr gering. Man nimmt daher für Lok und Tender die gleiche Bremskraft p'_b kg/t an wie für den an-

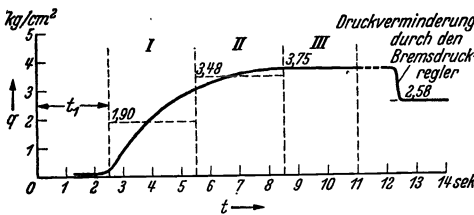


Abb. 87. Bremsdruckschaulinie KKS.-Bremse. Volle Betriebsbremsung.

Für die Ermittlung der Bremsbewegung wurde als Zeitabschnitt $\Delta t = 3$ sec gewählt. Hiernach wurde die Bremsdruckschaulinie in senkrechte Streifen geteilt. Für die mittleren q -Werte der Streifen wurden für die spezifischen Klotzdrucke $k = q \cdot \dot{U}_m$ kg/cm² aus Abb. 86 für die verschiedenen Geschwindigkeiten die Bremsreibung μ_b abgelesen und die Werte $p'_b = (0,8 \mu_b \cdot n_b \cdot n_k \cdot F_k \cdot q \cdot \dot{U}_m) : (1000 G_w)$ ermittelt. Bei $\Delta t = 3$ sec sind die Maßstäbe: $V = 1$ km/h = 5,14 mm, $p'_b = s = w = 1$ kg/t = 0,25 mm, Längen 1 : 2500.

Oberhalb der V -Achse der Abb. 88 b hatte man bereits die w -Linie und unterhalb die Waagerechte für die Steigung $s = 2$ ‰ gezeichnet. Über der w -Linie trägt man sodann für jeden k -Wert gemäß der Austeilung des Bremsdruckdiagramms die entsprechenden p'_b -Werte zu den p'_b/V -Linien I, II, III usw. auf. Bei der KKS.-Bremse wird bei $V = 50$ km/h der Bremsdruck durch den sog. Bremsdruckregler ermäßigt, damit ein Blockieren und Schleifen der Räder auf den Schienen infolge der mit abnehmender Geschwindigkeit stark ansteigender Bremsreibung vermieden wird. Für den ermäßigten Bremsdruck 2,58 kg/cm² nach dem höchsten Druckanstieg

gehängten Wagenzug. Die Bremskraft je t Zuggewicht mit dem Zugwiderstand w kg/t ist dann $p_b = p'_b \pm s + w$ kg/t.

Beispiel: Ein Schnellzug von 8 vierachsigen Wagen mit $G_w = 416$ t, $n_b = 8$, $n_k = 16$, $F_k = 504$ cm², $\dot{U}_m = 1,56$ (KOPP: Diss. Berlin 1937), Abbremsgeschwindigkeit $V = 135$ km/h, $+ s = 2$ ‰ Steigung, Massenfaktor 1,09. Nach der Bremsdruckschaulinie (Abb. 87) einer KKS.-Bremse mit Beschleunigungsventil für volle Betriebsbremsung sind die q -Werte gegeben.

Tabelle 2. Dampflokomotiven der Reichsbahn.

Nr.	Baureihe	Betriebsgattung		Bauart ¹	Triebwerk ²	Achsstand m	Rostfläche R m ²	Kesseldruck kg/cm ²	Dienstgewicht t	Reibungsgewicht t	Höchstgeschwindigkeit V km/h	Länge einschl. Tender über Puffer m	Zugehöri-ger Tender	Tenderdienstgewicht t	Wasser m ³	Kohlen t
		neu ³	alt													
1	17 ¹⁰⁻¹²	S 35.17	S 10 ¹	2C—h4 v	2 · 400/660/1980	9,4	3,18	15	83,1	53,2	110/120	20,91	4 T 31,5	64,9	31,5	7,0
2	18 ⁵	S 36.18	S 3/6	2C1—h4 v	2 · 440/610/1870	11,19	4,5	16	96,1	53,8	120	21,37	4 T 27,4	59,2	27,4	8,5
3	38 ¹⁰⁻⁴⁰	P 35.17	P 8	2C—h2	575/630/1750	8,35	2,64	12	78,2	51,6	100	18,60	4 T 21,5	49,4	21,5	5,0
4	39 ⁸⁻³	P 46.19	P 10	1D1—h3	3 · 520/660/1750	11,60	4,0	14	110,4	75,7	110	22,98	4 T 31,5	64,9	31,5	7,0
5	56 ¹⁰⁻³⁰	G 45.17	G 8 ³	1D—h2	630/660/1400	7,00	3,40	14	83,5	70,2	65/80	17,0	3 T 20	45,6	30,0	6,0
6	57 ¹⁰⁻⁴⁰	G 55.15	G 10	E—h2	630/660/1400	6,00	2,63	12	76,9	76,6	60	18,95	4 T 16	43,4	16,0	7,0
7	58 ¹⁰⁻³²	G 56.10	G 12	1E—h3	3 · 570/600/1400	8,50	3,90	14	93,7	82,5	65	19,50	3 T 20	45,6	20,0	6,0
8	94 ⁴⁻¹⁸	Gt 55.15	T 16 ¹	E—h2	610/660/1350	5,80	2,30	12	84,9	84,9	40	12,66	—	—	8	3
9	01	S 36.20	—	2C1—h2	650/660/2000	12,40	4,50	16	{ 108,9 111,1	59,2	120	23,75	4 T 32	73,6	32	10
10	03	S 36.18	—	2C1—h2	570/660/2000	12,00	4,05	16	99,6	53,0	120/140	23,94	4 T 32	73,6	32	10
11	43	G 56.20	—	1E—h2	720/660/1400	9,65	4,70	14	110,8	96,6	70	21,92	4 T 30	68,5	30	10
12	44	G 56.20	—	1E—h3	3 · 600/660/1400	9,65	4,70	14	114,1	99,4	70	21,92	4 T 30	68,5	30	10
13	62	Pr 37.20	—	2C2—h2	600/660/1750	13,30	3,50	14	123,6	60,8	100	17,14	—	—	14	4,3
14	81	Gt 44.17	—	D—h2	500/550/1100	4,30	1,78	14	67,5	57,5	45	11,08	—	—	8	3
15	05	S 37.18	—	2C2—h3	3 · 450/660/2300	13,90	4,80	20	125,7	66,1	160	26,27	5 T 37	85,7	37	10

¹ Beispiel: S 35.17 = 3/5 Schnellzuglokomotive von 17 t Achsdruck, P = Personenzuglokomotive, G = Güterzuglokomotive, Pt und Gt = P- und G-Tenderlokomotive.
² Ziffer = Laufachsenzahl, Buchstaben = Triebachsenzahl, h = Heißdampf (400°), Ziffer = Zylinderzahl, v = Verbundlokomotive.
³ Reihenfolge: Zylinderzahl, Zylinder-Ø (oben Hochdruck, unten Niederdruck), Kolbenhub, Triebart.

Tabelle 3. Elektrische Lokomotiven der Reichsbahn.

Stamm-Nr.	Bauart	Art der Lok	Baufirma	Stromart	Antrieb	max V km/h	Motorzahl	Gesamtgewicht t	Nenn-kW	Länge über Puffer m
E 18	1 D ₀ 1	Schnellzuglokomotive	AEG.	E 15 kV 16 ² / ₃ s	Hohlw. Feder	150	4	108	3180	16,92
E 44	B ₀ —B ₀	Personenzuglokomotive	MSW.	E 15 kV 16 ² / ₃ s	Achs vorgelegt	80	4	79	2250	13,15
E 93	C ₀ —C ₀	Güterzuglokomotive	AEG.	E 15 kV 16 ² / ₃ s	Achs vorgelegt	65	6	117	2310	17,70

Tabelle 4. Personenwagen und Gepäckwagen der Reichsbahn.

Gattung der Wagen	Gattungs- zeichen ¹	Dreh- zapfen- abstand mm	Länge über Puffer m	Abteil- räume	Zahl der Plätze Klasse			Eigen- gewicht t
					1	2	3	
D-Zug-Wagen	AB 4 ü	14 400	21,72	2 + 6	12	36	—	47,5
D-Zug-Wagen	C 4 ü	14 400	21,72	10	—	—	80	47,2
Durchgangswagen . . .	B 4 i	14 040	21,70	3	—	62	—	37,3
Durchgangswagen . . .	BC 4 i	13 300	20,96	2 + 2	—	23	51	36,7
Durchgangswagen . . .	C 4 i	13 300	20,96	3	—	—	84	35,9
Abteilwagen	BC 3	7 500 ²	12,50	2 + 4	—	12	32	20,4
Abteilwagen	C 3	7 600 ²	11,70	6	—	—	48	19,0
Gepäckwagen					Ladegewicht t			
für D-Zug	Pw 4 ü	12 360	19,68		9,5			39,0
„ Personenzug	Pw 4	12 360	19,68		10			32,1
„ Personenzug	Pw 3	7 500 ²	12,90		6			16,6
„ Güterzug	Pwg	4 700 ²	8,50		4			11,1

¹ A bedeutet 1., B 2., C 3. Klasse. Die Zahl dahinter Gleisachszahl, ohne Zahl gleich zweiachsig, ü = Übergangsbrücken mit Faltenbalg, i = Durchgang und Übergangsbrücke ohne Faltenbalg. — ² Achsstand.

Tabelle 5. Reichsbahn-Güterwagen¹.

Gattung u. Gattungs- bezirk	Lade-			Eigengewicht		Lade- ge- wicht t	Trag- fä- hig- keit t	Achsstand		Länge über Puffer	
	länge m	breite m	höhe m	ohne kg	mit mit Handbremse kg			mit Hand- bremse m	ohne m	mit m	ohne m
G Kassel, München	7,92	2,69	2,15	10 500	11 000	15,0	17,5	4,5		9,30	9,60
G1 Dresden	10,72	2,69	2,04	12 500	13 000	15,0	17,5	7,0		12,10	12,80
K Wuppertal	5,30	2,81	1,25	10 000	10 500	15,0	17,5	3,5 od. 3,3		6,60	7,30
V Altona	6,90	2,68	1,03 + 1,03	11 500	12 000	15,0	17,5	4,0		8,25	8,55
O Halle Holzwände	6,72	2,73	1,0	9 500	10 000	15,0	17,5	4,0		8,10	8,80
O Nürnberg Eisenwände	5,3	2,81	1,3	9 000	9 500	15,0	17,5	3,5		6,60	7,30
Om Essen, Breslau, Königsberg	7,72	2,76	1,55	10 500	11 000	20,0	21,0	4,5		9,10	9,80
R Stuttgart	10,12	2,67	—	9 500	10 000	15,0	17,5	6,5	6,0	11,50	12,20
S Augsburg	13,0	2,75	—	10 500	—	15,0	17,5	— 8,0		14,40	—
SS (4achs.) Köln	15,06	2,75	—	—	20 000	35,0	36,75	10 ² —		—	17,10
H Regensburg	8,0	2,50	—	9 500	10 000	15,0	17,5	4,5		9,30	10,03

¹ G; G1 = gedeckte Wagen, K = Klappdeckelwagen, V = Verschlagwagen mit Zwischenböden, O; Om = offenen Wagen mit Kastenaufbau, R = Rungenwagen, S; SS = Schienenwagen, H = Schemelwagen. — ² Drehzapfenabstand, Achsstand der Drehgestelle 2 m.

(Abb. 87) ist eine weitere p_b/V -Linie IV zu zeichnen (Abb. 88b). Die Ermittlung von Bremsweg und -zeit erfolgt nach dem vorher beschriebenen Verfahren. Die Spitzen der Zeitdreiecke liegen in der zeitlichen Folge der mittleren g -Werte der Bremsdrucklinie auf den entsprechenden p_b/V -Linien I, II, III usw. (Näheres s. W. MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 73—78).

Die A -Strecken sind jeweils auf dem *Zeitwegstreifen* (Abb. 88a) aneinanderzureihen und die Zeitstriche zu beziffern, um Bremsweg und -zeit aus der *eigentlichen* Bremswirkung zu erhalten.

Für Bremsweg und -zeit vom Beginn der Betätigung des Führerbremventils ergänzt man den Zeitwegstreifen am Anfang 1. durch die Zeit t_0 sec infolge der Fortpflanzung der Druckverminderungsstelle vom Führerbremventil bis zum Bremsapparat des mittleren Wagens des Zuges. Hier ist für volle Betriebsbremsung $t_0 = 2,5$ sec (bei Schnellbremsung ist $t_0 = 1$ sec). 2. Durch die Zeit t_1 bis zum Druckanstieg im Bremsapparat. Nach Abb. 87 ist $t_1 = 2,5$ sec. 3. Durch die Zeit t_s zur Übertragung der Bremswirkung vom Bremszylinder auf die Bremsklötze (Schlupfzeit). $t_s = 1 - 2$ sec. Hier ist $t_s = 1$ sec. Infolgedessen ist der Gesamtbremsweg auf der Steigung 2‰ 925 m bei 41 sec Bremszeit. Die p_b/V -Linien der Abb. 88b gelten für alle Abbremsgeschwindigkeiten und Streckenneigungen.

C. Straßenbahnen und Oberleitungsbusse.

(Vgl. W. MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 286.)

1. Widerstand.

a) Der Krümmungswiderstand der schienengebundenen Fahrzeuge ist bei Normalspur und Achsabstand $a = 3$ m $w_r = 550/r$ kg/t und bei Meterspur mit $a = 2,3$ m $w_r = 400/r$ kg/t, wo r m der Halbmesser ist.

b) Der Fahrzeugwiderstand der Triebwagen- und Straßenbahnzüge ist $w_0 + w_1$ kg/t. Der Luftwiderstand ist $w_l = (0,015 + 0,813 \frac{n}{G} + 0,65 \frac{F}{G}) \cdot (\frac{V}{10})^2$ kg/t. Hier ist n die Anzahl der Fahrzeuge ohne das vorderste des Wagenzuges vom Gewicht G , F m² = Stirnfläche des ersten Wagens. Im Tunnel sind wegen der größeren Luftreibung die beiden letzten Glieder der Klammer zu verdoppeln.

Der Grundwiderstand ist bei Triebwagenzügen $w_0 = 2,5$ kg/t, bei Straßenbahnzügen schwankt für *Triebwagen* (G_t) bei Kopfschienen w_{0t} von 4 bis 6 kg/t, bei Rillenschienen w_{0t} von 6–8 kg/t, für *Beiwagen* G_b bei Kopfschienen w_{0b} von 2,5 bis 4,4 kg/t, bei Rillenschienen w_{0b} von 4,0 bis 6 kg/t. Der mittlere Grundwiderstand ist $w_{0m} = (w_{0t} \cdot G_t + w_{0b} \cdot G_b) : (G_t + G_b)$ kg/t.

Für *Oberleitungsbusse* und *Autobusse* ist nach Versuchen der Berliner Verkehrs A.-G. [AEG. Mitt. 7 (1934)] der Grundwiderstand $w_0 = 8$ kg/t auf Asphalt und $w_0 = 13$ kg/t auf Steinpflaster ist, und der Luftwiderstand w_l kg/t beträgt im Mittel bei V 0 10 20 30 40 50 km/h für Doppeldecker 0 1,4 4,2 8,0 13,0 20 kg/t für Eindecker (Obus) 0 1,4 4,0 6,8 10,0 13,5 kg/t.

2. Die Fahrkräfte

werden aus den *Motor Kennlinien* ermittelt, die aus Messungen auf dem Motorprüfstand und aus den technischen Daten (Untersetzungsverhältnis, Triebzaddurchmesser usw.) aufgestellt werden. Die Motor Kennlinien stellen für den Triebwagen bei gleichbleibender Spannung E Volt die Zugkräfte Z kg am Triebgrad, die Geschwindigkeiten V km/h und den mechanischen Wirkungsgrad η in Abhängigkeit von Stromstärke J Amp. dar. Näheres siehe W. MÜLLER: Fahrdynamik, S. 292.

Bei städtischen Verkehrsmitteln wird in Berlin als durchschnittliche Verkehrslast ein Drittel des Wagenfassungsvermögens (75 kg je Fahrgast) eingesetzt. Für die Berechnung der größten Anfahrzugkraft des Motors ist für städtische Schnellbahnen $b_a = 0,6$ bis $0,8$ m/sec², bei selbsttätiger Anfahrtschaltung b_a bis $1,2$ m/sec², für Straßenbahnwagen mit Vielstufenschalter $b_a = 1,0$ m/sec², für ältere Wagen: a) Triebwagen allein $b_a = 0,7$ m/sec²; b) Triebwagen mit 1 Beiwagen $b_a = 0,35 - 0,50$ m/sec²; c) mit 2 Beiwagen $b_a = 0,3 - 0,4$ m/sec²; d) Leerwagen b_a bis $0,85$ m/sec², Oberleitungsbus (selbsttätige Anfahrtschaltung) b_a bis $1,0$ m/sec².

3. Fahrzeiten.

Diese werden für das Anfahren und die Fahrt ohne Strom (Auslaufen) nach dem Verfahren S. 677 ermittelt. Zu der Fahrzeit für Anfahren und Auslaufen bis zur Haltestelle addiert man noch den Bremszeitzuschlag $\Delta t_b = V_d : (2 \cdot 3,6 \cdot b_r)$ sec, um die Gesamtfahrzeit von Haltestelle zu Halte-

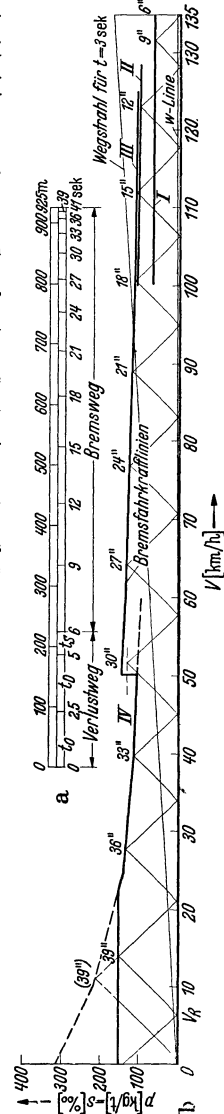


Abb. 88a und b. Ermittlung des Bremsweges und der Bremszeit. Verfahren W. MÜLLER.

stelle zu erhalten. Es ist V_d die Durchfahrgeschwindigkeit an der Haltestelle, $b_p = 0,7 \pm 0,01 \cdot s \text{ m/sec}^2$ für Straßenbahn und $b_p = 1,25 \pm 0,01 \cdot s \text{ m/sec}^2$ für Obus und Omnibus.

4. Energieverbrauch.

Der Energieverbrauch in der Zeit Δt ist $\Delta A_e = (E \cdot J \cdot \Delta t) : (1000 \cdot 3600) \text{ kWh}$. Es ist $E = 550 \text{ Volt}$ die Spannung am Unterwerk. Näheres siehe W. MÜLLER: Fahrdynamik S. 297.

5. Netztafeln.

Die Eigenart des Verfahrens des Verfassers gestattet, wie in seiner Fahrdynamik S. 295 und 313 näher ausgeführt ist, in einfacher und übersichtlicher Weise sog. *Netztafeln* zu entwerfen, aus denen für Wegstrecken von beliebiger Länge und Neigung Fahrzeit und Energieverbrauch abgelesen werden können. Die Netztafeln sparen daher die schrittweisen Ermittlungen. Ihre Verwendung ist für städtische Verkehrsmittel mit ihren kurzen Haltestellenabständen besonders vorteilhaft. An Hand des Längenprofils einer städtischen Verkehrslinie können die Netztafeln für die Kostenermittlung eines Wagenumlaufs ausgewertet werden. Fahrstrecke, Fahrzeit und Energieverbrauch sind die Verbrauchswerte, die in die nachstehenden Kostengleichungen eingesetzt werden.

D. Betriebskostenermittlung der städtischen Verkehrsmittel.

1. Wagenzahl.

Es ist zunächst die Anzahl der Wagen für den Betrieb einer Linie von $l \text{ km}$ zu ermitteln. Hierfür ist angepaßt an das Verkehrsaufkommen während eines Tages die Zahl der täglichen Fahrten n_f auf der Umlaufstrecke $2l \text{ km}$ und daraus die kilometrische Jahresleistung $\Sigma l_f = 365 \cdot 2l \cdot n_f \text{ km}$ zu ermitteln. Nach STUCKHARDT: AEG. Mitt. Heft 16, 1933 und Heft 18, 1936 hat ein Diesel- und Benzinomnibus eine Lebensdauer von $n = 7$ bis 5 Jahren bei einer Fahrleistung von $\Sigma l_w = 50\text{--}70000 \text{ km/Jahr}$, ein Oberleitungsomnibus $n = 12$ bis 9,5 Jahre bei $\Sigma l_w = 60\text{--}85000 \text{ km/Jahr}$, ein Straßenbahnwagen $n = 25$ bis 20 Jahre bei $\Sigma l_w = 20$ bis 70000 km/Jahr . Die *Wagenzahl* einschließlich Reserven ist dann $a = \Sigma l_f : \Sigma l_w$. Zum Innehalten des Fahrplans bei *kleinster Wagenfolgezeit* $t_f \text{ min}$ (entsprechend dem Verkehrsbedürfnis) ist die Wagenzahl $a_1 = 1,2 T_u : t_f$; hierbei ist $T_u \text{ min}$ die Umlaufzeit aus Fahrzeit, Aufenthalt (etwa 10 s je Haltestelle) und Wendezeit. Für Ausfälle und Überholungen sind 20% zugeschlagen. Der größte Wert von a oder a_1 ist maßgebend.

2. Das Anlagekapital

ist aufzubringen für: 1. Fahrzeuge, 2. Betriebsbahnhof einschließlich Grunderwerb (Wagenhalle mit Oberleitung, Tankanlage, Werkstätten-, Lager-, Personal- und Verwaltungsräume), 3. Werkstatteinrichtung und Ersatzteillager, 4. 1 Satz Reifen je Wagen, 5. Gleise und Ausweichen, 6. Fahrleitung, 7. Gleichrichter, Unterwerk und Montagewagen, 8. sonstige Anschaffungen und Unvorhergesehenes.

3. Die Jahreskosten

$\Sigma K_j \text{ RM./Jahr}$ setzen sich zusammen aus 1. Zinsen, 2. Abschreibung oder Erneuerungsrücklagen des Anlagekapitals, 3. Löhnen, 4. Versicherung, 5. Steuer, Verwaltung und Handlungskosten.

Zu 1. Da das Kapital durch die Abschreibung vom Neuwert auf den Altwert sinkt, ist während der Lebensdauer das zu *verzinsende Kapital* = dem Mittelwert zwischen Neu- und Altwert. $z\%$ Zinssatz.

Zu 2. Der Abschreibungs- oder Erneuerungssatz ist $q = 100 : n\%$, wo n die Lebensdauer ist. Das n für Fahrzeuge s. oben. Für den Betriebsbahnhof ist $n = 25\text{--}30$, für Werkstatteinrichtung und Ersatzteillager $n = 7\text{--}10$, für Gleise und Fahrleitung, Unterwerke und Montagewagen je nach der Fahrleistung $n = 20\text{--}30$ Jahre.

Zu 3. Löhne. Die Anzahl der Schichten je Tag ist $S_p = n_f \cdot T_u : (60 \cdot 5)$, wo von 8 Arbeitsstunden 5 Fahrstunden sind. Jahreslohn $l_j = S_p \cdot 8 \cdot l_s \cdot 365 \cdot \frac{365}{280} \text{ RM}$. Es ist l_s der Bruttostundenlohn. Der Faktor $365 : 280$ berücksichtigt die Sonn- und Feiertage, Urlaub und Erkrankung.

Zu 4. Die Versicherungsprämie hängt von der Motorstärke der Wagen ab.

Zu 5. Die Steuer von dem Eigengewicht der Fahrzeuge.

4. Kosten eines Wagenumlaufs.

Da der Wagenumlauf ein in sich abgeschlossener Betriebsvorgang ist, der nach Zeit, Weg und Energieverbrauch physikalisch festgelegt ist, so sind folgerichtig auch die Kosten nach diesen Verbrauchswerten Zeit, Weg und Energie zu unterteilen.

a) **Zeitkosten** $K_z = \Sigma K_j : \Sigma n_f \text{ RM}$; das sind die Jahreskosten geteilt durch Zahl der jährlichen Umläufe Σn_f .

b) Wegkosten erhält man, wenn man die Umlaufstrecke $2l$ km mit statistisch ermittelten Kostensätzen je Wagenkm. 1. für Unterhaltung der Gebäude und der Bahnanlagen, 2. für Unterhaltung der Fahrzeuge und der Reifen, 3. für Schmiermittel vervielfältigt. Zu 1. Nach STRUCKHARDT (AEG-Mitt. 1933 Nr. 16 und 1936 Nr. 18) ist für Gebäude 0,003 RM/Wagenkm, für Werkstätten und Betriebsausrüstung 0,004 RM/Wagenkm, für Gleisunterhaltung je nach Wagenfolgezeit 0,01—0,04 RM/Wagenkm, für Fahrleitung und Unterwerkasausrüstung 0,01 RM/Wagenkm anzusetzen.

Zu 2. Für Omnibus ist 0,14 RM/Wagenkm, für Obus und Straßenbahntriebswagen 0,04 RM/Wagenkm, für Beiwagen 0,025 RM/Wagenkm und für Reifen n_r 1,15 K_r : 35000 RM/Wagenkm zu rechnen. Es sind K_r die Kosten eines Reifens, n_r ist die Reifenzahl des Wagens, 15% Zuschlag für Reifenpflege. Nach 35000 km ist ein Reifensatz verbraucht.

Zu 3. Schmieröl und Wartungsstoffe bei Autobus 0,008 RM/Wgkm, bei Obus und Straßenbahn 0,003 RM/Wgkm.

c) Energiekosten. Falls der Literpreis für Brennstoff gegeben ist, ist dieser in kg umzurechnen. Spezifisches Gewicht des Benzin-Benzolgemischs 0,78, des Mineralöls 0,86.

Die Tageskosten einer Linie erhält man, wenn man die Umlaufkosten mit der Zahl der täglichen Fahrten n_t vervielfältigt. Beispiel s. W. MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 320.

E. Güterbeförderung mit Lastkraftwagen und Schleppern.

(Vgl. W. MÜLLER: Fahrdynamik, Berlin 1940, S. 352.)

I. Betriebsgestaltung.

1) Im **Güterfernverkehr** ist der Betrieb so zu gestalten, daß möglichst Rückfracht vorhanden ist.

2) Im **Güternahverkehr**, bei dem die Fahrzeuge am Ende der Tagesarbeit zu ihrem Standort zurückkehren, lassen sich Leerfahrten nicht vermeiden. Nach WARNING (Dr. Ing.-Diss. Berlin 1937) ist $\alphaEinzelfahrten bis max 40 km Fahrweg je Tag das Gespann, von 40—65 km je Tag das Elektromobil (auf ebenen und guten Straßen) und über 65 km je Tag der Diesellastwagen am wirtschaftlichsten. β) Bei *Lieferfahrten* ist die große Anfahrbeschleunigung des Elektromobils$

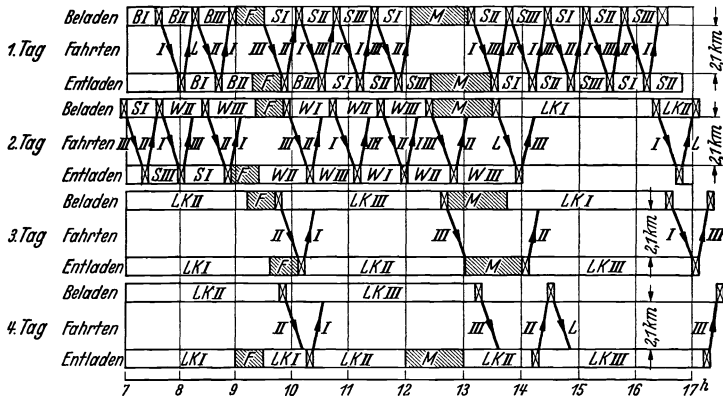


Abb. 89. Betriebsplan.

- L Leerfahrt ohne Anhänger.
- B Baubuden und Kleingerät.
- LK Loks und Muldenkipper.
- I, II, III Anhängerpaae.
- S Schienen und Kleineisenzeug.
- L K Loks und Muldenkipper.
- F, M Frühstück-, Mittagspause.
- W Weichen und Schwellen.
- ☒ Umkuppeln.

ausschlaggebend, da wegen der vielen Haltestellen keine großen Geschwindigkeiten entwickelt werden können. Für kleinere Leistungen kommt Gespann in Frage. γ) Bei *regelmäßigen Fahrten zwischen 2 festen Punkten* ist nach einem Betriebsplan *Pendelbetrieb* bei großen Entfernungen mit einem Lastwagen, bei kurzen Entfernungen mit Schlepper am wirtschaftlichsten, bei dem der Schlepper mit 1 Anhänger unterwegs ist, der zweite Anhänger beladen und der dritte entladen wird. Hierbei sollen die Wartezeiten des Be- und Entladepersonals möglichst vermieden werden, andererseits soll der Schlepper nicht auf das Fertigladen seiner Anhänger warten. Abb. 89 zeigt einen Betriebsplan für die Beförderung des Baugeräts vom Bahnhof zur Baustelle.

γ 1) *Pendelbetrieb mit Lastkraftwagen.* Anzahl der Doppelfahrten $d_j = 60 \cdot T : (t_h + t_r + t_b + t_e + t_w) = L_j : 2L$. Hier ist T Std. die tägliche Arbeitszeit, t_h min die Fahrzeit für Hin-, t_r die für Rückfahrt, t_b die Beladzeit, t_e die Entladezeit, t_w die Wartezeit, L km die Ent-

fernung zwischen Be- und Entladeort, $L_f = 80-100$ km ist die wirtschaftliche kilometrische Tagesleistung in Abhängigkeit vom Fahrzeug, der Ladezeit, der Geschwindigkeit und der Entfernung (WARNING: Diss. Berlin 1937). Die Ermittlung von t_h und t_r sei später beschrieben. Werden nach obiger Gleichung die Be- und Entladezeiten zu kurz, so ist mit Schlepper zweiseitiger Wechselbetrieb einzurichten.

γ) Wechselbetrieb mit Schleppern.

a) Dauerbetrieb bei unbegrenzter Fördermenge. Anhänger bleiben nachts leer oder beladen stehen. Als Verlustzeit kommen für das Umkuppeln $t_k = 6-9$ min in Ansatz. Bei der Umlaufzeit $T_u = t_h + t_r + 2t_k + t_w$ ist die Zahl der täglichen Doppelfahrten $d_f = 60 \cdot T : (t_h + t_r + 2t_k + t_w)$.

b) Zeitbetrieb bei begrenzter Fördermenge. Hier ist die Anzahl der Doppelfahrten $d_f = M : m_1$, wo M [t] die Gesamtfördermenge, und m_1 [t] die Fördermenge eines Schleppezuges ist. Gesamtförderzeit $T_z = [d_f (t_h + t_r) + (2d_f - 1) \cdot t_k + t_f + t_w] : 60$ Std. und $T_z : T = a$ Anzahl der Fördertage. Auf das Be- oder Entladen des letzten Wagens ist zu warten, daher ist die Zeit um t_f größer als bei Dauerbetrieb. Während der Ladezeit t_f (Be- oder Entladen) wird entkuppelt, daher wird einmal t_k gespart.

2. Fahrzeit und Brennstoffverbrauch.

a) Berechnungslagen. α) Längenprofil aus dem Meßtischblatt 1 : 25000. Benachbarte Steigungen sind bis auf 2,5 km ohne Rücksicht auf die Neigungsunterschiede zu einer mittleren bis auf 5 km zusammenzufassen, wenn der Neigungsunterschied $s_1 - s_2/100$ kleiner als 5‰ ist. β 1) Die Grundwiderstände sind $w_0 = 15-30$ kg/t bei Großpflaster und Teerdecken, $w_0 = 15$ kg/t bei Kleinpflaster, $w_0 = 12-25$ kg/t bei Beton- und Asphaltstraßen, $w_0 = 80-100$ kg/t bei Erdwegen. β 2) Der Luftwiderstand ist $W_l = 0,5 \cdot c \cdot F \cdot (V/10)^2$ kg, für Lastkraftwagen ist $c = 0,6-1,0$, $F = 4-7$ m², für Personenwagen (geschlossen) $c = 0,4-0,5$, $F = 2-3$ m², für Stromlinienomnibus $c = 0,3$, $F = 5,0-6,0$ m².

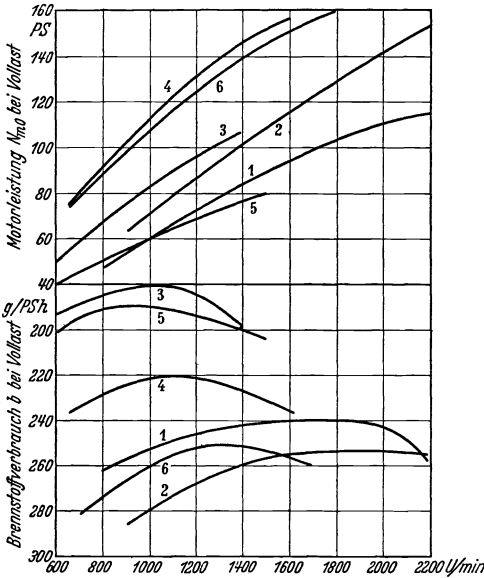


Abb. 90. Motorkennlinien¹.

1. 100 PS Maybach OS-Motor mit Vergaser 6 Zyl.
2. 150 PS Maybach-Vergaser-Motor 12 Zyl.
3. 100 PS-MAN-Dieselmotor 6 Zyl.
4. 150 PS-MAN-Vergaser-Motor 6 Zyl.
5. 80 PS Junkers-Dieselmotor.
6. 150 PS Krupp-Vergaser-Motor 6 Zyl.

Hier ist η der mechanische Wirkungsgrad, der von $\eta = 0,85$ des direkten Ganges auf $\eta = 0,8$ des ersten Ganges sinkt.

c) Das Betriebsdiagramm (Abb. 91). Dieses wird zur Ermittlung der Fahrzeiten und des Brennstoffverbrauchs einmal für jeden Fahrzeugtyp aufgestellt und durch Lichtpausen

¹ Weitere Motorkennlinien und Angaben siehe W. MULLER: Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten, Berlin 1942.

Die Neigungsunterschiede zu einer mittleren bis auf 5 km zusammenzufassen, wenn der Neigungsunterschied $s_1 - s_2/100$ kleiner als 5‰ ist. β 1) Die Grundwiderstände sind $w_0 = 15-30$ kg/t bei Großpflaster und Teerdecken, $w_0 = 15$ kg/t bei Kleinpflaster, $w_0 = 12-25$ kg/t bei Beton- und Asphaltstraßen, $w_0 = 80-100$ kg/t bei Erdwegen. β 2) Der Luftwiderstand ist $W_l = 0,5 \cdot c \cdot F \cdot (V/10)^2$ kg, für Lastkraftwagen ist $c = 0,6-1,0$, $F = 4-7$ m², für Personenwagen (geschlossen) $c = 0,4-0,5$, $F = 2-3$ m², für Stromlinienomnibus $c = 0,3$, $F = 5,0-6,0$ m².

γ) Die Motorkennlinien geben die Motorleistung N_{m0} PS und den Brennstoffverbrauch in Abhängigkeit von der minutlichen Drehzahl n U/min an (Abb. 90).

δ) Das Autotypenbuch (Union Deutsche Verlagsgesellschaft, Berlin), gibt die technischen Zahlen an: Fahrzeuggewicht, Hochlast, Querschnittsfläche F m², wirksamer Triebreddurchmesser D , die Getriebeuntersetzung u_1 (für jeden Gang verschieden) und die Hinterachsenuntersetzung u_2 (> 1 , für alle Gänge gleich) usw.

b) Die Fahrkräfte² werden aus den Motorkennlinien (Abb. 90) ermittelt, die in Abhängigkeit von der minutlichen Drehzahl n für den ausgelasteten Motor dessen Leistung N_{m0} PS sowie dessen Brennstoffverbrauch b kg/PS h angeben. Aus n werden die Fahrgeschwindigkeiten $V = 0,06 n \cdot D \cdot \pi \cdot u_1 \cdot u_2$ km/h berechnet. Es ist D m der Triebreddurchmesser.

Die Zugkraft am Triebumfang ist $Z_t = \eta \cdot N_{m0} \cdot 270$ V kg.

vervielfältigt. Für dessen Herstellung rechnet man für 3—4 Drehzahlen n die Geschwindigkeiten jedes Ganges $V = c,06 n \cdot D \pi : u_1 \cdot u_2$ km/h und die Zugkräfte $Z_t = \eta \cdot 270 N_{m0} : V$ kg aus. Die Z_t -Werte trägt man von der W_f -Linie, die man unterhalb der V -Achse gezeichnet hat, in den zu den Drehzahlen n gehörenden Geschwindigkeiten der einzelnen Gänge nach oben auf zu

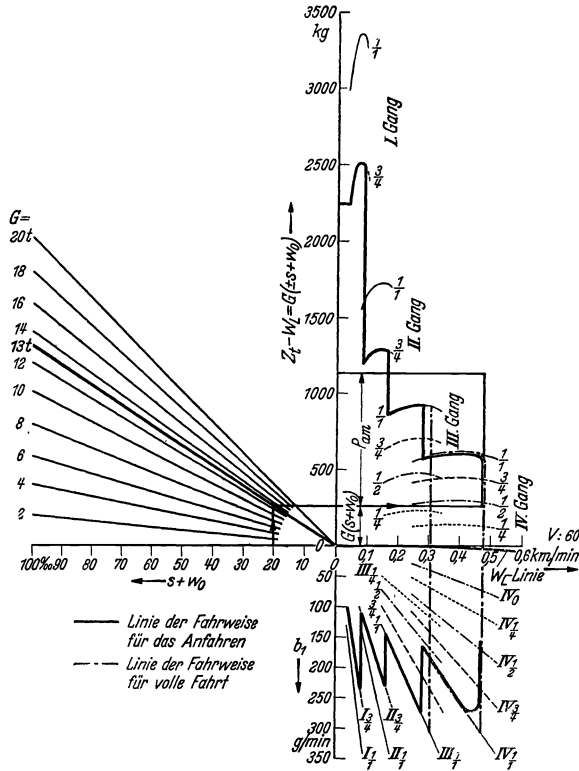


Abb. 91. Betriebsdiagramm eines Lastkraftwagens.

den Z_t -Linien für volle Motorbeanspruchung. Für Teilbeanspruchung des Motors teilt man die Höhen zwischen Z_t und W_f -Linien in gleiche (z. B. 4) Teile. Da die Fahrzeiten aus den gleichmäßigen Geschwindigkeiten berechnet werden, bei denen $Z_t = W_f + G (\pm s + w_0)$, also Zugkraft gleich Widerstand ist, und da im oberen rechten Quadrant des Betriebsdiagramms oberhalb der V -Achse die $(Z_t - W_f)$ -Werte abgelesen werden, so ist bei der Gleichheit $Z_t - W_f = G (\pm s + w_0)$ für das Ablesen der Widerstände $G \cdot (\pm s + w_0)$ im linken Quadrant ein Strahlenbüschel zu zeichnen.

Um den Strahl für $G = 10$ t zu ziehen, trägt man z. B. in $s + w_0 = 100$ kg/t der waagrecht Achse als Höhe $G (s + w_0) = 1000$ kg im Maßstab der Z_t -Achse nach oben ab und zeichnet vom Endpunkt zum Nullpunkt eine Gerade, an die man $G = 10$ t anspricht. Entsprechend sind Strahlen für die Gewichte 2—20 t zu ziehen. Die Strahlen für Last- und Leergewicht sind kenntlich zu machen.

Im Quadrant unterhalb der V -Achse zeichnet man die *Brennstoffverbrauchslinien*. Ihre Ordinaten $b_t = b \cdot N_{m0} : 60$ g/min für Vollbeanspruchung die für die gleichen Drehzahlen n in

Tabelle 6. Drosselfaktor $e \cdot d$ für Dieselmotoren.

Motorbelastung $e =$	0	0,25	0,5	0,75
2 Zylinder, $e \cdot d =$	0,12	0,26	0,47	0,72
4 Zylinder, $e \cdot d =$	0,15	0,29	0,49	0,74
6 Zylinder, $e \cdot d =$	0,23	0,36	0,54	0,75
für Vergasermotoren				
6 Zylinder, $e \cdot d =$	0,32	0,43	0,60	0,80

den verschiedenen Gängen einander gleich sind, berechnet man aus den Motorkennlinien (Abb. 90). Zur Ermittlung des Brennstoffverbrauchs für Teilbelastungen des Motors dient für Benzin- und Rohölmotoren Tabelle 6, die für die Motorbelastungen e den Drosselfaktor $e \cdot d$ angibt, mit dem man den ungedrosselten Brennstoffverbrauch vervielfacht. Man berechnet die Brennstofflinien für z. B. $3/4$, $1/2$ und $1/4$ Motorbelastung mittels der Drossellinie und zeichnet sie in Abb. 91 ein. Ist die Motorbelastung im direkten Gang kleiner als $1/4$, so wird zum Interpolieren noch die Brennstofflinie für die Motorbeanspruchung 0 gezeichnet, indem man mit dem Drosselfaktor $e \cdot d$ für $e = 0$ die Brennstoffordinaten bei voller Motorbeanspruchung multipliziert.

d) Linien der Fahrweise. Diese werden in das Betriebsdiagramm eingetragen (Abb. 91). Man unterscheidet eine Linie der *Fahrweise für das Anfahren* (—) und *eine für volle Fahrt* (— · — · —). Fällt die Linie für das Anfahren mit den Zugkraftlinien für $1/1$ Motorbelastung zusammen, so erhält man die kürzeste Anfahrzeit. Meist wird in den ersten Gängen mit $3/4$ Motorbelastung angefahren und dann im direkten Gang und auch in dem nächst kleineren mit voller Motorbeanspruchung. Kurz bevor man die gleichmäßige Geschwindigkeit erreicht hat, verringert man allmählich die Brennstoffzufuhr so weit, daß die Zugkraft gleich dem Fahrwiderstand wird. Man geht also von der Linie der Fahrweise bei voller Fahrt, die mit der Zugkraftlinie für volle Motorbelastung zusammenfällt, kurz vor der gleichmäßigen Geschwindigkeit nach unten bis zum Punkt, wo $Z_f = W_f + G (\pm s + w_0)$ ist. Die Schaltgeschwindigkeit von einem Gang zum nächsten liegt in dem Bereich, wo sich die Geschwindigkeiten der beiden Gänge überschneiden. Um ein Schleudern der Räder zu verhüten, darf die größte Fahrkraft die Reibungszugkraft $Z_r = \mu_h \cdot G_r$ nicht übersteigen. Es ist $\mu_h = 500$ kg/t (Erdwege) bis 700 kg/t (Chaussierung) die Haftreibung zwischen Rad und Straße, G_r ist das Gewicht auf der Treibachse. Bei nassen Straßen ermäßigen sich die Haftreibungen etwa auf die Hälfte.

Die erreichte gleichmäßige Geschwindigkeit ist nach Möglichkeit innezuhalten. Ändern sich die Widerstände, so ist zur Einhaltung dieser Geschwindigkeit der Brennstoffverbrauch entsprechend zu regeln. Man errichtet auf der V -Achse für diese Geschwindigkeit eine Senkrechte, die für die volle Fahrt die Linie der Fahrweise ist. Übersteigen die Widerstände die Zugkraft der betreffenden Geschwindigkeit, so geht man auf der Z_f -Linie für volle Motorbeanspruchung auf eine niedrigere Geschwindigkeit des Ganges. Sind aber die Widerstände noch größer als die höchste Zugkraft des Ganges, so setzt sich die Linie der Fahrweise auf einer Senkrechten durch die gleichmäßige höchste Dauergeschwindigkeit des nächst kleineren Ganges fort (Abb. 91). Als höchste Dauergeschwindigkeit eines jeden Ganges gilt die Geschwindigkeit, die der um 10% verkleinerten höchsten Drehzahl n entspricht.

e) Ablesebeispiel für die Fahrzeit- und Brennstoffermittlung. In Abb. 91 geht man z. B. vom Punkt $s + w_0 = 20$ ‰ der $(s + w_0)$ -Achse senkrecht bis zum Strahl für das Fahrgewicht $G = 13$ t, sodann waagrecht nach rechts bis zur Linie der Fahrweise für volle Fahrt und liest auf der V -Achse $V/60 = 0,48$ km/min ab. Geht man senkrecht nach unten bis zu dem Punkte der Brennstofflinien, der dem Fahrwiderstand $G (\pm s + w_0)$ entspricht, so liest man auf der b_1 -Achse den minutlichen Brennstoffverbrauch $b_1 = 160$ g/min ab. Mit dem Rechenschieber erhält man für die Strecke $l = 2,32$ km bei dem Widerstand $\pm s + w_0$ die Fahrzeit $t = l \cdot 60/V = 2,32/0,48 = 4,83$ min sowie den Brennstoffverbrauch $B = b_1 \cdot t = 160 \cdot 4,83 = 773$ g. Diese Werte sind für jede Neigungsstrecke in eine Fahrtable einzutragen.

Fahrtable.

l km	$s + w_0$ ‰	V_{zul} km/h	$V/60$ km/min	t min	b_1 g/min	B g
2,32	20	—	0,48	4,83	160	773

In die Spalte V_{zul} sind die Geschwindigkeitsbeschränkungen einzutragen.

Um den *Zuschlag für das Anfahren* zu erhalten, verwandelt man nach dem Augenmaß in Abb. 91 die Fläche, die von der Linie der Fahrweise für das Anfahren und der Waagerechten für $G (\pm s + w_0) = 13 \cdot 20$ kg begrenzt wird, in ein Rechteck mit der Grundlinie V für volle Fahrt und der Höhe P_{am} kg, der mittleren Beschleunigungskraft beim Anfahren.

Die mittlere Anfahrbeschleunigung ist $b_{am} = (P_{am} \cdot g) : (1000 G)$ m/sec². Der *Zuschlag für Anfahren* ist dann $t_{za} = V : (2 \cdot 3,6 \cdot 60 \cdot b_{am})$ min.

Bremszeitzuschlag $t_{zb} = V_e : (2 \cdot 3,6 \cdot 60 \cdot b_r)$ min, wenn von V_e abgebremst wird und die mittlere Bremsverzögerung b_r m/sec² bei Vier- und Sechsradbremmen ist. *Brennstoffzuschlag beim Anfahren* = mittlerer b_1 g/min beim Anfahren mal Anfahrzeitzuschlag t_{za} .

Es ist $b_r = 1,25$ m/sec², wenn $V = 30$ km/h, $b_r = 2,0$ m/sec², wenn $V \leq 100$ km/h und $b_r = 3,0$ m/sec², wenn $V > 100$ km/h.

3. Kostenermittlung.

a) Jahreskosten ΣK_j . Hierzu gehören α) Zinsen. Da durch die Abschreibung der Neuwert W_n auf den Altwert W_a sinkt, so ist der durchschnittliche Zinsdienst $K_z = 0,5 \cdot z (W_n + W_a) : 100$ z = Zinsfuß) RM.

β) Abschreibung des Wagens ohne Bereifung, Abschreibesatz steigt von $q = 11\%$ bei 5000 km/Jahr Fahrleistung bis $q = 25\%$ bei 40000 km/Jahr, γ) Steuern (Anhänger steuerfrei), δ) Versicherung, Haftpflicht Kasko, ε) Unterstellkosten einschließlich Heizung, Licht, Wasser, ζ) Jahreslohn des Fahrers einschließlich 15% Sozialbeiträge.

b) Kosten einer Wagenfahrt. α) *Zeitkosten.* α 1) *Anteil der Jahreskosten für die Fahrt* $(\Sigma K_i \cdot \Sigma t) : (T \cdot F_d \cdot 60)$ RM., wo $\Sigma t = t_h + t_r + t_a + t_v$ min ist, $t_h + t_r$ Fahrzeit für Hin- und Rückfahrt, t_a min Aufenthaltszeit während der Fahrt, t_v = Vorbereitungs- und Abschlußzeit für die Fahrt, T Std. die durchschnittlichen täglichen Arbeitsstunden für den Kraftwagenbetrieb, F_d die Anzahl der jährlichen Fahrtage, die, im Höchsthalle 285 Tage, zu schätzen sind. Zweckmäßig rechnet man die Zeitkosten für mehrere Werte von F_d aus und trägt sie als Kurve über der F_d -Achse auf, um die Veränderlichkeit mit dem Beschäftigungsgrad zu übersehen.

α 2) *Tageskosten für Betriebspflege* $K_{pf} = k_{pf} \cdot T_w$ RM., wo k_{pf} der Stundenlohn eines Arbeiters, T_w die täglichen Arbeitsstunden für Pflege des voll ausgenutzten Wagens.

β) *Wegkosten.* β 1) *Unterhaltungskosten* des Kraftwagens ohne Bereifung $K_{uw} = k_{uw} \cdot \Sigma l$, wo $k_{uw} = 0,03-0,05$ RM./km für Lastkraftwagen und $0,02-0,03$ RM./km für Schlepper.

β 2) *Bereifungskosten* $K_{ur} = 1,15 n_r \cdot K_r \cdot \Sigma l / L_r$ RM. Nach $L_r \cong 35\ 000$ km ist Reifen vollständig abgenutzt. K_r = Neuwert eines Reifens, n_r = Räderzahl; 1,15 berücksichtigt 15% Zuschlag für Instandsetzung der Reifen.

β 3) *Schmieröl* $K_o = k_o \cdot \delta \Sigma l / 100$ RM., wo k_o der Preis je Liter, Verbrauch nach Autotypenbuch δ Liter/100 km.

β 4) *Wartungsmaterial* (Fette und Putzwolle) $K_w = k_w \cdot \Sigma l$ RM., $k_w = 20$ RM. je 10000 km.

γ) *Brennstoffkosten* $K_b = \Sigma B \cdot k_b / \gamma$ RM. wo k_b RM. der Literpreis $\gamma = 0,78$ kg/l Benzinmisch; $\gamma = 0,86$ Mineralöl.

c) Umschlagszeiten zwischen Eisenbahn und Kraftwagen siehe Verkehrswirtschaft S. 483.

Nachtrag:

Lokomotivwiderstandsformel von ECKHARDT (Organ 1940, S. 119):

$$\bar{W}_l = 2 \cdot G_{l1} + c \cdot G_{l2} + 0,5 c_w \cdot F \cdot \left(\frac{V_r}{10}\right)^2 + \alpha \cdot G_{l0} \text{ kg.}$$

Statt 2,5 nach STRAHL (S. 674 u. 675) ist hier 2 gesetzt. Die STRAHLschen Werte für c haben sich nicht geändert. ECKHARDT empfiehlt $V_r = V + 8$ km/h bei 8 km/h Gegenwind. Statt $0,04 Z_i$ nach STRAHL setzt ECKHARDT das Restglied $\alpha \cdot G_{l0}$, das die Widerstandserhöhung durch „Zucken“ und „Drehen“ der Lok berücksichtigt. Es ist G_{l0} das Gewicht der Lok ohne Tender.

$\alpha =$	6,4	4,0	2,7	1,7	1,0	0,6	0,4	0,3	0,2	0,15	kg/t
bei $V =$	20	30	40	60	80	100	120	140	160	180	km/h

Berechnung der Fahrkraftlinie.

Bei gleichmäßiger Geschwindigkeit ist $Z_i = \bar{W}_l + w_w \cdot G_w + s(G_l + G_w)$. Man setzt $G_l + G_w = G$ (Zuggewicht), und $\bar{W}_l + w_w \cdot G_w = \bar{w} \cdot G$, wo \bar{w} kg/t der Zugwiderstand je t bei Anwendung der ECKHARDTschen Lok-Widerstandsformel ist. Dann ist $Z_i = G(\bar{w} + s)$ oder $z_i = Z_i : G = \bar{w} + s$ kg/t. Die Z_i -Werte liest man für die verschiedenen Geschwindigkeiten an der Reibungs- und Kesselleistungsgrenze der Llv -Tafel (Abb. 81 a) ab. Die \bar{w} -Linie zeichnet man wie die w -Linie unterhalb der V -Achse und trägt von dieser nach oben die z_i -Werte in den entsprechenden Geschwindigkeiten ab, um die Fahrkraftlinie zu erhalten.

VI. Oberbau, Gleisverbindungen und Steilbahnen.

Von

Reichsbahndirektor Dr.-Ing. A. BLOSS †,
Dresden.

A. Das Gleis.

Allgemeine Anforderungen an das Gleis.

1. Als *Tragwerk* muß das Gleis genügend widerstandsfähig für die schwersten Achsdrücke sein, wobei zu den statischen Einflüssen auch dynamische treten.
2. Als *Bahn* hat das Gleis mehrfachen Forderungen zu genügen:
 - a) Stetigkeit und Regelmäßigkeit mit möglichst geringen Abweichungen von der genauen Lage, um die Arbeitsverluste bei der Fahrt gering zu halten.
 - β) Dauernde Lagebeständigkeit der Höhen- und Seitenlage, möglichst großer Widerstand gegen Verschleiß.
 - γ) Leichte Regelbarkeit zum Ausgleich der im Betriebe eintretenden Veränderungen.
 - δ) Geringe rollende Reibung zwischen Rad und Schiene, dagegen ausreichende gleitende Reibung, von der die Zugkraft wie auch die Bremskraft abhängt.
 - e) Elastische Nachgiebigkeit zur Abfederung der Stoßdrücke.

a) Beziehungen zwischen Rad und Schiene.

1. Ruhender Raddruck. Gleise, die von Lokomotiven befahren werden, müssen nach der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung Raddrücke von 8 t im Stillstande mit Sicherheit aufnehmen können (BO § 16). Für Gleiserneuerungen ist ein Raddruck von 9 t, für stark beanspruchte Gleise ein solcher von 10 t vorgeschrieben. Die Lastenzüge der Deutschen Reichsbahn sehen für die stärksten beanspruchten Strecken 12,5 t Raddruck der Lokomotiven und 10,0 t Raddruck der Wagen vor.

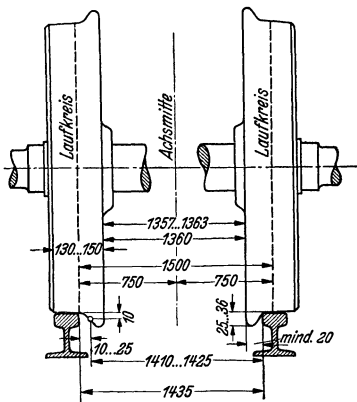


Abb. 1. Radsatz.

An der Berührungsstelle zwischen Rad und Schiene entstehen im Betriebe allmählich dauernde *Formänderungen*, besonders Verquetschungen an den Außenkanten der Schienen, weil der Berührungsdruk bei größeren Raddrücken über der Quetschgrenze liegt.

2. Rollen und Gleiten des Rades.

Zum Abrollen treten noch Gleitbewegungen. Die führenden Kanten eines Radsatzes haben gegen die Spurweite des Gleises 10—25 mm Spielraum (Abb. 1). Die Räder sind auf den Achsen fest aufgepreßt. Laufflächen der Räder sind kegelförmig, innen 1 : 20, außen 1 : 10 geneigt (bei der Deutschen Reichsbahn neuerdings 1 : 40 und 1 : 20); ein aus Gleismitte abgelenkter Radsatz soll dadurch nach Gleismitte zurückgeführt werden. Da diese Bewegung aber erst durch Anlauf an

der Schiene mit elastischer Gegenwirkung begrenzt wird, entstehen *Schlingerbewegungen*. Kegelgestalt der Räder geht durch Abnutzung bald verloren, Schlingerbewegungen bleiben. Die Räder sind daher in dauerndem Gleiten quer zur Schiene. Desgleichen längs zur Schiene, weil der Unterschied in den Laufkreisdurchmessern durch Gleiten ausgeglichen werden muß. Dieser Schlupf bei hohem Berührungsdruclce ist die Hauptursache der Abnutzung des Schienenkopfes.

Kurzweilige Reibschwingungen beim Gleiten erzeugen manchmal *Riffelbildungen* (Abb. 2), und zwar hauptsächlich beim Bremsen aus größerer Geschwindigkeit und durch Torsionsschwingungen bei ungleichen Laufkreisen. Starre Gleislage begünstigt das Auftreten von Riffeln.



Abb. 2. Riffelbildungen.

3. Kraftwirkungen des rollenden Rades. *Schwankungen der Tragfedern* $\pm 0,65$ des ruhenden Raddruckes, Einfluß kleiner Mängel am Gleise eingeschlossen. Einfluß der *Fliehgewichte* an Treibrädern der Lokomotiven $\pm 0,15$ des Raddruckes. Bei tadelloser Gleislage sind also kaum größere Schwankungen als $\pm 0,80$ des ruhenden Raddruckes zu erwarten.

Größter Seitendruck des Radflansches auf die Schiene (Führungsdruck und Seitenstöße) bis 60% des senkrechten Raddruckes.

Resultierende aller Kräfte im allgemeinen etwas schief zur Mittellinie der Schiene nach außen geneigt, am Kopfe etwas außermittig nach innen angreifend, Fußfläclce 0,5—1,0 cm außerhalb der Mitte schneidend. Daher Neigung der Schienen nach innen in 1 : 20 allgemein üblich, außer in Weichen.

Stoßvorgänge treten auf:

an *Unstetigkeiten der Bahn im lotrechten Sinne*, und zwar an scharfen Höhenbuckeln, an Stoßknicken (unter einem Winkel zusammentreffende Schienenenden) und Stoßstufen (Höhenunterschiede am Stoß zwischen dem abgebenden und aufnehmenden Schienenende);

an *Unstetigkeiten der Bahn im waagerechten Sinne*, und zwar bei ungleichförmigem Verlauf der Krümmung, besonders an Laschenstößen und am Knickwinkel der Weichenzungenspitze (Ablenkfehler, Anfallwinkel);

an *Durchbrechungen der Schienenlauffläche* (Wärmefugen am Schienenstoße, Herzstücklücken in Weichen und Kreuzungen);

durch *unrunde Räder*, d. h. solche, die bei allzu starkem Anziehen der Bremsen auf den Schienen glitten und dadurch Schliffstellen erhielten.

4. Raumbedarf des Rades. An und neben der Schiene muß ein bestimmter Raum freigehalten werden, dessen Abmessungen sich nach den Maßen des Radkranzes und seinen Abnutzungsgrenzen richten. Die Vorschriften der BO darüber



Abb. 3. Lichter Raum an der Schiene.

- $a \cong \begin{cases} 135 \text{ mm für unbewegliche, mit der Fahrschiene fest verbundene Gegenstände,} \\ 150 \text{ mm für unbewegliche Gegenstände, nicht fest mit der Fahrschiene verbunden.} \end{cases}$
 $b = 41 \text{ mm für Einrichtungen, die das Rad an der inneren Stirnfläche führen.}$
 $b \cong \begin{cases} 45 \text{ mm an Wegübergängen,} \\ 70 \text{ mm für alle übrigen Fälle.} \end{cases}$

enthält Abb. 3 (für Vollspur). Die Breite der Spurrinne muß mindestens 70 mm betragen, wenn kein Rad an der Seitenkante der Spurrinne anstreifen soll. Mit der Rinnenweite der Zwangsschienen (Radlenker) geht man der sicheren Führung zuliebe bis auf 41 mm herab, nimmt also das Anstreifen einzelner Räder in Kauf. In Krümmungen erhöhen sich die Maße um die Spurerweiterung. Die Tiefe der Spurrinne muß 38 mm auch bei größter senkrechter Abnutzung des Schienenkopfes betragen.

b) Geometrie des Gleises.

1. Spurweite. Ihr Grundmaß beträgt bei vollspurigen Bahnen 1435 mm und wird 14 mm unter der Schienenoberkante senkrecht zur Gleisachse gemessen (BO § 9). Die schmalspurigen Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs haben im Deutschen Reiche in der Hauptsache 1000 oder 750 mm Spurweite, 10 mm unter der Schienenoberkante gemessen (Bauordnung für Schmalspurbahnen § 4).

Spurerweiterung in Bogen soll Klemmen und Zwängen der Fahrzeuge verhindern. Nach BO § 9 muß sie auf Vollspurbahnen in Krümmungen von weniger als 250 m Halbmesser gegeben werden. Früher wendete man diese planmäßige Spurerweiterung schon bei Bogen von 900 m Halbmesser an und steigerte sie in Stufen von etwa 3 zu 3 oder 5 zu 5 mm bis auf 25 mm in den schärfsten Bogen. Nach neueren Versuchen und Berechnungen wird jedoch der Bogenlauf und der Krümmungswiderstand bei strafferer Führung günstiger. Die Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn schränken daher die planmäßigen Spurerweiterungen für vollspurige Bahnen ein auf

5 mm	für Halbmesser	unter	300—251 m,
10 mm	„	„	unter 251—160 m,
15 mm	„	„	unter 160 m.

Als Folge des Betriebes treten unbeabsichtigte Veränderungen der Spurweite ein. Zulässige Grenzmaße sind dafür

auf vollspurigen Bahnen (BO 9): 10 mm Erweiterung, 3 mm Verengung (Verengungen sind bedenklicher).

Auf schmalspurigen Bahnen 10 mm Erweiterung, 5 mm Verengung.

Mit Rücksicht auf die Breite der Laufflächen der Räder (namentlich bei abgenutzten Radflanschen und Schienen) darf die Spurweite niemals das Maß von

1465 mm	auf Hauptbahnen,
1470 mm	auf vollspurigen Nebenbahnen,
1025 mm	auf Schmalspurbahnen von 1000 mm Spurweite,
770 mm	auf Schmalspurbahnen von 750 mm Spurweite

überschreiten. Hierin sind die planmäßigen und die unbeabsichtigten Spurerweiterungen enthalten. Die verhältnismäßig weit gesteckten Grenzmaße tragen noch den früher größeren, planmäßigen Spurerweiterungen Rechnung.

2. Gleislage. Die winkelrecht gegenüberliegenden Punkte der Schienenoberkanten müssen in geraden Strecken gleich hoch liegen.

3. Krümmungen. Kleinste zulässige Bogenhalbmesser setzt BO nur für die durchgehenden Hauptgleise fest:

auf Hauptbahnen 180 m, doch bedarf die Anwendung eines Halbmessers unter 300 m der Genehmigung des Reichsverkehrsministers;

auf vollspurigen Nebenbahnen mit Betriebsmittel-Übergang von den Hauptbahnen 180 m;

auf vollspurigen Nebenbahnen ohne solchen Übergang 100 m.

Auf Schmalspurbahnen darf nach der Bauordnung f. S. der Halbmesser der Krümmungen auf der freien Strecke und in Bahnhöfen sowie in Weichen nicht kleiner sein als

50 m	bei 1000 mm Spurweite und
40 m	bei 750 mm Spurweite.

4. Überhöhung im Bogen. Gleichgewicht zwischen der Fliehkraft des Fahrzeuges (dieses zum Massenpunkt vereinfacht) und der nach innen gerichteten Seitenkraft des Eigengewichts besteht, wenn die Überhöhung

$$\dot{u}_a = sV^2/127r \text{ (in m), bei Vollspur } \dot{u}_0 = 11,8V^2/r \text{ (in mm).}$$

Hierin ist s der Schienenabstand (m), V die Fahrgeschwindigkeit in km/h, r der Halbmesser in m. Diese Formel ist geeignet für Strecken, auf denen alle Züge die gleiche Geschwindigkeit haben, z. B. für Stadtbahnen. Bemißt man die Überhöhung nach einer mittleren Zuggeschwindigkeit, so tritt bei den schneller fahrenden Zügen ein Überschuß an Fliehkraft auf. Es bleibt jedoch ein Überschuß oder ein Fehlbetrag an Fliehkraft bis zu einer Beschleunigung (Verzögerung) bis zu

0,4 m/s² für den Reisenden unter der Empfindungsschwelle. Da dies einer Überhöhung von 60 mm entspricht, kann die Überhöhung auf Vollspurbahnen nach der Formel

$$\ddot{u} = \frac{11,8 V^2}{r} - 60 \text{ (in mm)}$$

bemessen werden (verminderte Fliehkraftformel). Als Grenzmaß der Überhöhung gilt mit Rücksicht auf langsam fahrende und haltende Züge für Vollspur $h = 150$ mm.

Bei der Deutschen Reichsbahn werden die Überhöhungen nach der Formel

$$\ddot{u} = \frac{8 V^2}{r} \text{ (in mm), ausnahmsweise bis } \ddot{u} = \frac{11,8 V^2}{r} - 90$$

bestimmt.

Die größte zulässige Fahrgeschwindigkeit ist dabei zu $V = 4,25 \sqrt{R}$ für gewöhnliche Züge, zu $V = 4,5 \sqrt{R}$ für Triebwagen (mit tiefer liegendem Schwerpunkt) festgelegt.

Kann aus baulichen Gründen stellenweise nur ein Teil der vorgeschriebenen Überhöhung angeordnet werden, so findet man die Geschwindigkeitsverminderung, indem man die Gleichungen nach V auflöst.

5. Übergangsbogen. Beim unvermittelten Übergang von der Geraden in einen reinen Kreisbogen springt das Krümmungsmaß plötzlich von Null auf $1:r$ (Abb. 4 a). Die Winkelbeschleunigung wird daher am Bogenanfang sehr groß, es werden starke Stöße auf die Fahrzeuge ausgeübt, das Gleis weicht oft nach außen aus, es bildet sich ein falscher Vorbogen.

Übergangsbogen begünstigen den Bogen-Ein- und -Auslauf und sind deshalb nach BO für die durchgehenden Hauptgleise von Haupt- und Nebenbahnen bindend vorgeschrieben.

Für den Übergangsbogen mit linearem Krümmungsbild (gleichmäßiger Zunahme des Krümmungsmaßes und somit der Winkelgeschwindigkeit) wird, solange man für flache, nicht zu lange Bogen $1/e = d^2 y/dx^2$ setzen kann,

$$\frac{1}{\rho} : \frac{1}{r} = x : l \text{ oder } \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{x}{rl}$$

und daraus durch zweimaliges Integrieren

$$y = x^3/6rl \text{ (kubische Parabel, Abb. 4 b).}$$

Die Überhöhungsrampe wird entsprechend dem Winkelbild geradlinig und fällt mit dem Übergangsbogen zusammen. Die Länge l ergibt sich aus der Rampenneigung und der Überhöhung. Die Rampenneigung $1:m$ soll nach BO möglichst flach, höchstens aber $1:300$ sein. Bei der Deutschen Reichsbahn gilt

$$m \geq 10 V, \text{ äußerstenfalls } m = 8 V \text{ und } l \geq V.$$

Bei der kubischen Parabel wird $BC = y_l : 8$ und das Einrückmaß des Kreisbogens $BD = f = y_l - SD = y_l - \frac{l^3}{8r} = \frac{l^3}{6r} - \frac{l^3}{8r} = \frac{l^3}{24r}$.

Da bei der Ableitung der kubischen Parabel ihre Länge mit der ihres Grundrisschattens gleichgesetzt wurde, ist der Anschluß an den Kreisbogen bei $\ddot{U}E$ weder nach der Ordinate noch nach der Tangente noch nach dem Krümmungsmaß fehlerfrei. Verbesserte Gleichung für lange kubische Parabeln (wenn $l > r:3,5$) wird

$$y = \sqrt{\left\{1 + \left(\frac{l}{2r}\right)^2\right\}^3} \cdot \frac{x^3}{6rl}$$

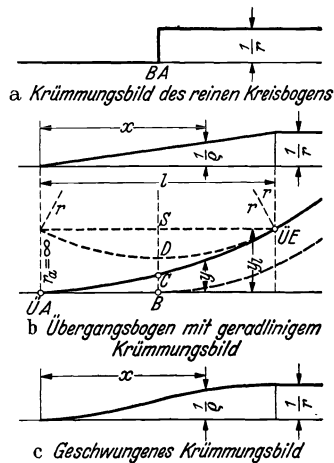


Abb. 4a—c.
Krümmungsbild und Übergangsbogen.

6. Entgegengesetzt gerichtete Krümmungen der durchgehenden Hauptgleise können (BO § 7, 4) mit den Übergangsbogenanfängen unmittelbar aneinanderstoßen, wenn jeder Schienenstrang in den Überhöhungsrampen vom Ende des einen bis zum Ende des anderen Übergangsbogens eine durchgehende Steigung erhält. Andernfalls muß zwischen entgegengesetzt gerichteten Krümmungen eine Gerade eingeschaltet werden, die zwischen den Überhöhungsrampen mindestens 50 m lang sein muß. Die Verwindung der Fahrzeuge und ihr Lauf wird in verschränkten Übergangsbogen stetiger (Abb. 5).

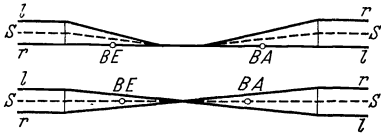


Abb. 5. Getrennte und verschränkte Übergangsbogen. (S—S Weg des Schwerpunktes).

7. Abstecken von Kreisbogen mit Übergangsbogen. Beim Neubau von Linien werden die Bogen *trigonometrisch* nach den Winkeln der Tangentenrichtungen (den Seiten des Vieleckzuges von Winkelpunkt zu Winkelpunkt) festgelegt.

8. Das Winkelbildverfahren (NALENZ-Höfer) dient zum Abstecken von Gleisen nach oberbautechnischen Gesichtspunkten:

- α) behufs Berichtigung verfahrener Gleisbogen,
- β) bei Gleisverschiebungen oder Linienverbesserungen, wobei das vorhandene Gleis als Standlinie dient,
- γ) beim Neubau von einem nach Augenmaß geschlagenen Vieleckzuge mit kurzen Seiten und kleinen Winkeln aus (ohne Bezug auf die Hauptwinkelpunkte der Vorarbeiten). Grundlage ist die Pfeilhöhenmessung. Die zeichnerisch summierten Pfeilhöhen stellen im Winkelbild die zurückgelegten Winkel als Ordinaten dar: bei einem Bogen als fortlaufende Linie, bei einem Vieleckzuge in Treppenform. Das Winkelbild eines reinen Kreisbogens ist eine steigende oder fallende Gerade. Eine kubische Parabel erscheint im Winkelbild als eine Parabel 2. Grades, die die Ecken zwischen dem Winkelbild der Geraden (waagerechte Gerade) und dem Winkelbild des Kreisbogens ausrundet (Abb. 6). Werden diese Ecken im „Entwurf“ durch 2 sich berührende Äste von Parabeln 3. Grades ausgerundet, so entstehen als Übergangsbogen eine Parabeläste 4. Grades mit geschwungener Überhöhungsrampe und einem Einrückmaß $f = l^2 : 48 r$ (vgl. Abb. 4 c). Auch der Entwurf von Korbbogen gestaltet sich einfach, ebenso der von Scheitelbogen, d. s.

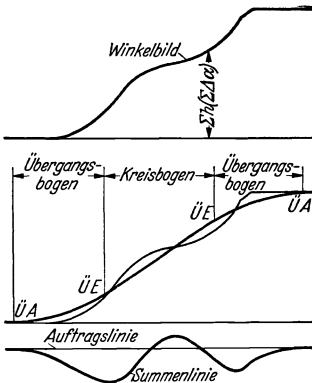


Abb. 6. Winkelbildverfahren.

Bogen, die nur aus zwei Übergangsbogen bestehen. Die Ordinatenunterschiede zwischen dem Winkelbilde *W* und dem Entwurf *E* werden zeichnerisch in der „Summenlinie“ zusammengezählt. Die Ordinaten der Summenlinie liefern nach bestimmten Maßstäben die Abstände des neuen Gleises von der Standlinie oder von dem Vieleckzuge (vgl. HÖFER: „Die Absteckung von Gleisbogen aus Evolventenunterschieden“, Berlin 1927, ferner „Abstecken und Vermarken von Gleisbogen nach dem Winkelbildverfahren“, Berlin 1938, Verkehrswissenschaftliche Lehrmittelgesellschaft).

c) Statische Berechnung des Gleises.

1. Äußere Kräfte sind die ruhenden Raddrücke. Der Einfluß der bewegten Lasten kann nach den Festsetzungen des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen durch einen Geschwindigkeitsbeiwert

$$k_v = 1 + \frac{V^2 \text{ (km/h)}}{30000}$$

berücksichtigt werden (Stoßzahl).

2. Festigkeitszahlen. Das elastische Verhalten des Gleises ist abhängig von der Steifigkeitszahl der Schiene EJ , von der Steifigkeitszahl der Schwelle E_1J_1 (Langschwelle oder Querschwellen) und von der Elastizitätszahl der Schwellenunterlage; diese wird Bettungsziffer, zutreffender Unterlageziffer genannt, da sie stärker von der Nachgiebigkeit des Untergrundes abhängt als von der Art der Bettung. Der Ansatz $p = Cy$ (p ist der Flächendruck auf die Bettung, y die Einsenkung, C eine Verhältniszahl) sagt aus, daß rein elastische Formänderung der Bettung samt Unterbau vorausgesetzt wird. Die Umformung

$$C = p/y \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

kennzeichnet C als jenen Flächendruck in kg/cm^2 , unter dem sich die Bettung samt dem Unterbau um 1 cm zusammendrückt. Die Unterlageziffer bewegt sich nach den Messungen des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen zwischen 6 (Steinschlagbettung auf sehr nachgiebigem Untergrund) und 55 (Steinschlagbettung auf fester Einschnittsohle). Für Berechnungen wird gewöhnlich $C = 8$ gesetzt, da hohe Werte von C die Beanspruchungen herabsetzen.

3. Oberbauberechnung. Ziel ist Berechnung der Biegespannungen in der Schiene und der Schwelle, des Flächendruckes auf die Bettung, der federnden Einsenkung im Lastpunkte. Die erreichbare Genauigkeit wird herabgesetzt durch Unsicherheit aller Annahmen, für die Schiene auch dadurch, daß nicht ein ebener, sondern ein räumlicher Spannungszustand vorliegt, besonders im Bogengleise.

a) Langschwelligleis und Schwellenschienengleis (unendlich langer Träger für durchlaufender, elastisch nachgiebiger Bettung). Für Einzellast ist:

$$\text{Einsenkung im Lastpunkte } y_0 = \frac{G}{(64 C^3 b^3 EJ)^{1/4}}$$

$$\text{Bettungsdruck im Lastpunkte } p_0 = G \left(\frac{C}{64 b^3 EJ} \right)^{1/4}$$

$$\text{Biegemoment im Lastpunkte } M_0 = G \left(\frac{EJ}{64 C b} \right)^{1/4}.$$

G = Radlast, b = Fußbreite, EJ Steifigkeitszahl (beim Langschwelligleis Schiene + Langschwelle), alles in kg und cm.

Die Einfachheit der Formeln hat zu vielen Vorschlägen geführt, das Querschwellengleis nach einem „stellvertretenden Langschwelligleis“ zu berechnen. Besonders einfach gestaltet sich die Bestimmung der Unterlageziffer aus Messungen der Einsenkung y_0 .

β) Querschwellengleis (durchlaufender Träger auf unendlich vielen, elastisch nachgiebigen Stützen). Einflußreich ist eine Zahl γ , die das Verhältnis zwischen der Steifigkeit der Schiene zu der Steifigkeit der Schwelle und der Widerstandsfähigkeit ihres Lagers bezeichnet.

$$\gamma = B/D; \quad B = 6 EJ/a^3; \quad D = Cb/\kappa_1 [\eta_Q].$$

B entspricht der Last, die in einer frei aufgelagerten Schiene bei der Stützweite $2a$ (doppelter Schwellenabstand) den Biegepfahl 1 cm erzeugt. D ist der Auflagerdruck, der die Stützensenkung 1 cm bewirkt. $\kappa_1 = (Cb/4 E_1J_1)^{1/4}$, wobei E_1J_1 die Steifigkeitszahl der Schwelle. Für den Beiwert $[\eta_Q]$ enthält das Buch ZIMMERMANN'S „Berechnung des Eisenbahn-Oberbaus“ (Berlin 1888) Tabellen.

Nach einer Näherungsformel kann $D = C b 2 t$ gesetzt werden (t = Überstand der Schwelle über Schienenmitte gemäß Abb. 9).

Das Biegemoment in der Schiene wird nach WINKLER für gleich hohe (also starre oder unter engen Laststellungen um gleiche Beträge gesenkte) Stützen

$$M = 0,1888 G a.$$

ZIMMERMANN berücksichtigt für Einzel-lasten 4 Stützen nach Abb. 7. Dabei wird

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \cdot \frac{G a}{4}.$$

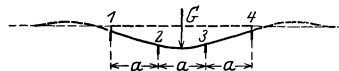


Abb. 7. Belastungsannahme ZIMMERMANN'S.

Die Berechnung nach ZIMMERMANN hat sich als zutreffend erwiesen für Lasten, die in mindestens 4,0 m Abstand aufeinanderfolgen, während die WINKLER'SCHE

Formel für die Mittelachsen von Lokomotiven und Tendern bei Messungen ziemlich gut bestätigt wurde. Für die Randachsen enger Lastfolgen liegt das Biegemoment der Schiene etwa in der Mitte zwischen diesen Grenzwerten. Mit $\gamma = 4$ (neuere, schwere Oberbauformen) wird

- für Mittelasten (WINKLER) $M \cong 0,20 G a$,
- „ Einzellasten (ZIMMERMANN) $M = 0,375 G a$,
- „ Randlasten $M = 0,29 G a$.

Der Verein Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen verwendet eine „Achstandformel“, in der die Unterlageziffer nicht erscheint.

Der *Schienenendruck* ist jener Anteil des Achsdruckes, der auf die unmittelbar belastete Schwelle wirkt (der Rest vermöge der Steifigkeit der Schiene auf die Nachbarschwellen übertragen). Für die Belastungsannahme SCHWEDLERS (Abb. 8a) wird

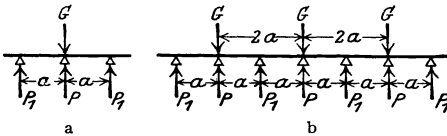


Abb. 8a und b. Laststellungen auf den Schwellen.

für die Belastungsannahme HOFFMANN'S (Abb. 8b)

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} G,$$

für die Belastungsannahme HOFFMANN'S (Abb. 8b)

$$P = \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} G.$$

Mit diesen Werten wird für die Querschwellen nach der Berechnungsart ENGESSER'S:

das größte Biegemoment (unter dem Lastpunkt)

$$M = \frac{P l^2}{2u} \left(1 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

der größte Bettungsdruck

$$p = \frac{P}{ub} (1 + \varphi),$$

wobei

$$\varphi = \frac{1}{\frac{24 E_1 J_1}{C b l^4} + \frac{11}{15}}.$$

Die Einsenkung der Schwelle im Lastpunkte ist dann $\gamma_0 = p : C$.

Zulässige Beanspruchungen für die Schiene 1100—1300 kg/cm², wobei der größere Wert für Bahnen minderer Bedeutung gilt; für eiserne Schwellen 1400 bis 1500 kg/cm² (die Holzschwelle hat gewöhnlich Überschub an Festigkeit); Beanspruchung der Bettung so, daß Einsenkung im Lastpunkte nicht größer als 2,5 bis höchstens 4 mm, weil bei größeren Einsenkungen die Bettung bald zerrüttet wird (federnde Einsenkung von 2,5 mm genügt zur guten Verarbeitung der Stoßdrücke).

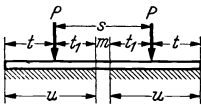


Abb. 9. Teilweise unterstopfte Schwelle.

d) Bauformen des Oberbaues.

1. Die Schiene. Form des Schienenkopfes zeigt Abrundung von 14 mm Halbmesser an der Fahrkante T. V. 5). Die Lauffläche erhält eine leichte Wölbung von 200—250 mm Halbmesser. Die Laschenanlageflächen sind 1 : 2 bis 1 : 3,5 geneigt, meist 1 : 3. Die Seitenflächen des Kopfes senkrecht oder auch nach unten anlaufend, um eine größere Laschenanlagefläche zu erzielen. Die Kopfbreite soll nach TV. 5 mindestens 57 mm betragen, geht aber bei deutschen Schienenformen bis 72, bei den neuesten, schwersten Schienen amerikanischer Bahnen bis 76 mm. Breite Kopfformen ergeben große Berührungsflächen zwischen Rad und Schiene sowie günstige Laschenanlageflächen, hohe Kopfformen gestatten eine weitgehende Abnutzung der Schiene.

Die Stegstärke von Breitfußschienen beträgt gewöhnlich $\frac{1}{10}$, die von Stuhlschienen $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{7}$, der Schienenhöhe. Verhältnis der Fußbreite zur Höhe von Breitfußschienen (Stand sicherheitszahl) liegt zwischen 0,8 und 0,9.

Die Fußbreite beeinflusst das seitliche Widerstandsmoment der ganzen Schiene. Höhe des Schienenfußes so, daß Massenausgleich zwischen Kopf und Fuß. An der Außenkante erhält der Fuß gewöhnlich eine Stärke von rd. 10 mm, nach dem Stege hin mit ausreichender Abrundung dieselbe Laschenneigung wie an der Unterseite des Kopfes.

Bei Stuhlschienen (Doppelkopfschienen) erhält der untere Trägerflansch verkleinert die Form des Fahrkopfes. Die umschlossene Lagerung mit ihren schweren Stützkörpern wird nötig, da die Schiene in sich nicht standfest ist. Der Berührungsdruck zwischen dem Schienenfuß und seiner Lagerfläche im Stuhl wird hoch, damit zugleich die Abnutzung. Für Breitfußschienen ist die umschlossene Lagerung vereinzelt angewendet worden, z. B. von den badi-schen Staatsbahnen für Tunnelgleise.

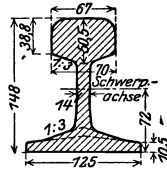


Abb. 10.
Reichsbahnschiene S 49
(12,5 t Raddruck).

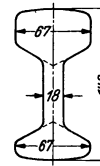


Abb. 11.
Englische Stuhlschiene.

Tabelle von Schienenquerschnitten. Nr. 1—9 Breitfußschienen, Nr. 10 und 11 Stuhlschienen.

Nr.	Schienenform	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Gesamte Höhe mm	Kopfhöhe mm	Kopfbreite mm	Stegstärke mm	Fußbreite mm	Fußhöhe in Stegmitte mm	Laschenneigung 1 : #	Standfestigkeits- zahl	Widerstands- moment cm ³	Gewicht kg/m	Nutzungszahl n = W/G	Nachgiebig- keitszahl Fe/W
1	Preußen Nr. 8	138	39	72	14	110	23	1 : 4	0,80	193	41,0	4,71	1,89
2	Preußen Nr. 15	144	43,5	72	14	110	24,5	1 : 4	0,76	217	45,0	4,81	1,92
3	Sachsen, Form VI	147	48	66	14	130	23	1 : 4	0,89	230	46,3	4,97	1,88
4	Süddeutsche Einheit	140	45	65	14	125	25	1 : 3	0,89	202	43,9	4,61	1,98
5	Reichsbahn S 49	148	50,5	67/70	14	125	27,5	1 : 3	0,84	234	48,9	4,79	1,91
6	Reichsbahn S 49a	148	50,5	72	14	125	27,5	1 : 3	0,84	237	49,05	4,83	1,98
7	Belgien 1910	151	—	72	15	140	—	—	0,90	254	50,0	4,63	—
8	Pennsylvania	181	—	76	16,7	152	—	—	0,84	370	65,3	5,67	—
9	Pennsylvania	203	—	76	17,5	171	—	—	0,84	—	75,4	—	—
10	Engl. Midland-B.	148	56	72	21	72	35	1 : 2,1	—	194	49,8	3,9	2,55
11	England 100 R.	150	—	69,8	19	69,8	—	—	—	208	49,6	4,2	—

Die Nutzungszahl (das Güteverhältnis) $W : G$ in $\text{cm}^3 : \text{kg/m}$ ist um so günstiger, je höher sie ist. Die Nachgiebigkeitszahl (F ist die Querschnittsfläche in cm^2 , e der Abstand der gespanntesten Faser von der Nullinie, W das Widerstandsmoment) kennzeichnet die elastische Nachgiebigkeit. Kleine Werte sind günstig.

Zulässige Abweichungen von den Sollmaßen: Schienenhöhe $\pm 0,5$ mm, Fußbreite ± 1 mm, Gewicht $\pm 3\%$ bis -2% .

Zulässige Abnutzungen im Betriebe. Kopf 10—15 mm, je nach Höhe. Seitenabnutzung bis Laschenoberkante. Messung mit Profillehren.

Baulänge der Schienen neuerdings in der Regel 15 m, auf Wegübergängen, in Hallen und kürzeren Tunneln 18 m, bei der Deutschen Reichsbahn für wichtige Linien 30 m, selbst 60 m (Verlegung mit Maschinen).

Ausgleichsschienen sollen in Bogen den Längenunterschied der Schienenstränge ausgleichen. Für die 15 m langen Schienen der Reichsbahn werden Unterlängen von 14,94, 14,89 und 14,835 m hergestellt, für die Langschienen Überlängen von 30,06, 30,11 und 30,165 m.

Baustoff der Schienen ist allgemein Flußstahl nach dem Bessemer-, Thomas- oder Siemens-Martin-Verfahren, verhältnismäßig hochgekohlt (0,3%). Phosphorbeimengungen machen den Schienenstahl kaltbrüchig, sind daher auszuschneiden, ebenso Schwefel und Sauerstoff. Natürliche oder künstliche Beimengungen von Nickel, Mangan, Silizium, Chrom erhöhen Festigkeit und Verschleißwiderstand. Zusatz von Kupfer (0,3%) erhöht den Widerstand gegen Rosten (wichtig für Schwerindustriegebiete und Tunnelgleise).

Zugfestigkeit \cong 70 kg/mm², bei verschleißfesten Schienen mit härtenden Zusätzen bis 118 kg/mm². Die Fließgrenze muß hoch liegen (40—50 kg/mm²).

Schienenvergütung mit dem Ziele, im Kopfe harten, verschleißfesten, im Fuße weichen, zähen Stahl anzuordnen:

α) Härten des Kopfes durch Abschrecken;

β) Verbundstahl: im Kopf 100—140 kg/mm², in Steg und Fuß \sim 70 kg/mm².

Vergüten der Schienen zur Verminderung der Verformungen am Schienenstoß: Abschrecken der Enden (Belgien).

Güteprüfungen des Stahls:

α) Zerreißproben auf allgemeine Festigkeit;

β) BRINELLSche Kugeldruckprobe auf Härte und Verschleißfestigkeit;

γ) Biegeproben und

δ) Schlagproben auf Zähigkeit;

ε) Ätzproben auf Gleichmäßigkeit;

ζ) metallographische Gefügeuntersuchung auf Art des Stoffgemenges;

η) Verschleißproben (im Sandstrahlgebläse oder unter Reibungsdruck mit Schlupf) auf Verschleißwiderstand.

Zusatzspannungen im Schienenstahl treten zu den Biegespannungen unter den Lasten in mehrfacher Form hinzu:

als *Temperaturspannungen* infolge teilweise oder ganz verhinderter Wärme-
dehnung bei Langschienen oder im durchgehend geschweißten Gleise (bis zu
+ 1400 kg/cm² im Sommer, — 1200 kg/cm² im Winter);

als *Einzwängungsspannungen* durch Verbiegen der Schienen beim Gleisverlegen
(\pm 900 kg/cm²);

als *Eigenspannungen* im Stahl, namentlich durch den Richtvorgang im Walzwerk hervorgerufen (\pm 500 kg/cm²).

Die Gesamtbeanspruchung der Schiene ist noch nicht völlig geklärt.

Der *Berührungsdruck zwischen Rad und Schiene* kann über 4000 kg/cm² steigen, klingt aber wahrscheinlich nach der Tiefe rasch ab.

Lebensdauer der Schienen in bogenreichen, stark belasteten Linien 8 bis 10 Jahre, sonst bis zu 40 Jahren, wobei etwa die Hälfte in Hauptgleisen, der Rest in Nebengleisen.

2. Die Schwelle. Formen:

Einzelstützen unter jedem Schienenstrang;

durchlaufende Balken unter jedem Schienenstrang (Langschwelle);

Querbalken unter den beiden Schienensträngen (Querschwelle).

Einzelstützen erscheinen heute nur noch in Wagengleisen der Entseuchungsanlagen, in denen der Unterbau des Gleises zur schnellen Abführung der ätzenden Waschwässer gewöhnlich als fugenlose Mauerwerkdecke ausgeführt wird, aus der einzelne Steinwürfel als Schienenträger hervorragen.

Einzelstützen aus Eisen haben auf indischen Bahnen zeitweise größere Verbreitung erlangt.

Die *Langschwelle* wurde wegen theoretischer Vorzüge (durchlaufende Unter-
stützung der Schiene unter Ausnutzung der Möglichkeit, die Stöße der Schiene
gegen die der Schwelle zu versetzen) oft versucht. Die Mangelhaftigkeit der Spur-
haltung und die Erschwerung der Gleisentwässerung nach der Seite hin haben
dazu geführt, daß sie allgemein verlassen wurde.

Die *Querschwelle* ist heute herrschend.

Für die *Holzschwelle* werden verwendet an Harthölzern *Eichenholz* in Weichen
(ausnahmsweise) oder für hochbeanspruchte Brückenschwellen. *Buche* ist viel
gebräuchlich. Das Buchenholz neigt leicht zu Rissen; deswegen werden in die

Stirnflächen oft S-förmige Bügel aus Blech eingetrieben. Von den weichen Nadelhölzern ist die *Kiefer* (Föhre) vorherrschend. Die europäischen *Tannen* und *Fichten* sind für Schwellen wenig geeignet, da sie zu weich sind und auch durch Tränkung wenig an Güte gewinnen. Das *Lärchenholz* bietet einen guten Schwellenstoff und wird in Österreich viel verwendet.

Die *Lieferungsbedingungen* für Schwellenholz schreiben meistens vor, daß die Hölzer im Winter (zur Zeit des geringsten Saftes) gefällt werden sollen. Grobgarige Stämme mit sehr breiten Jahresringen sind ungünstig. Äste sind an den Auflagerstellen der Schienen unzulässig. Krümmungen, Windschiefe oder Drehwüchsigkeit schließen schon bei geringem Grade die Verwendbarkeit aus.

Krankheiten des Schwellenholzes sind Fäulnis, hervorgerufen durch Pilze, z. B. *Merulius lacrimans* und seine Verwandten. Auch Trockenfäule tritt öfter im Betriebe auf, sog. Kernfäule ist dagegen selten.

Die *Tränkung des Schwellenholzes* bezweckt, die Lebensdauer der Schwellen zu erhöhen. Eichenholz nimmt die Tränkflüssigkeit nur im Splint auf. Buchenholz ist fast kernlos und nimmt die Tränkflüssigkeit im ganzen Querschnitt gleichmäßig und begierig auf. Kiefernholz nimmt die Tränkstoffe gleichfalls vorwiegend im Splint auf, weniger in dem harzreicheren Kern. Bei Kiefernholz ist als Nebenwirkung des Tränkens eine Erhöhung der Festigkeit um etwa $\frac{1}{8}$ zu verzeichnen.

Als *Tränkflüssigkeit* wird vorwiegend Teeröl verwendet. Für die Teeröltränkung wird meistens das RÜPINGSche Verfahren angewendet, bei dem das Holz zunächst bis zur vollen Sättigung durchtränkt wird, worauf ihm dann ein Teil der Tränkflüssigkeit wieder entzogen wird (Spartränkung). Die Zellenwände bleiben dabei mit Tränkstoff umhüllt. Die in der *Tränkanstalt* eingehenden Schwellen werden nach Sorten getrennt und eingelagert, bis sie lufttrocken geworden sind. Dann werden die Plattenlager gefräst und die Schwellenlöcher vorgebohrt, um die Lochleibungen durch das Tränken mit zu schützen.

Die durchschnittliche Aufnahme an Tränkstoff beträgt:

für eine kieferne Schwelle 2. Sorte 6 kg,

für eine kieferne Schwelle 1. Sorte 7 kg.

Eichenschwellen nehmen 4—5 kg Tränkstoff auf.

Buchenschwellen 2. Sorte erfordern 12, solche 1. Sorte 16 kg Tränkstoff.

Buchenschwellen pflegt man doppelt zu tränken, d. h. sie werden zweimal dem Überdruck ausgesetzt.

Abmessungen der Holzschwellen: Länge auf Hauptbahnen 2,60—2,70 m, auf Nebenbahnen 2,50 m. Querschnitt (Abb. 12) 16×26 cm, wobei für vierseitig behauene Schwellen Waldkante

zulässig, die obere Auflagerbreite muß aber mindestens 16 cm betragen. Zweiseitig behauene Schwellen nutzen die Stammlänge besser aus und haben mehr Kernholz. Für Nebenbahnen und Nebengleise der Hauptbahnen oft geringere Abmessungen gemäß Abb. 13.

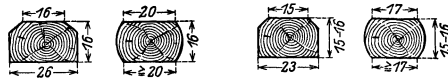


Abb. 12.

Abb. 13.

Abb. 12 und 13. Querschnitte von Holzschwellen.

Bewehrungen der Holzschwellen an stark beanspruchten Stellen: für die *Schwellenlöcher*

Schraubdübel (Abb. 14), wobei Vorrichtungen der Schwellen nur fabrikmäßig möglich;

Einschlagdübel (Abb. 15) ermöglichen Vorrichtungen der Schwellen auch auf der Strecke.

Die *Plattenlager* abgenutzter Weichholzschwellen können durch Aufsatteln wieder aufgefrischt werden (Abb. 16).

Die *Eisenschwelle* (Abb. 17 und 18) faßt vermöge ihrer Trogform und der herabgebogenen Enden den Bettungskern gut zusammen, Widerstand gegen Seitenkräfte daher bis 50 % größer als bei Holzschwellen. Das geneigte Schienenslager wird durch Nachpressen im Walzwerk hergestellt, der Bettungskern beim Gleisverlegen mit Füllformen. Lochungen in der Schwellendecke haben sich bei

älteren Schienenbefestigungen oft als verderblich erwiesen. Reibende Bewegungen der Schwellenschraube von unten und Übertragung der Seitenkräfte auf die Seitenwand der Lochung haben vielfach zu Rissen in der Decke geführt, die die Lebensdauer herabsetzten. Beim Reichsbahnoberbau werden daher Unterlegplatten im elektrischen Lichtbogenverfahren auf die Schwellendecke aufgeschweißt.

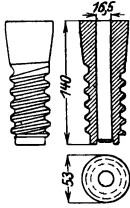


Abb. 14. Schraubdübel.

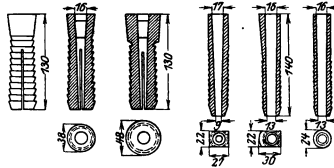


Abb. 15. Einschlagdübel.

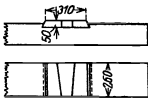


Abb. 16. Aufgesattelte Schwelle.

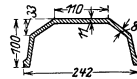


Abb. 17.

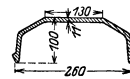


Abb. 18.

Abb. 17 und 18. Eisenschwellen (Baden 1893, Deutsche Reichsbahn 1924).

Vergleich zwischen Holzschwellen und Eisenschwellen:

Holzschwellengleise niedrigere Anlagekosten; weiches Befahren, Geräuschdämpfung, daher für Hauptbahnen 1. Klasse bevorzugt.

Eisenschwellengleise höherer Altwert, größere Lagebeständigkeit. In Industriegebieten, wo Säuregehalt der Luft starke Rostangriffe erzeugt, sind sie ungeeignet, ebenso in Tunneln wegen Rost und Lärm, in Wegübergängen.

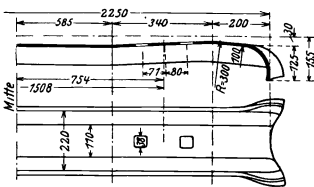


Abb. 19. Geneigtes Schienenlager.

Ausschlaggebend sind oft rein volkswirtschaftliche Gesichtspunkte (Ausgleich zwischen Forstwirtschaft und Eisenindustrie). Für den wirtschaftlichen Vergleich zwischen Holz- und Eisenschwelle sind theoretisch die Jahreskosten einer Einheit gegenüberzustellen:

$$R = N(p - 1) + \frac{(N - A)(p - 1)}{p^n - 1} + U.$$

Hierin bedeutet N die Anlagekosten, A den Altwert oder Rückgewinn, U die jährlichen Unterhaltungskosten; p ist die Zinszahl, n die Lebensdauer in Jahren. Die Zinszahl ist $1 + k/100$, wenn k der Zinsfuß ist, für 5% also z. B. 1,05.

Die Lebensdauer der Holz- und der Eisenschwellen zeigt beim bildlichen Auftragen die Form einer GAUSSSchen Wahrscheinlichkeitslinie: zahlreiche Schwellen erreichen die mittlere Lebensdauer nicht, andere überschreiten sie und können dann nach der Gleiserneuerung in Nebengleisen weiter verwendet werden.

Mittl. Lebensdauer getränkter Kiefernswellen 15—18 Jahre,

- „ „ „ Buchenschwellen 20—25 „ „
- „ „ „ gelochter Eisenschwellen 12—14 „ „ bei schwachen Decken,
- „ „ „ bei neuzeitlichen stärkeren Decken bis 25 Jahre,
- „ „ „ von Eisenschwellen mit aufgeschweißten Unterlegplatten > 30 Jahre, doch stehen eingehende Erfahrungen noch aus.

Eisenbetonschwellen sind als Querschwellen im Stampf-, Schleuder- oder Rüttelverfahren oft hergestellt worden, ohne durchschlagenden Erfolg. Zur

Schienenbefestigung wurden Einsatzdübel aus Holz oder Asbestzement verwendet, gelegentlich auch eiserne Schraubenhülsen. Italien hat versuchsweise eine kettenartig gegliederte Eisenbeton-Langschwelle eingeführt.

3. Die Bettung. Anforderungen: Tragfähigkeit bei elastischer Nachgiebigkeit, große innere Reibung zur guten Verarbeitung quer- und längsgerichteter Verschiebungskräfte (Lagebeständigkeit), endlich Wetterbeständigkeit.

Als Bettungsstoff wird heute in Hauptgleisen nur noch Steinschlag verwendet, in Nebengleisen auch Kies, Sand oder Lokomotivschlacke (diese nur für Holzschwellen). Die Bettung wird nach älterem Verfahren geschüttet und durch Stopfen unter den Schwellen zu einzelnen Lagerkissen gedichtet, nach neuem Verfahren durch Stampfen oder Walzen zu einem durchgehenden Lagerbett gedichtet. Auch die Verfüllung in den Gefachen zwischen den Schwellen und die Vorlage an den Schwellenköpfen werden zweckmäßig nachgestampft.

Der Bettungsstoff muß frei von lehmigen oder erdigen Bestandteilen sein, *Steinschlag* aus hartem, wetterfestem Naturgestein. Die Korngröße soll zwischen 30 und 60 mm Quermaß (nach anderen Vorschriften 25—50 mm Kantenlänge) nicht übersteigen. Abgesplitterte Staubteilchen verkitten mit dem Niederschlagswasser zusammen die Steinschlagbettung zu einer betonähnlichen, harten Masse; die Wasserdurchlässigkeit und die elastische Nachgiebigkeit gehen dabei verloren, das Fahren wird hart und dröhnend, die Abnutzungen der Gleisteile werden stärker als bei guter Bettung.

Um tonigen Untergrund, der durch Wasseraufnahme seine Tragfähigkeit verliert, zu schützen, wird zwischen dem Steinschlagbett und dem Unterbau eine wasseraufsaugende Schicht von feinem Sand oder Lokomotivschlacke eingebracht und durch Abwalzen gedichtet. Unkrautbekämpfung im Gleise durch Besprengen mit Natriumchlorat, auf Seitenwegen durch Aufbringen einer Schicht von Schwefelkies-Abbrand.

4. Befestigungsmittel. Angelpunkt ist die Unterlegplatte, bei Eisenschwellen ohne Unterlegplatte die Schwellendecke. Der Schienenfuß wird auf die Decke von Eisenschwellen oder bei Holzschwellen mit getrennter Befestigung Schiene/Platte und Platte/Schwelle auf die Unterlegplatte gewöhnlich mit Klemmplatten und Hakenschrauben aufgepreßt.

Schwellennägel (Doppelkopfnägel, Abb. 20) oder Schwellenschrauben (Abb. 21) sollen entweder den Schienenfuß allein oder

Schienenfuß und Unterlegplatte gemeinsam oder die Unterlegplatte allein auf Holzschwellen festheften.

Die Heft- und Haltekraft der Schienennägel ist gering.

Schraubensicherungen für Holz- und Eisenschwellen sind in Gestalt von Federringen (einfach und doppelt, Abb. 22) und von Spannplatten (Abb. 23) in Gebrauch.

5. Schienenbefestigung. Die Schienenbefestigungen sollen Schienen und Schwellen durch Anpressungsdruck zum Gleisrahmen verbinden, wobei dem Anpressungsdruck abhebende Kräfte im aufwärts gebogenen Ast der Schienenbiegeline entgegenwirken. Ferner müssen sie die Seitenbewegung und das Kippmoment aufnehmen, die durch die Schlingerbewegungen in der Geraden und durch den Führungsdruck im Bogen entstehen. Endlich müssen sie dem in der Längsrichtung der Schiene wirkenden Wanderschub, bei Langschienen auch der Wärmeausdehnung widerstehen.

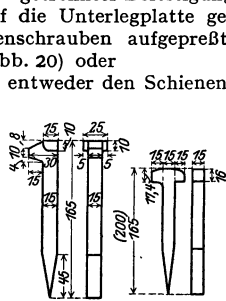


Abb. 20. Schwellennägel.

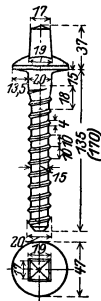


Abb. 21. Schwellenschraube.

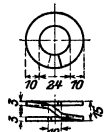


Abb. 22. Federringe.

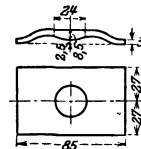


Abb. 23. Spannplatte.

α) *Schienenbefestigung auf Holzschwellen.* Bei der einfachsten Form wird der Schienenfuß mit 2—3 Schwellenschrauben auf der Schwelle angeheftet (Abb. 24). Ein bei der Deutschen Reichsbahn allgemein eingeführtes, getränktes und stark vorgepreßtes Pappelholzplättchen bremst durch eine Art Klebwirkung Seiten- und Längsbewegungen der Schiene dadurch ab, daß es sich in die Unebenheiten des Schienenfußes und der Schwelle (oder der Unterlegplatte) einpreßt.

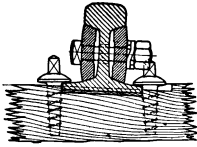


Abb. 24. Unmittelbare Schienenbefestigung.

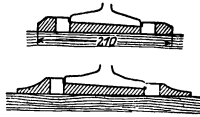


Abb. 25. Doppelrandplatten.

Unterlegplatten vergrößern die druckaufnehmende Fläche, schonen also die Schwellen. Abb. 25 zeigt Doppelrandplatten mit Schwellen-

schraubenbefestigung, die den Schienenfuß samt der Platte auf der Schwelle festlegen soll.

Die Pfannen der Doppelrandplatten müssen der beim Walzen unvermeidlichen Ungenauigkeiten wegen um 2 mm breiter bemessen werden als der Schienenfuß; dieser Spielraum führt zu reibenden Bewegungen, wenn keine dämpfenden Pappelholz-Zwischenlagen angeordnet sind.

Bei der sächsischen Kremenplatte umfaßte eine innen angeordnete, im rotwarmen Zustande umgebördelte Krempe den Schienenfuß. Da die Krempe dem Schienenfuß Spiel lassen mußte, waren Seitenbewegungen der Schiene und Wanderbestreben stark fühlbar. An der preußischen Hakenplatte war der Haken außen angeordnet (Abb. 26). In ihrer letzten Form preßte eine Spannplatte den Schienenfuß seitlich gegen den Haken, der Höhenspielraum war aber nicht aufgehoben (Abb. 27).

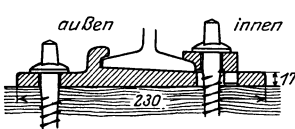


Abb. 26. Hakenplatte.



Abb. 27. Spannplatte.

Beim Reichsbahnoberbau S 49 ist die Befestigung Schiene/Platte von der Befestigung Platte/Schwelle getrennt (Abb. 28). Hakenschrauben, die in die

schwalbenschwanzförmig ausgefräste Hochrippe eingreifen, erzeugen einen starken Anpressungsdruck, der das Wanderbestreben der Schienen wirksam dämpft und durch Einschränkung der Wärmeausdehnung Langschienen von 30—60 m ermöglicht. Spurerweiterungen werden durch entsprechende Bohrung der Schwellen hergestellt.

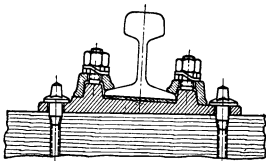


Abb. 28. Reichsbahnoberbau.

Der Stuhlschienen-Oberbau (Abb. 29) weist gleichfalls getrennte Befestigung der Schiene und des Stuhls auf, da die Schienen mit einem elastisch wirkenden Keil im Stuhl festgelegt sind. Der Stuhl wird mit 2 Schwellennägeln und 2 Holzdübeln auf der Schwelle aufgeheftet.

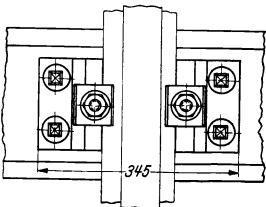


Abb. 29. Stuhlschienenoberbau.

β) *Schienenbefestigungen auf Eisenschwellen.* Unmittelbare Befestigung auf der Schwellendecke (allenfalls unter Zwischen-

schaltung eines Pappelholzplättchens) hatten in gutbewährten Formen die vormals badischen und die oldenburgischen Staatsbahnen. Beide Bauarten waren nach früheren Anschauungen auf Spurerweiterungen bis zu 24 mm eingerichtet. Bei dem badischen

Oberbau nahm ein Klemmbügel die senkrechten Kräfte auf, ein lose beigelegtes Spurplättchen regelte die Spurweite und setzte den Seitendruck auf die Lochleitung ab (Abb. 30). Die oldenburgische Befestigung (mit Pappelholzplättchen) verwendete zur Spurregelung wendbare Klemmplatten, die sich seitlich gegen eine

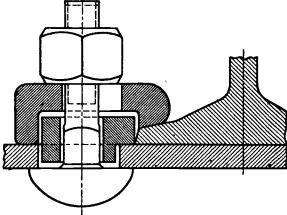


Abb. 30. Badische Befestigung.

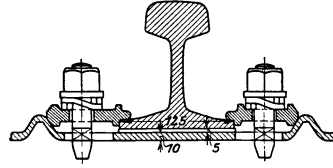


Abb. 31. Oldenburgische Befestigung.

dreieckige, rotwalm herausgepreßte Dreiecksrippe stützten. Die senkrechte Beanspruchung war also klar von der waagerechten geschieden (Abb. 31). Aus der Schwellendecke herausgepreßte Rippen verwendet auch ein neuer Versuchsoberrbau der Reichsbahn, bei dem die Rippen die Befestigungsschrauben aufnehmen.

Unterlegplatten auf Eisen-schwellen hat Preußen früher in verschiedenen Formen verwendet, sie werden jetzt nur noch aufgebraucht. Abb. 32 zeigt HAARMANN'S Hakenzapfenplatte mit weitgehender Spurregelung. Platte und Schwellendecke hatten aber viele reibende Berührungsflächen und waren daher starkem Verschleiß ausgesetzt.

Beim Regeloberbau der Deutschen Reichsbahn werden Unterlegplatten von der Art der für Holzschwellen verwendeten auf die Schwellendecke im Lichtbogenverfahren aufgeschweißt, wodurch eine große Einheitlichkeit der Oberbauformen erreicht ist. Die Platten sind nur etwas kleiner (115×235 mm), im Bodenteil dünner und parallelförmig.

γ) Schienenbefestigung auf Mauerwerk wird mit Holz- oder Eisendübeln bewirkt, auf Reinigungsgruben auch mit Ankerhülsen (Abb. 33).

δ) Schraubenlose Schienenbefestigungen sind:

Keilbefestigungen in verschiedenen Versuchsformen, ausgegangen von den belgischen Staatsbahnen;

Verschweißung der Schienen mit der Unterlegplatte unter Ausnutzung des übergreifenden Hakens der Platte (polnische Staatsbahnen).

6. Sonderformen des Gleises. α) Brückengleise.

Auf Wölbrücken und kleineren Stahlbrücken wird das Gleis gewöhnlich im Schotterbett angeordnet (durchgehende Fahrbahn). Stahlbrücken, auch Eisenbetonbrücken erhalten dazu eine Art Fahrbahntrog. Bei der offenen Fahrbahn werden die Schienen auf Querschwellen — am zweckmäßigsten aus Hartholz — befestigt. Fahrbahnauflegerung auf Längsträgern, nur bei kleinen Brücken auf den Hauptträgern. Die Zahl der Schienenstöße ist auf Brücken tunlichst einzuschränken (Langschienen). Durchgehende Schweißung

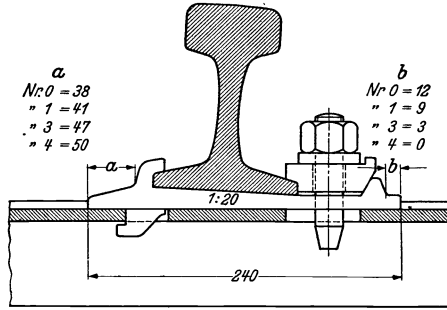


Abb. 32. Hakenzapfenplatte.

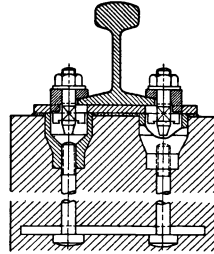


Abb. 33. Ankerhülse.

des Gleises auf Stahlbrücken kann die Beanspruchung der Träger um ein Viertel vermindern.

Bei Brücken mit *offener Fahrbahn* empfiehlt es sich, Leitschienen oder Streichschienen (Schutzschienen) vorzusehen, wenn die Gleise in einer Krümmung mit einem kleineren Halbmesser als 350 m liegen oder wenn bei Brücken mit einer Gesamtlänge von mehr als 50 m die Fahrbahn oben und so hoch liegt, daß die Obergurte entgleiste Fahrzeuge nicht vor dem Absturz schützen können (Abb. 34). Über dem beweglichen Lager größerer Brücken sind die Entgleisungsschutzvorrichtungen zu unterbrechen. Rillenweite der Leitschiene 80 mm, der Streichschiene 180 mm.

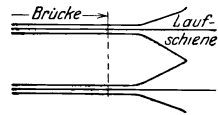


Abb. 34. Streichschienen für entgleiste Räder.

Der Entgleisungsschutz wird an den Einläufen oft ergänzt durch rampenartige Auflaufstücke beiderseits der Fahrschienen; diese sollen entgleiste Räder so auf die Höhe der Fahrschiene heben, daß sie sich von selbst wieder eingleisen können.

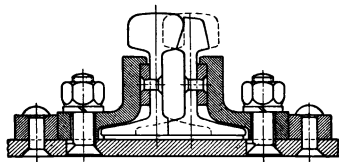


Abb. 35. Schienenauszug.

Über dem beweglichen Auflager größerer Eisenbrücken sind *Schienenauszüge* nötig, um die Längenänderungen der Brückenträger auszugleichen. Sie werden in der Form von Weichenzungen ausgeführt, die sich aneinander abschieben und dabei durch seitliche Stützwinkel eine Parallelführung erhalten (Abb. 35).

β) *Gefederte Gleise* können nach neueren Messungen dynamische Belastungsspitzen größerer Stahlbrücken um 30% abmindern, ebenso die Erschütterungen der Widerlager, wenn die Federung wie auf Dammgleisen etwa 3 mm beträgt. Der Ringfeder-Schienenpuffer hat 2 Sätze von Uerdinger Ringfedern mit zwei Pufferhülsen, die durch einen Bajonettverschluß miteinander verbunden sind.

Der untere Puffertopf wird auf Betonbrücken durch Schwellenschrauben in Holzdübeln und Dübelhülsen mit Betonlangschwelen oder auf Stahlbrücken durch Eisenschrauben mit breitflanschigen Längsträgern verschraubt. Der obere Puffertopf kann mit jeder beliebigen Schienenbefestigung ausgestattet werden (Abb. 36).

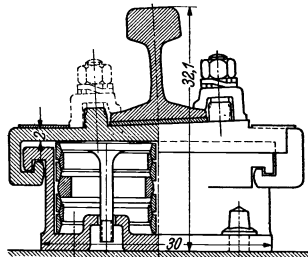


Abb. 36. Ringfeder-Schienenpuffer.

γ) *Tunnelgleise*. In den Tunneln von Dampfbahnen sind die eisernen Gleisteile einer *erhöhten Abrostung* ausgesetzt, weil die Rauchscheiden aus der Lokomotive schwefelige Säure enthalten. Abhilfe bieten:

Rasche Abführung des Rauches durch gute Entlüftung;

rasche Abführung des säurehaltigen Wassers durch gute Entwässerung;

Wahl rostbeständiger Stahlsorten;

Einschränkung der Eisenmassen durch Wahl entsprechender Gleisbauarten.

Der Rostschutz läßt *gußeiserne Lagerstühle* für Breitfußschienen mit hölzernem Doppelkeil (Baden) als vorteilhaft erkennen: denn Gußeisen rostet weniger leicht als Flußstahl. Weiter können kleinere Eisenteile durch Kupferzusatz (0,3%) wirksam vergütet werden. Einschränkung der Eisenmassen für Tunnelgleise strebt die *einfache Oberbauform* für Tunnelgleise gemäß Abb. 24 an.

δ) *Leitschienengleise* dienen als Entgleisungsschutz (s. unter Brückengleise) oder sie sollen in scharfen Bogen übermäßig schnelle Abnutzung der Außenschiene hintanhaltend. Das Leitschienengleis der Deutschen Reichsbahn lagert die Fahrschiene mit der Schienenbefestigung S 49 und eine liegend angeordnete, daher wendbare Leitschiene in einem gemeinsamen Gußstuhl (Abb. 37).

e) *Eingebettete Gleise* auf Wegübergängen oder in Hafenbahnen müssen große Bauhöhe erhalten, damit der Straßenkörper nicht zerrüttet wird. Dazu gewöhnliche Fahrschienen auf Sattelstücken mit angeschraubten Rillenkübeln. Die Reichsbahn hat längere Zeit eine 180 mm hohe, einteilige Rillenschiene, mit 60 mm weiter Rille auf Holzschwellen verwendet. Neuerdings wieder gewöhnliche Fahrschienen mit Bohlenbelag als Wegfläche.

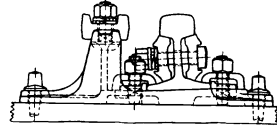


Abb. 37.
Leitschienen im Lagerstuhl.

ζ) *Stromdichte Schienenstrecken*. Die Schienen dienen als Leiter für Schwachströme der Sicherungsanlagen und werden deshalb auf teerölgetränkten Holzschwellen verlegt. Gegen angrenzende Strecken gewöhnlicher Bauart werden sie durch stromdichte Laschenstöße abgegrenzt (Abb. 38).

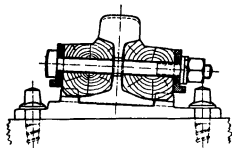


Abb. 38. Stromdichter Stoß.

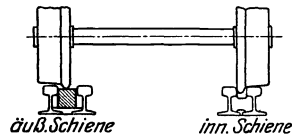


Abb. 39. Spurkranzauflauf.

θ) *Gleise mit Spurkranz-Auflauf*. In Anschlußgleisen sind oft schärfste Krümmungen nötig, um in engen Fabrikhöfen Drehscheiben oder Schiebebühnen zu vermeiden. Mit *Spurkranzauflauf* werden Krümmungshalbmesser bis herab zu

35 Halbmesser erreicht. Einer kräftigen *Leitschiene im Innenstrang* fällt die Führung zu. Der Außenstrang besteht bei der Bauart der Gewerkschaft „Deutschland“ aus einer einfachen Schiene mit breitem, ebenem Kopf, auf der der Flansch aufläuft. Bei der Bauart *VÖGELÉ* ist ein wendbares *Auflaufstück* zwischen zwei gewöhnlichen Schienen verschraubt (Abb. 39).

7. **Der Schienenstoß.** Die *Stoßlücke* wurde früher allgemein so bemessen, daß freie Ausdehnung der Schiene möglich (zwischen + 45 und - 25° C rd. $\frac{1}{1000}$ der Schienenlänge). Bei Schienenbefestigungen mit starkem Anpressungsdruck starke Einschränkungen der Stoßlücken möglich, von Langschienen „atmen“ nur die Enden frei. Beispielsweise nach den Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn bei der niedrigsten Verlegetemperatur

Schiene 15 m,	Stoßlücke 7 mm,
„ 30 m,	„ 14 mm.

Maßgebend ist nicht die Lufttemperatur, sondern die mit besonderen Schienenthermometern gemessene Schientemperatur. In langen Tunneln (je 100 m vom Tunnelmunde an) und auf Untergrundbahnen können die Stoßlücken ganz entbehrt werden, auch in Laschenstößen.

α) *Laschenstöße*. Die Entwicklung der Lasche führte von der Flachlasche zu verstärkten Formen in Gestalt der Winkellasche, der Doppelwinkellasche

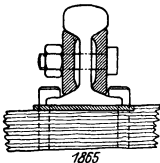


Abb. 40.
Flachlasche.

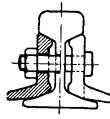


Abb. 41.
Winkellasche.

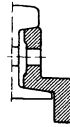


Abb. 42.
Doppelwinkellasche.

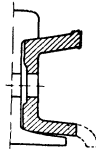


Abb. 43.
U-Lasche.

(Z-Lasche, Preußen) und der U-Lasche (Österreich), vgl. Abb. 40—43. Hand in Hand mit der Verstärkung des Querschnitts ging die Vermehrung der

Laschenschrauben von 4 auf 6 und die Verkleinerung des Abstandes der Stoßschwellen auf das kleinste erreichbare Maß von rd. 55 cm.

Eine rädertragende, die Stoßlücke überbrückende Lasche war die sächsische Auflauflasche (Abb. 44).

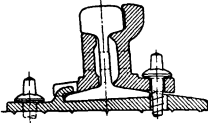


Abb. 44. Auflauflasche.

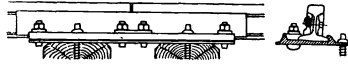


Abb. 45. Stoßbrücke.

Der Gedanke, den Laschenstoß durch einen die Stoßschwellen übergreifenden Unterzug, die Stoßbrücke (Abb. 45) zu verstärken, findet neuerdings wieder Befürworter.

Der *Fußklammerstoß (Melaun)* legt die Schienenfüße durch Keilklemmen, die durch umgebördelte Bleche gesichert werden, gegeneinander fest.

Die Laschenstöße der Deutschen Reichsbahn sind auf verschraubten, hölzernen Doppelschwellen oder auf eisernen Breitschwellen angeordnet. Dann genügt die Tragfähigkeit von Flachlaschen mit 4 Schrauben (vgl. Abb. 46—48). Beim normalen Stoß geht die in der Mitte fensterartig ausgeschnittene Unterlegplatte von einer Halbschwelle zur anderen durch.

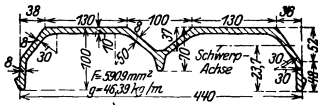


Abb. 46. Breitschwelle.

Der statischen Berechnung sind die Laschenverbindungen kaum zugänglich.

β) *Geschweißte Stöße.* Der geschweißte Schienenstoß ist dem Laschenstoß überlegen, da er die Stoßlücke und die Unstetigkeit in der Biegelinie der Schiene beseitigt. Die Verschweißung des ganzen Schienenquerschnitts ist auf der Strecke mit dem Thermitverfahren möglich, mit der elektrischen Widerstandsschweißung nur in Werkstattarbeit. Gelegentlich wurden auch die Laschen mit den Schienen durch Nahtschweißung verbunden.

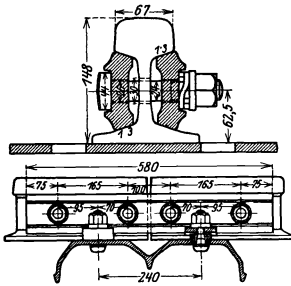


Abb. 47. Breitschwellenstoß.

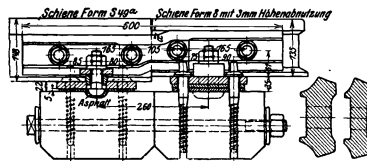


Abb. 48. Übergangsstoß.

Bei der Deutschen Reichsbahn werden Schweißstöße allgemein angewendet auf Bauwerken zur Verminderung dynamischer Einflüsse, im Inneren längerer Tunnel (bis 120 m Schienenlänge), auf Ablaufbergen zur Verminderung des Laufwiderstandes und aus wirtschaftlichen Gründen zur Wiederverwendung kurzer Schienen nach Abschneiden der abgefahrenen Enden.

Durchlaufend geschweißte Gleise wurden schon bei vielen Bahnverwaltungen in Längen von 2000 m und mehr versuchsweise eingebaut; an den Enden vorsichtshalber angeordnete Schienenauszüge wurden manchmal als entbehrlich erkannt und wieder ausgebaut.

Noch nicht voll geklärt sind folgende Fragen:

Verhinderung von Gleisverwerfungen (Erhöhen des Eigengewichts durch Einbetten des Gleises oder durch Verankerungen);

Einfluß des Einbettens auf die Wärmeausdehnung sowie auf Schienenform und Schienenbefestigung;

Verarbeitung der Wärmespannungen im Verein mit den Eigenspannungen der Schiene;

Behandlung harter Schienen (über 80 kg/mm² Festigkeit).

8. Wanderstützen. Ursachen des Wanderns:

Ungleichmäßige Wärmeausdehnung der Schienen;

Schub der Räder, die bei größeren Geschwindigkeiten nicht auf dem Grunde der Durchbiegungswelle angreifen, sondern gleichsam auf der schiefen Ebene, die vor jedem Rade entsteht;

Schubwirkung der Lokomotivtreibräder;

Schleifen allzustark gebremster Räder;

Schubwirkungen am Stoße, und zwar Anstoß an die aufnehmende Schiene bei Höhenstufen oder schiefes Auftreffen auf die aufnehmende Schiene bei Stoßknicken.

Gleise mit großem Anpressungsdruck zwischen Schiene und Schwelle neigen wenig zum Wandern, höchstens in starken Gefällen.

Der Wanderschub kann nur durch die Reibung der Schwelle auf und in der Bettung verarbeitet werden. Die Wanderstützen stemmen sich daher als Keil- oder als Schraubenklemmen gegen die Schwellen, grundsätzlich nur gegen Mittelschwellen (Abb. 49 und 50).

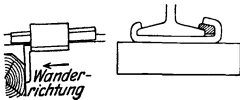


Abb. 49. Keilstützklemme.

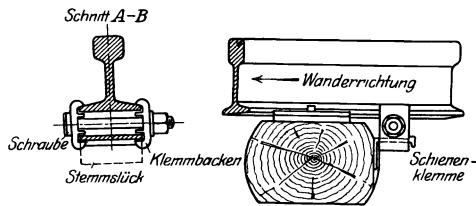


Abb. 50. Schraubenstützklemme.

9. Oberbauarbeiten. Die planmäßige Gleispflege der Deutschen Reichsbahn kennt 3 Stufen der Oberbauarbeiten:

α) Die *kleine Unterhaltung*, bestehend aus Flickarbeiten wie Anziehen lockerer Schrauben, Nachstopfen loser Schwellen u. dgl.;

β) die *gründliche Durcharbeitung* wird in Abständen von 3—4 Jahren durchgeführt, je nach der Betriebsbelastung. Sie, bezweckt, das Gleis so instand zu setzen, daß es bis zur nächsten Durcharbeitung womöglich unberührt liegenbleiben kann. Die Durcharbeitung umfaßt folgende Arbeiten (nach Bedarf): Erneuerung der Bettung, Auswechseln abgenutzter Schienen und Schwellen, Ausdübeln von Schwellenlöchern, Ersatz verschlissenen Kleineisens, Nachregeln der Wärmelücken, Richten des Gleises nach Höhe und Richtung, Vermarken der Bogen;

γ) Die *Erneuerung des Oberbaus* im Zusammenhange kommt einem Neubau gleich und wird in Gleisen erster Ordnung nur mit neuen, in weniger wichtigen auch mit altbrauchbaren oder aufgefrischten Teilen durchgeführt. Wenn möglich, wird das Gleis dazu außer Betrieb gesetzt (auf zweigleisigen Bahnen zeitweise eingleisiger Betrieb). Gleiserneuerung nur in Zugpausen erschwert die Arbeiten und verteuert sie. Das erneuerte Gleis wird einige Monate nach der Inbetriebnahme nochmals durchgearbeitet, gerichtet und gestopft.

Besonderer Sorgfalt bedarf das Unterklotzen der Schienen bei der Bettungs-erneuerung, das Füllformverfahren für Eisenschwellen, die Verhütung von Gleisverwerfungen.

Die *Weichenunterhaltung* besteht darin, daß die Weichen von Zeit zu Zeit gereinigt und geschmiert sowie jährlich einmal eingehend untersucht und nach Bedarf ausgebessert werden.

Zur Überwachung des Gleiszustandes verwendet die Deutsche Reichsbahn *Oberbaumeßwagen*, die während der Fahrt (Geschwindigkeit bis 60 km/h) die Spurweite des Gleises, die Höhenlage der Schienen und der Stöße sowie den Verlauf der Überhöhungsrampen selbsttätig aufzeichnen.

Umfangreiche Gleisarbeiten werden bei der Deutschen Reichsbahn von freizügigen Gleis- und Weichenbautrupps durchgeführt, die auf oder nahe bei der Baustelle in Wohnzügen untergebracht werden, in denen auch der erforderliche Gerätepark mitgeführt wird.

Die neuzeitliche Gleisunterhaltung erfordert in großem Umfange auch *Maschinenarbeit*. *Großgeräte* an solchen Arbeitsmaschinen sind:

Gleiskranwagen verschiedener Bauarten zum Verlegen ganzer Gleisjoche (Beispiel Abb. 51);

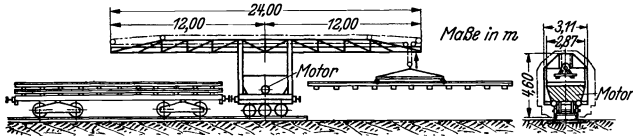


Abb. 51. Gleiskranwagen Niemag.

Weichenkranwagen zum Verlegen ganzer Weichen (bei der Anfuhr in schräger Lage innerhalb des lichten Raumes);

Dreiradwalzen zum Abwalzen der Unterbaukrone und der Bettung (mit abnehmbaren Radsätzen zur Fahrt im Gleise);

Bettungseggen zum Aufreißen verkrusteter Bettung;

Bettungsreinigungsmaschinen;

Selbstentladewagen für Gleisschotter.

An *Kleingeräten* sind zu nennen:

Schwellenstopfmaschinen mit Druckluftantrieb;

Einschienenwagen zum Verteilen von Kleineisenteilen;

Hebeböcke zum Einwägen von Fahr- und Lehrschienen.

In der *Oberbauwirtschaft* werden die Oberbaustoffe bei der Deutschen Reichsbahn im Lochkartenverfahren buchungsmäßig erfaßt. Oberbaulager und Schwellentränkanstalten sind oft mit Anlagen zum Auffrischen altbrauchbarer Teile verbunden (Ausdübeln und Aufsatteln alter Holzschwellen, Verschweißen altbrauchbarer Teile von Eisenschwellen zu ganzen Schwellen, Aufpressen abgenutzter Laschen und Unterlegplatten u. dgl.).

B. Weichen und Kreuzungen.

(Vgl. HARTMANN: Reichsbahnweichen und Reichsbahnbogenweichen, Berlin 1940.)

a) Geometrische Grundlagen.

Bestandteile der Weichen sind die Zungenvorrichtung, die Weichenschienen, das Herzstück. Das einfache Herzstück hat eine, das doppelte zwei Herzstückspitzen. Den führunglosen Stellen der Herzstücke gegenüber werden Radlenker (Zwangschienen) angeordnet.

1. Hauptformen der Weichen und Kreuzungen. *Einfache Weichen*;

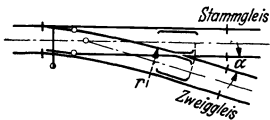


Abb. 52. Einfache gerade Weiche (rechts).

Gerade Weichen (Abb. 52) als Rechts- und Linksweichen. Das Stammgleis ist gerade, das Zweiggleis gekrümmt, entweder mit geradem Herzstück oder mit Bogen in und hinter dem Herzstück.

Bogenweichen sind einfache Weichen mit 2 krummen Strängen.

Bei der *Innenbogenweiche* weist die Krümmung beider Stränge nach derselben Seite, bei der *Außenbogenweiche* nach zwei verschiedenen Richtungen.

Doppelweichen entstehen durch das Ineinanderschieben zweier einfacher Weichen. Bei der *zweiseitigen* (verschränkten) *Doppelweiche* (Abb. 53) mit Ablenkung nach beiden Seiten, bei der *einseitigen Doppelweiche* mit zwei Ablenkungen nach derselben Seite (die letztgenannte nur noch wenig ausgeführt).

Kreuzungen bilden bei spitzem Kreuzungswinkel der geraden Stränge eine Raute mit je 2 einfachen und doppelten Herzstücken.

Bei *Bogenkreuzungen* sind die Gleisstränge gekrümmt.

Kreuzungsweichen entstehen dadurch, daß Zungenvorrichtungen und Weichenschienen in den stumpfen Winkeln der Kreuzungsraute angeordnet werden. *Einfache Kreuzungsweichen* (Abb. 54) weisen nur eine ablenkende Fahrt auf, *doppelte Kreuzungsweichen* deren zwei. Ist der Kreuzungswinkel zu steil oder der gewünschte Weichenhalbmesser zu groß, dann müssen die Zungenvorrichtungen außerhalb der Kreuzungsrauten angeordnet werden (Abb. 55). Auch *Bogenkreuzungsweichen* sind möglich.

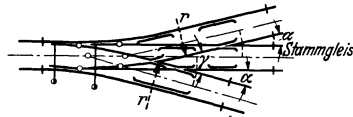


Abb. 53. Zweiseitige Doppelweiche.

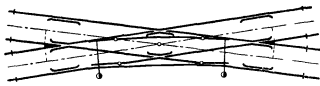


Abb. 54. Einfache Kreuzungsweiche mit Innenzungen.

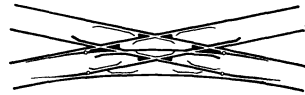


Abb. 55. Einfache Kreuzungsweiche mit Außenzungen.

2. Geometrische Berechnung der Zungenvorrichtung. Die frühere, gerade Form der Zungen ist verlassen, da sie einen zu großen Ablenkwinkel hatten.

Auch gekrümmte Zungen müssen einen Anfallwinkel (Ablenkefehler) gegen die Anschlagsschiene einhalten, damit die Zungenspitze nicht in eine dünne Schneide endet (Gefahr des Abbröckelns im Betriebe). Bei durchgehend gekrümmten Zungen früher meist die „überschneidende“ Zunge (die Fahrkante der Zunge schneidet die der Anschlagsschiene). Die gekrümmten Zungen der Reichsbahn bestehen aus einem Bogenteil, dessen Verlängerung die Fahrkante der Anschlagsschiene berührt, und aus einem geraden Vorderteil, der sich unter einem „Anfallwinkel“ gegen die Anschlagsschiene legt. Gemäß Abb. 56 wird dafür

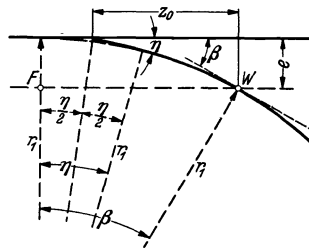


Abb. 56. Ablenkende Zunge.

$$FW = \sqrt{r_1^2 - (r_1 - e)^2} = \sqrt{e(2r_1 - e)}; \quad z_0 = FW - r_1 \operatorname{tg} \frac{\eta}{2};$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{FW}{r_1 - e}; \quad z = r_1 \operatorname{tg} \frac{\eta}{2} + \frac{r_1 \pi (\beta - \eta)}{180^\circ}.$$

Der Weichenanfang (Stoß vor der Zungenspitze) wird im Berührungspunkte zwischen Zungenbogen und Anschlagsschiene angeordnet. Der Abstand vom Weichenanfang bis zur Zungenspitze beträgt dann $z_1 = r_1 \operatorname{tg} \frac{\eta}{2}$ (nur bei der Zunge mit 1200 m Halbmesser ist z_1 anders festgesetzt).

Gründe für Einschränkung der Fahrgeschwindigkeit im Weichenbogen: plötzliche Ablenkung an der Zungenspitze, Fehlen der Überhöhung im Weichenbogen.

Die Aufschlagweite beträgt bei den Reichsbahnweichen 150 mm, so daß beim Auffahren einer Weiche (Befahren vom Herzstück her in falscher Weichenstellung) das Um-

stellen der Zungen von der abstehenden eingeleitet wird. Das Zungenwurzelmaß e

Zungenvorrichtungen der Deutschen Reichsbahn.

r	Anfallwinkel	z ₁	Zulässige Fahrgeschwindigkeit in der Ablenkung
m	η	m	km/h
190	0° 45'	1,248	40
300	0° 40'	1,749	50
500	0° 33' 30''	2,440	60
1200	0° 9' 55''	3,335	100

muß genügend Raum für die Bauteile der Zungenwurzel bieten; auch muß bei absteher Zunge zwischen dieser und der Anschlagsschiene eine Rillenweite vor mindestens 58 mm bleiben. Der Halbmesser der Zunge ist dem der Weiche gleich.

3. Geometrische Berechnung der einfachen Weiche α) mit geradem Herzstück. Bildet man das schraffierte Grundvieleck gemäß Abb. 57 (1) einmal

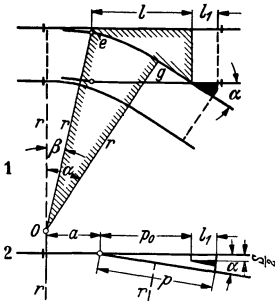


Abb. 57. Gerade Weiche; 1 Schienenstrange, 2 Linienbild.

auf die Linie AM , einmal senkrecht dazu ab, so erhält man die Gleichungen

$$e + r \cos \beta - r \cos \alpha + g \sin \alpha - s = 0;$$

$$l - g \cos \alpha - r \sin \alpha + r \sin \beta = 0.$$

β , e und s (Spurweite) sind bekannt, r und l werden angenommen, α und l werden berechnet, allenfalls werden durch mehrfaches Probieren zweckmäßige Werte bestimmt.

β) mit gekrümmtem Herzstück [Abb. 58 (1)]. Wie bei der Berechnung der Zungenvorrichtung wird $l_s = \sqrt{s(2r_1 - e)}$; $\text{tg } \alpha = l : (r - s)$. α ist hierbei der Winkel an der mathematischen Herzstückspitze.

γ) Das Linienbild. Beim Aufzeichnen der Weichen und Kreuzungen in Gleisplänen werden die Mittellinien der Gleise angegeben, dazu Weichen-Anfang und -Ende (Stoß vor der Zungenspitze und Herzstück-Ende), dazu noch die Lage der mathematischen Herzstückspitze.

Bei der Weiche mit geradem Herzstück wird nach Abb. 57 (2)

$$p_0 = \frac{s}{2} : \text{tg } \frac{\alpha}{2}; \quad p = p_0 + l_1; \quad a = r \text{tg } \frac{\alpha}{2}.$$

Hierbei ist α der Herzstückwinkel.

Bei der Weiche mit Bogenherzstück wird, wenn α_1 den Winkel am Ende des Herzstückes bezeichnet [Abb. 58 (2)]

$$a_1 = p_1 + l_1.$$

Der Weichenmittelpunkt liegt in der Mitte zwischen dem Anfang und dem Ende der Weiche.

Wird der Herzstückbogen über das Herzstückende hinaus bis zu einem Endwinkel α_2 fortgesetzt, so entsteht ein Linienbild gemäß Abb. 58 (3). Es ist $a_2 = p_2$, Baulänge $l_2 = a + p_2' + d$.

Hieraus ergeben sich folgende Zusammenstellungen für die Linienbilder der einfachen Weichen: α) mit geradem Herzstück

Abb. 58. Gerade Weiche mit Bogenherzstück; 1 Schienenstrange, 2 und 3 Linienbilder.

Weiche	Halbmesser	Herzstückwinkel	a m	p m	Baulänge m
49/1 : 9	190	6° 20' 25''	10,523	16,615	27,138
49/1 : 14	500	4° 5' 8''	17,834	24,537	42,371

β) mit Bogenherzstück, Bogen endet am Herzstückende

Weiche	Halbmesser	Herzstückwinkel an Herzstückmitte	a m	p m	Baulänge m
49/1 : 7,5	190	7° 1' 59'' (1 : 8,1)	12,614	12,614	25,222
49/1 : 9	300	5° 35' 59'' (1 : 10,2)	16,615	16,615	33,230
49/1 : 12	500	4° 20' 20'' (1 : 13,2)	20,797	20,797	41,594
49/1 : 18,5	1200	2° 48' 5'' (1 : 20,4)	32,409	32,409	64,818

γ) mit Bogenherzstück, Bogen über das Herzstück hinaus fortgesetzt

Weiche	Halbmesser	a	p_2'	p_2	d	
49 1:7,5/1:6,6	190	14,312	10,910	14,312	3,402	28,624
49 1:12/1:9	500	27,693	13,901	27,693	13,792	55,386

4. Geometrische Berechnung der Bogenweichen. Denkt man sich das Linienbild einer einfachen Weiche mit Bogenherzstück um den Punkt M (Abb. 58, 2) gebogen, so bewegen sich Anfang und Ende der Weiche auf einem Kreise mit M als Mittelpunkt. Auf diese Weise lassen sich aus einer Grundform die verschiedensten Bogenweichen entwickeln. Die Bogenweichen und die daraus gebildeten Gleisverbindungen haben damit eine außerordentliche Vielseitigkeit erlangt. Außenbogenweichen lassen sich aus allen Grundformen der Zusammenstellung β entwickeln, Innenbogenweichen aus den Grundformen mit 300, 500 und 1200 m; der Bogen von 300 m Halbmesser der Weiche 1 : 9 setzt der Bildung von Innenbogenweichen sehr enge Grenzen.

Der Ablenkungshalbmesser r , zu dem sich der Halbmesser R der Grundform verbiegt, wird

$$r = (R \pm t) : (R \mp t),$$

wobei R den Bogenhalbmesser bedeutet, den das Stammgleis der Grundform annimmt, t die für alle Ableitungen aus derselben Grundform gleichbleibende Tangentiallänge, wobei $t = a = p$. Wird der Bogen der Grundform nach innen verbogen, so gelten die unteren Vorzeichen (Innenbogenweichen), umgekehrt (für die Außenbogenweichen) die oberen. Auch an Übergangsbogen können Bogenweichen angepaßt werden.

5. Berechnung der zweiseitigen Doppelweiche. Die *symmetrische zweiseitige Doppelweiche*, bei der zwei einfache Weichen spiegelgleich angeordnet waren, ist verlassen.

Die Berechnung der *verschränkten zweiseitigen Doppelweiche* beginnt mit der Festlegung des Verschränkungsmaßes. Bei der einzigen zweiseitigen Doppelweiche der Deutschen Reichsbahn (1 : 9) ist das Verschränkungsmaß gleich dem Maße a der Grundweiche gewählt. Die Lage des Mittelherzstückes und seinen Winkel kann man dadurch bestimmen, daß man die beiden sich kreuzenden Weichenbogen einmal auf die Richtung des Stammgleises abbildet, sodann senkrecht dazu. Das Mittelherzstück ist ein Bogenherzstück, die beiden anderen Herzstücke sind gerade.

Linienbild der zweiseitigen Doppelweiche der Deutschen Reichsbahn s. Abb. 59.

$$\begin{aligned} a &= 10,523 \text{ m,} \\ p &= 16,615 \text{ m,} \\ l &= 27,138 \text{ m,} \\ l_1 &= 37,611 \text{ m.} \end{aligned}$$

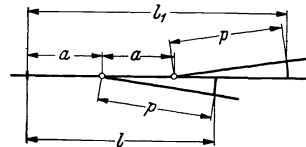


Abb. 59. Linienbild der zweiseitigen Doppelweichen.

6. Berechnung der Kreuzungsweichen. Die Berechnung der Linienbilder von Kreuzungsweichen läuft bei „berührenden“ Zungen nur darauf hinaus, in die geradlinige Kreuzungsraute einen Bogen einzulegen, wenn der Halbmesser der Zunge gleich dem des Weichenbogens ist. Sind diese Halbmesser verschieden, so entsteht ein Korbogen. An dieser Berechnung ändert sich nichts, wenn die Zungen außerhalb der Kreuzungsraute angeordnet werden.

Die Kreuzungsweichen treten in großer Mannigfaltigkeit auf, und zwar als einfache oder doppelte

- a) innerhalb der geradlinigen Kreuzungsraute mit deren Kreuzungswinkel;
- β) mit steilerem Endwinkel durch Einschalten eines Bogenherzstückes an einer spitzen Ecke der Kreuzungsraute anstatt eines geraden;
- γ) bei Lage der Zungen außerhalb der Kreuzungsraute
 - γ 1) bei der doppelten Kreuzungsweiche entstehen zwei gesonderte Schienenstränge innerhalb der Kreuzungsraute;

γ 2) bei der doppelten Kreuzungsweiche rücken die entgegengesetzt gekrümmten Schienenstränge nach der Mitte zu einem gemeinschaftlichen Schienenstrang zusammen.

d) Bogenkreuzungsweichen durch Verbiegen der Kreuzungsraute und der zugehörigen Weichenbogen.

Linienbilder der Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn siehe Abb. 60.

Abmessungen der Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn.

Weiche	Halbmesser	p m	p_1 m	d m	l m	
1:9	190	16,615	16,615	—	33,230	
1:9	300	16,615	22,639	6,024	—	Gleisabstand 5,00 m, sonst Kürzung der Anschlagschienen und Zungen
1:6,6	190	10,910	17,396	6,486	—	Gleisabstand 5,21 m, sonst Kürzung der Anschlagschienen und Zungen

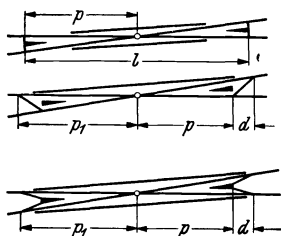


Abb. 60. Linienbilder von Kreuzungsweichen.

7. Sonstige Zahlenangaben über Weichen.

Spurerweiterungen. An geradem Herzstück auch für den abzweigenden Strang keine Spurerweiterung. Im *Bogenherzstück* 10 mm Spurerweiterung zum sicheren Durchlauf der Fahrzeuge, wenn $r < 214$ m als Grenzfall für Innenbogenweichen (Vorschrift der Deutschen Reichsbahn, nach T. V. schon, wenn $r < 300$ m). An der Spitze der geraden Zunge wird allgemein eine Spurerweiterung von 6—10 mm gegeben, um Zungenspitze gegen Anstreifen zu sichern. Weichenbogen erhalten keine Überhöhung, Einfluß der fehlenden Überhöhung ist durch Einschränkung der Fahrgeschwindigkeit in der Ab-

lenkung berücksichtigt, ebenso der des Anfallwinkels. Fahrgeschwindigkeit in geraden Strängen unterliegt keiner Beschränkung, wenn die Zungen durch Spitzenverschlüsse gesichert sind. Innenbogenweichen können als Ganzes in überhöhte Gleise gelegt werden beschränkt sogar Außenbogenweichen.

Bogenkreuzungen können höchstens bis 750 m Halbmesser (für beide Stränge gleich) ausgebildet werden.

8. Verwendungsbereich der Weichen. Flachweichen 1:18,5 (mit 1200 m Halbmesser, Geschwindigkeit 100 km/h im Zweiggleis als Spaltungsweiche für Schnellzugstrecken. Weichen 1:12 (mit 500 m Halbmesser, Geschwindigkeit 60 km/h), wo Reisezüge, deren Streckengeschwindigkeit ≥ 85 km/h ist, auf Signal planmäßig ablenkend einfahren. Weichen 1:9 mit 300 m Halbmesser (Fahrgeschwindigkeit 50 km/h), wo andere Züge planmäßig auf Signal abzweigend einfahren. Weichen mit 190 m Halbmesser in erster Linie als Rangierweichen. Bogenweichen dort, wo Änderung des Bogenlaufs vermieden werden soll. Überhöhte Bogenweichen gestatten oft Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit.

b) Bauliche Gestaltung der Weichen.

1. Zungenvorrichtung. Maßgebend für ihre bauliche Durchbildung sind der Anschluß an die Anschlagschiene (Backenschiene) sowie Lage und Gestaltung der Zungenwurzel, die den Drehpunkt der Zunge beim Umstellen bildet und den Übergang zu den Weichenschienen herstellen muß. Für den Anschluß der Zungenspitze an die Anschlagschiene wird deren Kopf innen durch Abhobeln etwas untergeschnitten. Die Anschlagschienen sind gewöhnliche Fahrschienen. Ihre Länge ist so zu bemessen, daß die Zungenspitze nicht zu nahe am Anfangsstoß liegt. Auch am Wurzelende greift die Backenschiene über die Zungenwurzel hinaus. Alle Schienen werden in Weichen lotrecht gestellt.

Die Höhe der *Zunge* ist kleiner als die der Anschlagschiene, um für die Gleitstühle Platz zu schaffen. Querschnitt der Zunge früher hutförmig, bei der Zunge der Reichsbahnweichen gemäß Abb. 61 gestaltet (Höhe 115 mm, Fußbreite 140 mm, Fußhöhe 21 mm, Stegstärke 40 mm, Kopf dem der Schiene S 49 entsprechend, Gewicht 60,8 kg/m, Widerstandsmoment 70% der Schiene S 49). Zum Anschluß an die Anschlagschiene werden die Zungen entsprechend gebogen und gehobelt, wobei Zungenspitze tiefer als Oberkante der Anschlagschiene liegt und allmählich hochgeführt wird, bis die zunehmende Breite genügende Tragfähigkeit bietet, zunächst im Verein mit Anschlagschiene. Die früher viel übliche Vereinigung der ganzen Zungenvorrichtung auf einer durchgehenden Grundplatte ist verlassen, um Nachbiegen der Zungenvorrichtung für Bogenweichen zu ermöglichen. Zusatztteile für die Zungenvorrichtung sind Stützwinkel an den Außen-seiten der Anschlagschiene zur Aufnahme der Seitenkräfte, ferner Kloben zwischen Anschlagschiene und Zunge, um ihren Abstand zu sichern und Verbiegungen der gekrümmten Zunge zu verhindern. Die Zungenspitzen werden durch Spitzenschlösser mit der Anschlagschiene verankert. Die Spitzenschlösser müssen aufschneidbar sein.



Abb. 61.
Zungenquerschnitt.

Die *Zungenwurzel* wurde bei einigen deutschen Länderbahnen durch kurze *Laschen* hergestellt, wobei das Ende der Zunge zum vollen Schienenquerschnitt ausgeschmiedet wurde. Die Laschenverbindung war unvollkommen, da sie der Zunge seitliche Bewegungsfähigkeit lassen mußte, die Zungen waren gegen Wandschub nur wenig gesichert.

Der *Gelenkdrehstuhl der preussischen Bahnen* (Abb. 62) wies einen Drehstuhl mit Zapfen auf, der unten an einer Grundplatte verschraubt war. Oben war die

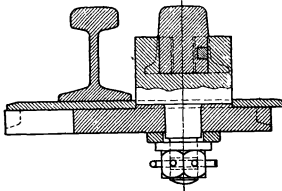


Abb. 62. Gelenkdrehstuhl (Preußen).

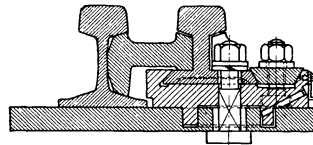


Abb. 63. Gelenkdrehstuhl (Deutsche Reichsbahn).

zu einer Art Nußgelenk abgehobelte Zunge eingesetzt und durch einen Keil gegen Abheben gesichert.

Der *Gelenkdrehstuhl der Deutschen Reichsbahn* (Abb. 63) weist einen besonders breiten, in eine Kreisnut der Grundplatte eingreifenden Lagerstuhl auf. Die Zunge ist gegen die Anschlagschiene durch ein Füllstück festgelegt, gegen Abheben durch eine Niederhalteschraube, gegen Seitenverschiebung nach innen durch eine Klemmplatte mit Hakenschraube gesichert. Durch einen kleinen Kanal kann die Kreisnut geschmiert werden.

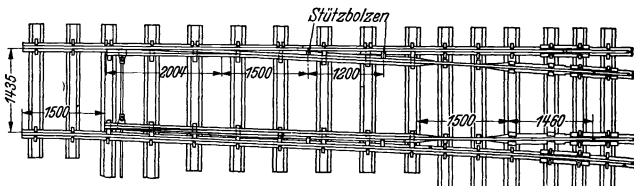


Abb. 64. Federzunge.

Die *Federzunge* (Abb. 64) vermeidet den Nachteil der Gelenkstühle, daß eine gute Verbindung der Zungenwurzel mit der Anschlußschiene schwer her-

zustellen oder auf die Dauer zu erhalten ist. An der Stelle *E — F* ist die Zunge so abgehobelt, daß ihr Fuß auf 75 mm, die Stegstärke auf 26 mm verschmälert ist. Diese seitlich geschwächte Stelle bildet das Federgelenk. Die Verbindung mit den Anschlußschienen ist als gewöhnlicher Laschenstoß ausgebildet, wozu die Laschenkammern an der Zunge ausgeschmiedet werden. Die Gelenkstelle muß, da sie stark geschwächt ist, durch einen Längs-Unterzug besonders gestützt werden.

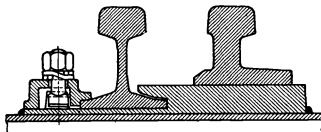


Abb. 65. Gleitstuhl der Reichsbahnweichen.

Die *Gleitstühle* wurden früher an Seitenlappen mit der Grundplatte vernietet oder in der Mitte durch versenkte Schrauben verschraubt. Bei den Reichsbahnweichen werden die Gleitstühle gemäß Abb. 65 aus einem Stück hergestellt und mit den Eisenschwellen auf allen 4 Seiten verschweißt. Für Holzschwellen werden sie auf einer 15 mm starken

Eisenplatte aufgeschweißt, die so weit verlängert ist, daß sie mit Schwellenschrauben befestigt werden kann.

2. Die Herzstückformen. *Blockherzstücke* aus Gußstahl, neuerdings auch aus Manganhartstahl gegossen, oft wendbar (Unterseite wird zur Oberseite);

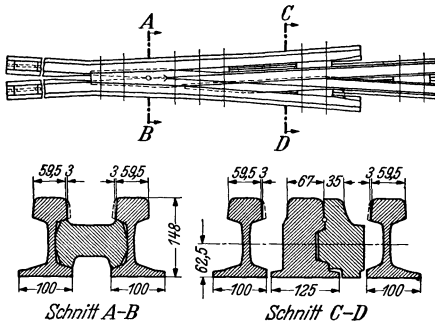


Abb. 66. Schienenherzstück der Reichsbahnweichen.

Schienenherzstücke, bei denen die Flügelschienen und die Spitzenschienen aus gewöhnlichen Fahr­schienen hergestellt, durch Füllstücke verbunden und auf gemeinsamer Grundplatte vereinigt werden;

Schienenherzstücke mit Flußstahls­pitze stellen eine Abart der vorigen dar.

An den Schienenherz­stücken der Reichsbahn­weichen (Abb. 66) sind die Spitzen der Schienen so ausgeschmiedet, daß sie keiner besonderen Futterstücke, auch keiner Grundplatte mehr bedürfen. Das erleichtert das

Stopfen und ermöglicht das Nachbiegen der Herzstücke für Bogenweichen. Die Flügelschienen erhalten durch allmähliche Erweiterung der Rille sanften Einlauf.

Die doppelten Herzstücke der Kreuzungen und Kreuzungswweichen werden gleichfalls als Schienenherzstücke ausgebildet, die innere Knieschiene ist als erhöhter Radlenker gestaltet. Die knieförmigen Radlenker können aber die führunglose Stelle in den Doppelherz­stücken nicht decken. Auf amerikanischen Bahnen werden daher die Kreuzungswweichen vielfach mit beweglichen Spitzen ausgestattet, die sich beim Umstellen gegen die Fahr­schiene legen und dadurch die führunglose Stelle schließen.

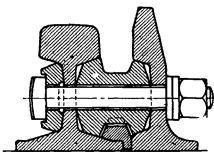


Abb. 67. Radlenker.

In einfachen Herz­stücken kann die führunglose Stelle für die Hauptfahr­richtung durch *bewegliche Knieschienen* geschlossen werden. Die Knieschienen werden durch Federn an die Spitzenschienen gedrückt und bei der Fahrt aus dem Nebenstrang aufgeschnitten. Nur brauchbar für wenig benutzte, langsam befahrene Nebengleise.

Durch den Sprung über die Herzstück­klücke werden starke Stöße ausgelöst. Die niederge­häm­merten Stellen werden durch Auf­trags­schweißung wieder aufgefrischt.

3. Radlenker übernehmen die Führung der Fahrzeuge gegenüber den führunglosen Stellen der Herzstücke (Abb. 67). Abstand zwischen der Leitkante des Radlenkers und der Fahrkante der Herzstückspitze auch bei abgenutztem Rad.

lenker \cong 1392 mm. Der Radlenker muß sanften Einlauf haben. Überhöhung gegen Fahrtschiene ist zweckmäßig (bei Reichsbahnweichen in einfachen Herzstücken 20 mm, im Mittelteil doppelter Herzstücke 45 mm). Füllstücke als Spurhalter am besten mit beiderseitigem laschenartigen Eingriff, untere Füllstücke sichern den Radlenker gegen Verkanten.

4. Schwellen, Schwellenlage, Schienenbefestigung. Als Schwellen dienen Holzschwellen oder Eisenschwellen. Länge 2,5—7 m, bei einfachen Weichen senkrecht zum Hauptgleis, bei Bogen- und Kreuzungsweichen oft senkrecht zur Mittellinie gelegt, bis auseinanderstrebende Gleise den Übergang zur gewöhnlichen Unterschwellung gestatten. Die Schienenbefestigung und die Stoßdeckung wird der des einfachen Gleises angepaßt. Wo bei der Deutschen Reichsbahn Breit- oder Doppelschwellenstoß nicht möglich, wird ein Fußklammerstoß verwendet.

5. Stellvorrichtung, Spitzenverschlüsse. Zum Umstellen der Weiche werden die Zungen durch Stellstangen verbunden, die bei fernbedienten Weichen an den Weichenantrieb, bei handbedienten an dem Stellbock angeschlossen sind. Ein Gegengewicht am Weichenbock handbedienter Weichen soll Umstellen der Weiche bis in Endlage erzwingen. Die Weichensignale sind mit der Stellvorrichtung zwangsläufig verbunden.

Die 4 Zungenpaare einer doppelten Kreuzungsweiche werden so geschaltet, daß sich die 4 Zungen einer Seite beim Umstellen zusammen nach derselben Seite bewegen. Jede Seite erhält einen Stellhebel für sich, so daß jede der 4 möglichen Fahrten durch eine der 4 Kombinationen der Hebelstellungen (+ +, + -, - +, - -) eindeutig bestimmt ist.

Die *Spitzenverschlüsse* fernbedienter Weichen dienen oberbautechnisch gesehen dazu, das Schnäbeln der Weichenzungen unter dem Zuge dadurch zu verhindern, daß die anliegende Zunge mit der Backenschiene verklammert wird; außerdem dienen sie der Fahrstraßensicherung durch die Abhängigkeit des Weichenverschlusses von der Stellung des Signals. Durch den Spitzenverschluß zerfällt das Umstellen einer Weiche in 3 Abschnitte: Lösen des Verschlusses, Umstellen der Zungen, Schließen des Verschlusses auf der anderen Weichenseite. Auch beim Auffahren einer Weiche muß das Lösen des Verschlusses dem Umstellen der Zunge vorangehen, weil sonst Zerstörungen eintreten müßten. Von Spitzenverschlüssen sind in Gebrauch: Gelenkschlösser, Hakenschlösser und neuerdings Klammerspitzenverschlüsse. Das weitverbreitete Hakenschloß ist gegen Wandern der Schienen ziemlich empfindlich, ein Nachteil, der dem beweglicheren Klammerspitzenverschluß fremd ist.

Sonstige mechanische Sicherungseinrichtungen an Weichenzungen sind:

Sicherheitsschlösser zum Verschließen selten bedienter Weichen, wobei der Schlüssel erst frei wird, wenn sich der Verschluß in der Endstellung befindet;

Zungenklammern als Behelfverschluß für fernbediente Weichen, deren Abhängigkeit vom Signal vorübergehend aufgehoben werden mußte;

Fühlschienen (Druckschienen), das vorzeitige Umstellen der Weiche unter einem fahrenden Zuge verhindernd.

Weichenmerkzeichen (Grenzzeichen) bezeichnen an den zusammenlaufenden Gleisen von Weichen und Kreuzungen die Grenze der nutzbaren Gleislänge, d. i. die Stelle, bis zu der ein Gleis besetzt werden darf, ohne daß der Zugverkehr auf dem anderen Gleise gefährdet wird (3,5 m, bei Anschlußgleisen 4,0 m über Eck von Gleismitte zu Gleismitte).

Lage der Weichen in Ausrundungsbogen: bei hangender Lage unbeschränkt, bei aufgewölbter nur, wenn Ausrundungshalbmesser \cong 5000 m.

C. Drehscheiben und Schiebebühnen.

Drehscheiben und Schiebebühnen sind Gleisverbindungen, die einzelne Fahrzeuge mit Unterbrechung der Fortbewegung durch Drehen oder Parallelverschiebung von einem Gleise auf ein anderes überleiten. Sie stellen schwenkbare oder fahrbare bewegliche Brücken dar.

Drehscheiben müssen gemäß § 20 BO zum Drehen der Lokomotiven samt Tender auf allen Lokomotivstationen, wo nicht ausschließlich Lokomotiven ohne Schlepptender verwendet werden, vorhanden sein. Neue Lokomotivdrehscheiben müssen auf Hauptbahnen mindestens 20 m Durchmesser erhalten. Schiebebühnen mit versenkten Gleisen und Drehscheiben sind in Hauptgleisen nur an stumpfen Enden zulässig. Mit Rücksicht auf besonders große und neu hinzukommende Lokomotiven beschafft die Deutsche Reichsbahn neue Drehscheiben in der Regel nicht unter 23 m.

a) Drehscheiben.

1. Formen der Drehscheiben. α) nach ihrer Zweckbestimmung als Lokomotiv-, Wagen- und Achsdrehscheiben. Achsdrehscheiben dienen zum Drehen einzelner Radsätze, sind gewöhnlich als einfache Tellerdrehscheiben ausgebildet und kommen nur in Werkstätten vor.

β) nach der Lage des Gleises und der Art des Hauptträgers (Abb. 68) als *Kragarmdrehscheiben* (Fahrbahn oben, Hauptträger versenkt und nur in einem Punkte in der Mitte gestützt: Königstuhl);

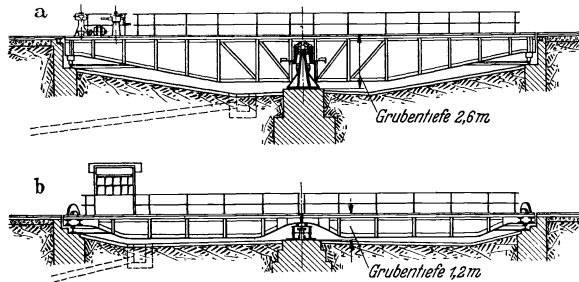


Abb. 68a und b. a Kragarmdrehscheibe, b Gelenkdrehscheibe.

Gelenkdrehscheiben (Fahrbahn oben, Hauptträger durch ein Gelenk in der Mitte unterteilt, daher geringere Bauhöhe und kleinere Grubentiefe, Hauptträger in der Mitte und beiderseits auf dem Laufkranz gestützt);

Portaldrehscheiben (Fahrbahn unten, Hauptträger außerhalb der Umgrenzung des lichten Raumes liegend, Querverbindungen durch portalartige Aufbauten über den Hauptträgern).

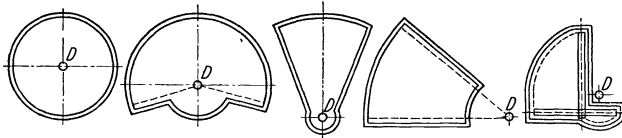


Abb. 69. Drehscheibenformen nach der Lage des Drehpunktes.

γ) nach der Lage des Drehpunktes und nach der Gestalt der bestrichenen Fläche (Abb. 69) als

- Vollkreisscheiben* mit Drehpunkt in der Mitte;
- einhäufige Drehscheiben* mit außermittigem Drehpunkt;
- Sektordrehscheiben* (Drehweichen) mit Drehpunkt am Trägerende;
- Kreisringdrehscheiben* mit Drehpunkt außerhalb des Trägers in seiner Achse;
- Schwänkdrehscheiben* mit einem Drehpunkt, der in der Fläche außerhalb des Drehscheibenkörpers liegt, wobei die Trägerenden in Kreisbogen um den Drehpunkt geführt werden.

2. Anwendung der Drehscheiben. *Wagendrehscheiben* werden auf Bahnhöfen und Ladestellen sowie in Fabrikgleisen in mannigfacher Form angewendet (Abb. 70).

Lokomotivdrehscheiben dienen zum Wenden von Lokomotiven (Drehen um 180°), ferner zum Verteilen der Lokomotiven auf die einzelnen Stände eines Schuppens. Die Vollkreisscheibe ist die herrschende Form. Die einhäufige Drehscheibe braucht zum Wenden der Lokomotive zweiseitigen Gleisanschluß und stellt dann ein Wendedreieck mit Drehscheibe im Scheitel dar. Sie kann für die Vergrößerung einer Drehscheibe an einem ringförmigen Lokomotivschuppen in Frage kommen, wenn die benachbarten Gleisanlagen das Hinausschieben des äußeren Drehscheibenrandes nicht gestatten.

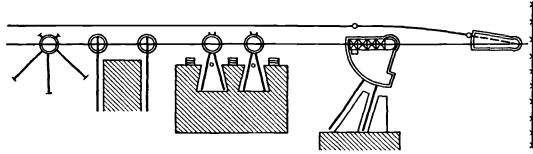


Abb. 70. Wagendrehscheiben (Verwendungsbeispiele).

3. Gleisanordnung an Lokomotivdrehscheiben. Die Gleise sollen vor der Drehscheibe auf mindestens 3 m gerade sein, besser auf 6 m. Da die Drehscheiben nur auf den gesamten Achsstand mit Zuschlägen für die Führungskränze und mit Spielraum für das Anhalten bemessen werden, muß ein Schutzkreis freigehalten werden, der sich nach der Diagonale der Lokomotiven Puffer über Puffer berechnet. Für Strahlengleise müssen am anderen Ende der Drehscheibe kurze Gleisstümpfe angelegt werden, damit Achsen, die beim Auffahren auf die Drehscheibe über den jenseitigen Rand hinausfahren, nicht entgleisen.

Die Strahlengleise ringförmiger Schuppen werden vorwiegend geradlinig angelegt (Abb. 71). Je nach dem Durchmesser der Scheibe und dem Schnittwinkel δ der Strahlengleise können diese am Scheibenrand stumpf zusammenstoßen oder sich in Herzstücken ein- oder zweimal überschneiden. Die Zahl der Stände in Halbkreissschuppen ist $\pi : \delta$.

Gekrümmte Strahlenkreise, die im Schuppen paarweise gleichgerichtet sind, finden sich an Lokomotivschuppen, bei denen zwei verschlungene Gleise der Raumersparnis wegen durch ein Tor gehen sollen.

Zusammenführung *paralleler Gleise* nach Drehscheiben wird oft in Verbindung mit Rechteckschuppen nötig.

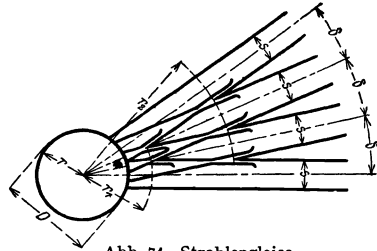


Abb. 71. Strahlengleise.

4. Bauliche Ausführung der Drehscheiben. Bei versenkten Drehscheiben liegen die Schienen unmittelbar auf den Hauptträgern, bei halbversenkten sind die Hauptträger neben den Schienen angeordnet, oft als Zwillingsträger. Bei den Portalträgern ruhen die Schienen (Barrenträger oder Flachschienen) auf Kragarmen, die durch flache Zugbänder oder Zugbleche verbunden sind, so daß sich ganz kleine Auffahrhöhen (für Wagendrehscheiben) oder geringste Grubentiefen (für Lokomotivdrehscheiben) ergeben. Seitliche Anbauten sind nötig für die Stützung (Laufräder), für die Antriebsmaschine und für Laufstege. Längen für Lokomotiven bis 23 m, für Drehgestell-Personenwagen 20—23 m, für Drehgestell-Güterwagen 14 m, für zweiachsige Güterwagen 9 m. Berechnung des Tragwerks nach dem maßgebenden Lastenzug, Stoßziffer für die Auffahrt 2,0, beim Bewegen 1,2.

Stützung und Führung. Der Königstuhl ist nach Art einer Kransäule Stützung und Führung zugleich. Der Drehscheibenrand muß noch auf Laufrädern geführt werden, die in Schwingen außerhalb der Hauptträger an verlängerten Querträgern angeordnet sind. Hierzu tritt noch ein Zahnkranz, an dem die Antriebsmaschine

angreift, da die Laufräder nur einen geringen, stark wechselnden Lastanteil (im Mittel 20—25%) aufnehmen und daher zum Antrieb ungeeignet sind. Die Grubentiefe wird für den Kragträger groß, die Entwässerung oft schwierig.

Die Gelenkdrehscheiben ergeben durch Unterteilung der Hauptträger klare Belastungsverhältnisse und geringe Bauhöhe. Die Mittelstütze erhält die doppelte Belastung einer Endstütze. Die Laufräder am Randkranz können die Antriebskraft aufnehmen. Die Gelenke sind sorgfältig auszubilden, da sie auch waagerechte Kräfte aufzunehmen haben.

Der *Grubenkranz* muß für die Schienen der Anschlußgleise und des Laufkranzes genaue und sichere Lage gewährleisten, da sonst Sicherheit des Betriebes beeinträchtigt wird. Die Schienen werden entweder auf eisernen Lagerplatten oder auf hölzernen Schwellen mit Unterlegplatten verlegt. Spielraum zwischen Tragkörper und Mauerkranz zur Wärmeausdehnung. Die Gründungen, meist Stampfbeton (notigenfalls mit Eiseneinlagen) müssen frostsicher sein. Zuverlässige Entwässerung der Grube ist unerlässlich, hierzu undurchlässige Deckschichten.

Fundamentlose Drehscheiben haben als Lauf- und Stützkranz des Tragwerkes ein Zweischienengleis auf gewöhnlichen Querschwellen, die Anschlußgleise weisen als Endabschluß gegen den Drehscheibenkörper niedrige Eisenrahmen auf.

Antrieb für leichte Drehscheiben mit einem Wuchtbaum, der in eine Hülse gesteckt wird. Für schwere Drehscheiben meist elektrischer Antrieb mit einer Umfangsgeschwindigkeit von 0,5—1,0 m/s bei ausreichender Anfahrbeschleunigung. Stromzuführung am besten unterirdisch mit Kabeln durch stromdicht gelagerte Schleifringe am Königstuhl oder Drehzapfen. Antriebskraft für eine vollbelastete Lokomotivdrehscheibe von 23 m Durchmesser bei der Anfahrt 11 bis 13 kW, Drehzeit 60—70 s.

An *Nebenanlagen* sind für Drehscheiben erforderlich: Signale zur Freigabe der Fahrt, Feststellvorrichtungen in der Fahrstellung, für schwere Scheiben auch Entlastungsstützen (Hilfsstützen) bei Auffahrt.

b) Schiebebühnen.

Schiebebühnen dienen zur Parallelverschiebung von Lokomotiven und Wagen in Werkstätten und rechteckigen Lokomotivschuppen mit zahlreichen Gleisen. Sie können versenkt, halb versenkt und unversenkt ausgeführt werden. Versenkte Bühnen stören den Querverkehr, unversenkte die Auffahrt der Fahrzeuge. Stützung auf 2 Fahrsträngen, bei schweren Bühnen mit Doppelschienen. Der Abstand der Fahrstränge muß möglichst groß sein, damit sich die Bühne beim Fahren nicht schieft. Der Antrieb, meist elektrisch von einem Mast mit Stromabnehmer von einer Fahrdrathleitung aus, wirkt auf Laufräder, die mit Kragarmen außen an den Hauptträgern angebracht sind. Fahrgeschwindigkeit für Lokomotiven bis 1,2 m/s, für Wagen bis 2 m/s.

Zubehör:

Bremsen zum Anhalten am Zielpunkt;

Riegelvorrichtungen zum Festlegen der Schiebebühnen gegen die Auf- und Abfahrtsgleise;

Läutewerk als Warnvorrichtung während der Fahrt;

Auffahrwinden, namentlich bei unversenkten Schiebebühnen;

Grubentwässerung bei Lage im Freien.

Schiebebühnen mit gekrümmter Laufbahn oder drehbare Schiebebühnen (Schiebebühnen mit eingeschalteter Drehscheibe) sind für Sonderverhältnisse in verschiedenen Formen ausgeführt worden.

D. Steilbahnen.

a) Zahnstangenbahnen.

1. **Anwendungsgebiet.** *Reine Zahnstangenbahnen* (Zahnstange im ganzen Verlauf) meist Bergbahnen für Ausflugsverkehr. Beispiele: Rigibahn, Pilatusbahn, Jungfraubahn, bayerische Zugspitzbahn. *Gemischte Bahnen* (Reibungsstrecken mit

Zahnstangenstrecken wechselnd), oft Linien erheblicher Bedeutung für den allgemeinen Verkehr. Beispiel: Brünigbahn mit durchgehenden Reisezügen Luzern—Interlaken, Güterverkehr 360 000 tkm/km bei Meterspur, 8,5 km Zahnstangenstrecke bei 58 km Gesamtlänge. Linie Beirut—Damaskus 32 km Zahnstangenstrecke bei 146 km Gesamtlänge.

2. Betrieb, Verkehr. Dampfbetrieb, vielfach auch elektrischer Betrieb. Fahrgeschwindigkeit auf Zahnstangenstrecken 9—15 km/h, für Talfahrt gleich der der Bergfahrt. Verminderung der Geschwindigkeit bei Einfahrt in die Zahnstange (Grz. 104). Lokomotive bei starken Steigungen stets talwärts.

3. Steigungen. Bei Übergang von Hauptbahnfahrzeugen nicht über 100‰ = 1 : 10, ohne solchen meist nicht über 250‰ = 1 : 4 (Grz. 21). Mehr als 1 : 4 ist sehr selten angewendet, weil hierbei für stehende Zahnräder Gefahr des Aufsteigens zu groß wird. Liegende Zahnräder vermeiden diese Gefahr, gestatten also größere Steigungen (Pilatusbahn, 480‰).

Untere Neigungsgrenze für Zahnstangenstrecken gemischter Bahnen heute etwa 70‰, auf kurzen Zwischenstrecken von flacherer Neigung wird die Zahnstange meist durchgeführt. Bei Steigungen von 60‰ ist man vielfach vom Zahnstangenbetrieb zum Reibungsbetrieb übergegangen. Mittel dazu: schwere Lokomotiven mit kleinen Rädern, sämtliche Achsen gekuppelt, Sandstreuer zur Erzeugung hoher Reibung vor allen Antriebsrädern, Zylinder als Riggenbachbremse ausgebildet (bei Leerlauf wird Luft angesaugt und verdichtet), alle Wagen mit Druckluftbremse, auch die Güterwagen. Bahnhöfe können in stärkere Neigung verlegt werden, wenn alle Fahrzeuge bremsbar sind und fremde Wagen in der Regel nicht übergehen (Grz. 28).

Ausrundung von Gefällsbrüchen auf Zahnstangenstrecken meist mit 500 bis 1000 m Halbmesser, auf den Reibungsstrecken gemischter Bahnen 2000 m.

4. Krümmungen. Bei Übergang von Vollspurwagen 180 m, sonst bei Vollspur 100 m (BO § 7, Grz. 22). Bei Schmalspur nicht unter 60, besser 80 m. Nützlich ist die Durchführung gleicher Halbmesser für alle Bogen oder doch Wahl nicht zu vieler Krümmungsmaße zur Verringerung der Vorratsteile. Überhöhung und Übergangsbogen wie bei Neben- und Kleinbahnen.

5. Spurweite. Vorherrschend Vollspur und Meterspur. Kleinste Spurweite 600 mm, jedoch ergibt schon 800 mm Spur unruhigen Lauf der Lokomotive und im Hohegebirge ungenügende Standsicherheit gegen Winddruck. Spurerweiterung in Zahnstangenstrecken höchstens 14 mm, um genügenden Abstand zwischen den Seitenflächen der Zahnräder und Zahnstangen zu sichern (Grz. 2).

6. Umgrenzung des lichten Raumes. Für vollspurige Zahnstangenbahnen Umgrenzungslinie der Nebenbahnen, Einschränkungen gemäß BO § 11 für den unteren Teil zwischen den Schienen.

7. Unterbau. Gute Entwässerung, große Tragfähigkeit des Unterbaues nötig, weil unruhige Lage des Gleises die Genauigkeit des Zahneingriffes gefährdet. Bei Steigungen über 300‰ Schwellen in Pflaster oder durchgehendem Mauerwerk. Für geringere Steigungen Wanderstützen: Querschwellen legen sich gegen eingerammte Eisenpfähle oder Mauerwerksklötze. Schienengleiche Wegübergänge sind möglich, doch nicht empfehlenswert. Verschmutzung und Vereisung der Zahnstange auf Überwegen muß durch offene Kanäle unter der Zahnstange verhindert werden.

8. Widerstandswerte. Lauf- und Krümmungswiderstand: für einfache Lokomotiven etwa 16 kg/t, für verwickeltere Bauarten (mehrere Zahnräder, Vorgelege) bis 30 kg/t; für Wagen 4 kg/t. Steigungswiderstand in kg/t = 1000 · sin α, wenn α der Neigungswinkel.

Zahndruck bei Bergfahrt angenähert gleich der Zugkraft (Summe von Lauf-, Krümmungs- und Steigungswiderstand). Zahndruck bei Talfahrt annähernd gleich der mittleren Bremskraft (in kg):

$$B = 1000 (L + G) \left(\frac{v}{gt} + \sin \alpha \right),$$

wobei L Lokomotivgewicht, G Wagengewicht in t, v Geschwindigkeit in m/sec, g Fallbeschleunigung in m/s², t Bremsdauer in s. Der Zahndruck muß bei

der üblichen Zahnteilung gewöhnlich von einem einzigen Zahn aufgenommen werden. Das Zahnrad erleidet an der Zahnstange einen Auftrieb, der vom Zahn- druck, dem Neigungswinkel der Zahnflanke und dem Reibungswinkel abhängig ist. Ihm muß durch genügende Belastung der Zahnradachse oder Verankerung der Triebfahrzeuge entgegengewirkt werden. Mindestens erforderliche Belastung des (stehenden) Zahnrades (Q) gegen Aufsteigen und gegen Ausgleiten

$$Q = P \cdot \frac{\text{ctg}(\beta \mp \varphi)}{\cos \alpha}$$

P ist die Belastung der Zahnstange in der Bahnneigung durch die Zug- oder Bremskraft, α der Neigungswinkel der Bahn, β der Neigungswinkel der Zahnflanke in der Zahnstange, φ der Reibungswinkel zwischen Radzahn und Stangenzahn.

9. Gleise und Weichen, Schiebebühnen. Eiserne Schwellen sind den hölzernen vorzuziehen (Grz. 10). Längsverbindung der Schwellen neben den Schienen oder andere unverrückbare Verbindung mit den Schwellen für Neigungen über 100‰ empfohlen (Grz. 8). Bettung unter Schwellenunterkante $\cong 200$ mm stark, durchlässig und nicht staubbildend (Grz. 3). Abnutzung der Zahnstange, schon an sich gering, kann durch Schmierung noch vermindert werden.

Zahnstangen. Sollen höchstens 100 mm Teilung erhalten (Grz. 4), Zahnflanke ist eben, soweit der Eingriff reicht, Räder haben Evolventenverzahnung. Stücklänge der Zahnstangen 3,5—4,5 m, am unteren Ende fest mit Schwelle verbunden, nach oben Wärmeausdehnung. Zahnblattlänge ein Vielfaches der Schwellenteilung. Zahnrad und Zahnstange wegen der Durchfahrt durch Weichen gegen Fahrschiene erhöht.

α) Leiterzahnstange von RIGGENBACH (Abb. 72). Trapezförmige Zähne, mit runden, zur Verhinderung von Drehungen leicht abgeflachten Köpfen zwischen

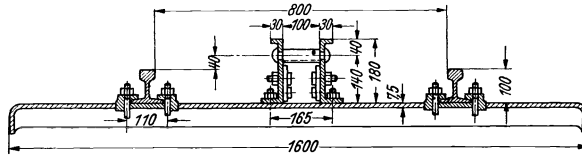


Abb. 72. Leiterzahnstange.

hochstegigen Winkeleisen kalt eingemietet. Abart von BISSINGER und KLOSE mit Mittelrippen an den Winkeleisen, die Drehung der Zähne verhindern.

β) Einteilige Leiterzahnstange von SRRUB (Abb. 73). Zähne werden aus einer Schiene mit hohem Kopf (weicher Stahl) herausgesägt und -gefräst. Vorzüge:

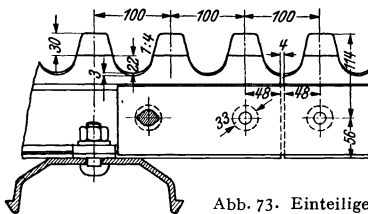


Abb. 73. Einteilige Zahnstange.

Einfachheit, leichte Verlaschung. Sicherung gegen Aufsteigen durch Zangen, die auch zur Bremsung herangezogen werden können.

γ) Stufenzahnstange von ABT (Abb. 74 und 75). Aus 2 oder 3, in Stühlen

gelagerten Flacheisenplatten gebildet. Zahnteilung um $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{3}$ versetzt, daher mehrteiliges Zahnrad, Verteilung des Zahnradrucks. Sicherung gegen Aufsteigen durch Stange mit Kopf, der zwischen den entsprechend ausgenutzten Zahnstangen geführt wird (Abb. 75).

δ) Liegende Doppelleiterzahnstange von LOCHER (Abb. 76). Vermöge liegender Anordnung von Stange und Rad kein Bestreben zum Aufsteigen, daher für sehr starke Steigungen geeignet (Pilatusbahn).

e) Kletterzahnstange von PETER (Abb. 77). Für senkrechten oder waagrecht Zahneingriff geeignet. Die Zähne werden aus dem Kopf einer Breitfußschiene mit Mittelrippe seitlich herausgefräst. Verankerung durch Rollen oder Gleitbacken, die zum Bremsen gegen den oberen Teil des Stegs gepreßt werden

Kurze, federnd aufgelagerte Zahnstangen-Einfahrtstücke am Übergang zwischen Reibungs- und Zahnstangenstrecke für sanften Zahnrad einlauf. Zähne werden für stehende Zahnräder allmählich höher und enger. Für PETERS Kletterzahnstange bei liegenden Zahnradern einseitige, seitlich federnde Zungen.

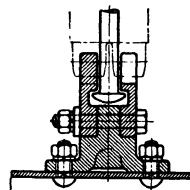
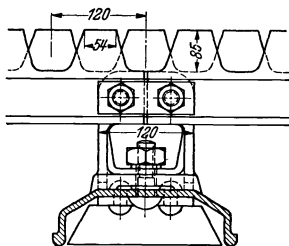


Abb. 74.

Abb. 75.

Abb. 74 und 75. Stufenzahnstange.

Zahnstangenweichen

nur auf reinen Zahnstangenbahnen, nicht auf gemischten Bahnen (Grz. 32). Sie erhalten an den Kreuzungsstellen der Zahnstangen mit den Fahrschienen

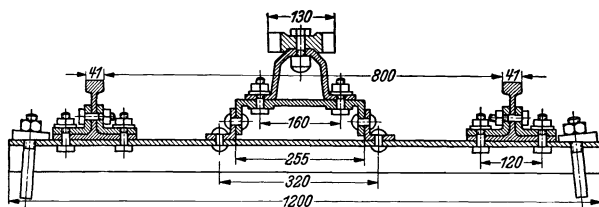


Abb. 76. Liegende Zahnstange.

bewegliche, über den Fahrschienen zusammenschlagende Zahnstangenstücke, die mit der Zungenstellvorrichtung gekuppelt werden. Im Bereiche der Zungenvorrichtung ist das Zahnstangenstück nach Art einer Schleppweiche am Wurzelende beweglich einstellbar. Weichenhalbmesser 80—180 m.

Schiebebühnen. Früher viel üblich zum Wechsel des Gleises, nach Grz. 34 bei entsprechenden Sicherheitsmaßnahmen auch im durchgehenden Hauptgleise zulässig. Jetzt meist durch Weichen ersetzt.

10. Betriebsmittel. α) *Wagen.* Einschränkungen für Vollbahnwagen, die auf Zahnstangenbahnen übergehen sollen, s. BO § 28. Auf reinen Zahnstangenbahnen möglichst leichte Wagen. Bei Triebwagen manchmal Trennung des Antriebsgestells vom Wagenkasten.

β) *Lokomotiven.* Bei reinen Zahnstangenbahnen wird Triebkraft vielfach nur durch Zahnräder übertragen. In solchen Fällen Zahnstange auch in Schuppen, auf Schiebebühnen und Drehscheiben, weil sonst Lokomotiven nicht anziehen. Auf gemischten Bahnen wird gewöhnlich auch das Reibungsgewicht der Lokomotive zur Zugkraft mit ausgenutzt. Lokomotiven erhalten bis 3 Zahnräder. Wenn nur ein Triebzahnrad, stets besonderes Bremszahnrad. Bei elektrischem Betrieb ist für reine Zahnbahnen Drehstrom wegen der stets gleichbleibenden Geschwindigkeit vorteilhaft, doch herrscht Gleichstrom wegen einfacherer Oberleitung vor.

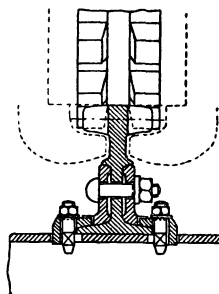


Abb. 77. Kletterzahnstange.

Dampflokomotiven bei Bahnen des allgemeinen Verkehrs bis 94 t Dienstgewicht, 150 t Schlepplast, 1 D 1 (Deutsche Reichsbahn).

γ) *Bremsen*. Für Lokomotiven drei voneinander unabhängige Bremsen (davon eine selbsttätige) meist aufsichtsbehördliche Bedingung. Bauarten:

Zahnradbremsen, wirken mit Band oder Klotz auf Brems scheiben, die auf Zahnradachse aufgekeilt sind.

Klotzbremsen, auf Laufräder wirkend.

Luft- und Gegendruckbremse bei Dampflokomotiven: Dampfzylinder arbeitet als Luftpumpe und Kompressor.

Elektrische Bremse: Motor arbeitet als Stromerzeuger.

Selbsttätige Bremsen: Auslösung bei Überschreitung der zulässigen Geschwindigkeit meist durch Fliehkraft; bei elektrischen Lokomotiven zugleich Stromunterbrechung. Für Wagen die gewöhnlichen Laufradbrem sen, hierneben für einzelne, nicht zu leichte Wagen (Zugführerwagen) noch Zahnradbremse für Handbedienung (Grz. 81).

b) Drahtseil-Steilbahnen.

1. Anwendungsgebiet, Betrieb. Bergbahnen für Ausflugsverkehr, straßenbahnähnlich zur Verbindung von Stadtteilen mit großem Höhenunterschied bei steiler Steigung, Dienstbahnen neben den Rohrbahnen großer Wasserkraftwerke. Doppelbetrieb ist Regel, d. h. ein Wagen geht bergauf, der andere gleichzeitig bergab, so daß die überschüssige Kraft des talwärts gehenden Wagens nutzbringend verwendet wird. Zulässige Fahrgeschwindigkeit 1,5—4,0 m/sec, wobei die untere Grenze für starke Steigungen.

α) Antrieb: Wasserüberlast des oberen Wagens. Erfordert eine Zahnstange mit Zahnbremse zur Geschwindigkeitsregelung; schwere Wagen. Nur in wenigen älteren Anlagen erhalten.

β) Maschinenantrieb, auf eine Seilscheibe in der oberen Station wirkend, über die das Seil zur Erzielung genügender Reibung in mehreren Windungen geschlungen ist. Betrieb mit einem Wagen an jedem Seilende, der mit dem Seil fest verbunden ist. Für Spitzenverkehr gelegentlich vor dem Hauptwagen noch ein Vorsetzwagen. Verkehr fast ausschließlich Personen- und Gepäckverkehr.

Güterverkehr in Einzelfällen:

Vollbahn-Güterwagen werden einzeln auf einer waagerechten Plattform befördert, am anderen Seilende ein Seilbahn-Personenwagen. Einfahrt der Vollbahnwagen unten über Drehscheibe, Ausfahrt oben über Weiche und Drehscheibe (Oberweißbacher Bergbahn, schiefe Länge 1390 m, Steigung 1:4, Spurweite 1,80 m).

Beförderung von Fuhrwerken auf Plattformwagen möglich, die hinten an den Hauptwagen angekuppelt werden. Ausfahrt der Landfuhrwerke an der oberen Station mittels Drehscheiben. Heute ohne Bedeutung.

2. Linienführung. Früher gerade Linienführung angestrebt. Indes verursachen Krümmungen bei gutem Verhältnis zwischen Seilstärke und Tragrollenabmessungen weder Schwierigkeiten noch Mehrkosten. Günstigster Längenschnitt hat Zykloidenform mit von unten nach oben zunehmender Steigung. Meist nur Annäherungen möglich. Starke Gefällbrüche sind zu vermeiden, weil sie Abheben und Peitschen des Seiles zur Folge haben. Aufwärts gewölbte Gefällbrüche vermehren die Seilspannung, Reibung und Abnutzung von Seil und Rollen. Größter in *einem* Seilzug überwundener Höhenunterschied 977 m (Niesenbahn); größte schiefe Länge 2370 m (Mendelbahn). Größere Längen und Höhen werden in 2 oder 3 hintereinander geschaltete Einzelbahnen mit Umsteigstellen unterteilt (Stanser Horn).

3. Steigungen. 10—70 % für den öffentlichen Verkehr, Dienstseilbahn am Gellmersee-Kraftwerk 105 %. Ausrundung der Gefällbrüche so, daß sich das Seil auch beim größten Seilzug nicht von den Rollen abhebt. Halbmesser daher lieber zu groß als zu klein, 2000 m vielfach üblich, bei starken Gefällbrüchen mehr.

4. Krümmungen. Halbmesser von 180—400 m vorherrschend, ausnahmsweise bis 120 m herunter und bis 700 m hinauf. Übergangsbogen und Überhöhungen bei der geringen Fahrgeschwindigkeit nicht erforderlich.

5. Spurweite. Meterspur ist die Regel, selten Vollspur, 1200 und 750 mm Spur. Genaue Einhaltung der Spur ist bei der fast allgemein üblichen Bauart der Radsätze nach ABT (Abb. 78), wobei das Führungsrad 2 Spurkränze trägt, während das Laufrad zylindrisch ist, nicht von großem Belang.

6. Umgrenzung des lichten Raumes ist stets besonders festzusetzen. Zu berücksichtigen ist die verschiedene Stellung des für die mittlere Steigung eingerichteten Wagens in größeren oder kleineren Gefällen.

7. Unterbau. Erddämme scheut man wegen der unvermeidlichen Setzungen, daher steinerne oder eiserne Brücken schon bei geringeren Höhen. Bettung bis 33 % Steigung aus Schotter, darüber hinaus gemauerter Unterbau, Bankettwege bei größeren Steigungen abgetrept. Wegübergänge in Schienenhöhe sind zu vermeiden. Als Gleisstützen gegen Wanderbestreben dienen wie auf Zahnstangenbahnen kräftige Beton- oder Mauerwerkskörper (in etwa 200 m Abstand).

Seilrollen in Geraden etwa alle 15 m, in Krümmungen alle 8—10 m. Die Tragrollen (in Geraden) stehen senkrecht und sind zylindrisch oder genutet, die Führungsrollen — in Krümmungen — stehen schief und haben Führungsflansche. Die Rollengruben, am besten aus Beton oder Mauerwerk, sind gut zu entwässern.

8. Widerstandswerte. Laufwiderstand des Wagens 4—5 kg/t, Widerstand einer Rolle etwa 5 kg, gesamter Seilbiegungswiderstand in der Antriebstation 200—400 kg. Die zur Fortbewegung erforderliche Kraft ist

$$P = Q_b \sin \alpha - Q_t \sin \beta + (Q_1 + Q_2) w \pm qh + R.$$

Man untersucht mit dieser Formel den Verlauf der Antriebskraft für verschiedene Stellungen der Wagen. Es bedeuten Q_b und Q_t die Gewichte der Wagen (b bergwärts, t talwärts laufend), α und β die Steigungswinkel am Ort der Wagen, w den Laufwiderstand, q das Seilgewicht in kg/m, h den Höhenunterschied der beiden Wagenstellungen, R den gesamten Seilwiderstand (Rollen + Seilscheibe). Die Maschinenleistung wird

$$N \text{ (PS)} = P \text{ (kg)} \cdot v \text{ (m/sec)} / \eta \cdot 75.$$

η ist der Wirkungsgrad der Maschine (als echter Bruch).

9. Gleise und Weichen. *a) Oberbau.* Schienen (Abb. 79) erhalten birnenförmigen Kopf wegen Ansatzes der Zangenbremse. Unterschneidung des Kopfes zur Bildung einer Laschenkehle erst neuerdings ausgeführt (STRUB, Mendelbahn). Oberer Laschenansatz wohl auch an Rippen in Stegmitte wie bei der Kletterzahnstange von PETER (Abb. 77).

Unterschwellung: in Schotterbettung Holz- oder Eisen-schwellen, auf gemauertem Unterbau meist Winkeleisen, weil am leichtesten zu untermauern.

b) Weichen. In der Mitte der Bahn (schief gemessen) muß eine Ausweiche angelegt werden. Die Ausweiche nach ABT (Abb. 80) hat keine beweglichen Teile und steuert die Wagen selbsttätig durch die Ausweichgleise. Krümmungshalbmesser tunlichst groß, 180—400 m. Bei der Bemessung der nutzbaren Länge ist auf die im Betriebe eintretende Seillängung Rücksicht zu nehmen (Zuschlag 5—10 m).

10. Betriebsmittel. *a) Zugseil.* Rundseile von 42—144 Drähten, oft mit Hanfseele. Größte Seilspannung $1/10$ der Bruchlast. Ausführung in Kreuzschlag oder Gleichschlag. Verschlossene Seile sind gegen Abrosten der inneren Drähte geschützt, ihre glatte Oberfläche ist günstig gegen Abnutzung und Bruch einzelner Drähte.

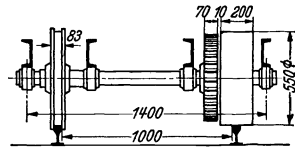


Abb. 78. Radsatz.

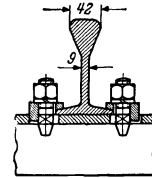


Abb. 79. Oberbau für Drahtseilstandbahnen.

b) *Wagen.* Stufenförmige Anordnung des Wagenbodens. Da meist kurze Fahrzeit, läßt sich die Wagenausnutzung durch zahlreiche Stehplätze steigern (bis 200 Plätze je Wagen ausgeführt). Befestigung des Seiles am Wagen in einer Seilbüchse durch Umbiegen der Drahtenden und Einguß von Weichmetall. Tote Last etwa 140 kg auf 1 Platz (Durchschnitt der schweizerischen Drahtseilbahnen).

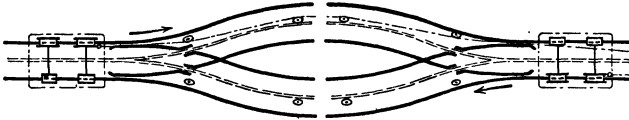


Abb. 80. Selbststeuernde Ausweiche (mit Bremszahnstange in Gleismitte).

c) *Bremsen.* Bei Wasserlastbahnen Handspindelbremsen, mit Klötzen oder Bändern auf Zahnradachse wirkend. Bei Maschinenbetrieb Zangenbremsen, vom Führer durch Fußtritt auslösbar. Bei Seilbruch selbsttätig durch Hebel ausgelöst. Genaue Einstellung zur Herabminderung des Bremsweges ist Erfordernis.

d) *Signale.* Klingelsignale, auch Lichtsignale oder Fernsprecher zwischen der unteren und der oberen Station zur Abgabe des Fahrbefehls. Selbsttätige Stromschlüsse, die den Maschinisten bei Einfahrt in die Station zur Abstellung der Maschine auffordern, weiter selbsttätig eine Bremse der Antriebsmaschine auslösen und bei elektrischem Betrieb den Strom unterbrechen. In der Antriebsstation ein Streckenzeiger, der die jeweilige Stellung der Wagen angibt. Fernsprechleitung so angeordnet, daß Zeichengebung während der Fahrt und Einschaltung eines tragbaren Fernsprechers vom Wagen aus möglich.

11. *Stationen.* Gebäude meist sparsam, an der oberen Station stets, in der unteren manchmal Reinigungs- und Untersuchungsgruben.

Antrieb. Elektrizität als Betriebskraft ist vorherrschend. Zweckmäßig Gleichstrom (Nebenschlußmotoren); Stromspeicher gewährleitet Aufrechterhaltung des Betriebes auch bei Unterbrechung der Stromzufuhr. Umformung von Wechselstrom in Gleichstrom daher nicht selten. Triebwerk erhält meist größere Übersetzung, ferner doppelte Bremsen: a) Handbremse vom Wärter bedient, b) selbsttätige, bei Überschreitung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit durch Schwingwirkung mit Fallgewicht ausgelöst, ferner von Einfahrt-Stromschlüssen betätigt; bei elektrischem Betrieb unterbricht die selbsttätige Bremsung zugleich die Stromzufuhr. Alle Seilscheiben sind zur Schonung des Seils tunlichst groß zu wählen (2,5—4,0 m).

c) Drahtseilschwebbahnen für Personenverkehr.

Anwendungsgebiet sind Hoch- und Mittelgebirge, nur Ausflugs- und Sportverkehr.

Als Bahn dienen Tragseile, gewöhnlich in verschlossener Form. Antriebskraft durch Zugseil übertragen. Pendelbetrieb, also zwei Bahnen auf gemeinschaftlichen Mittelstützen mit Kragarmen. Mindestabstand der Wagen vom Gelände bei größtem Durchhang 5 m, über Straßenkreuzungen manchmal Schutznetze erwünscht. Führung geradlinig, Winkelpunkte (wie gelegentlich bei Seilschwebbahnen für Güterverkehr) sind für Personenverkehr nicht ausgeführt, dagegen zwei im Winkel hintereinander geschaltete Bahnen. Die Stützen (Stahl- oder Eisenbetonmaste) führen die Bahn losgelöst vom Gelände und erhalten bis 50 m Höhe. Daher Annäherung an theoretischen Längenschnitt (Seillinie) leichter möglich als bei Drahtseil-Standbahnen, die an Geländeoberfläche gebunden. Längenschnitte ausgeführter Bahnen in Abb. 81. Größte Feldweiten zwischen den Stützen 1150 m bei der österreichischen Zugspitzbahn, 1470 m bei Meran-Hafning. Größte schiefe Bahnlänge (Nebelhornbahn) 5,0 km. Tragseile und Zugseile in einem Stück, Bahnlänge daher durch die erreichbare und beherrschbare Länge des Seils bei Herstellung, Anfuhr und Auslegen begrenzt. Schauinslandbahn und Nebelhornbahn haben unterbrochenes Tragseil mit Verankerung der beiden Enden in Bahnmitte, wobei Zwischenraum durch feste Kranschienen überbrückt. Die Schauinslandbahn ist auch die einzige Bahn mit Umlaufbetrieb.

Die Wagen werden bei stillstehendem Zugseil mit einer Federkupplung an das Zugseil angeschlagen (bei Pendelbetrieb sind sie durch Seilbüchsen fest mit dem Zugseil verbunden). Umlaufbetrieb gestattet Leistungssteigerung bei Verkehrsspitzen, Reservewagen werden auf der oberen und der unteren Station an Kranschiene hängend abgestellt.

Fassungskraft eines Wagens 16 bis 20 Personen (Regelbetrieb, für Verkehrsspitzen bis 35). Wagen im Leichtbau, schon bis 50 kg je Person herab. Rillen der Wagenräder neuerdings Gummifutter zur Schonung des Trageisls. Fahrgeschwindigkeit bei neueren Bahnen bis 7,0 m/s gesteigert. Antrieb ähnlich wie bei Standseilbahnen, gewöhnlich in der oberen Station, auf der Österreichischen Zugspitzbahn unten mit geschlossenem (endlosem) Zugseil. Für Signalzwecke wird eine Fernsprechanlage zur Verständigung zwischen den Stationen und den Wagen angeordnet. Starke Schwankungen gefährden die Betriebssicherheit, Grenze daher nach Windgeschwindigkeitsmessern beurteilt. Abstand der Trageile so, daß bei größten Seitenschwankungen der Wagen noch 0,8 m Abstand. Führung der Trageile über die Stützen in Seilschuhen. Für diese ausreichende Länge und großen Halbmesser vorsehen, manchmal auch pendelnd ausgeführt.

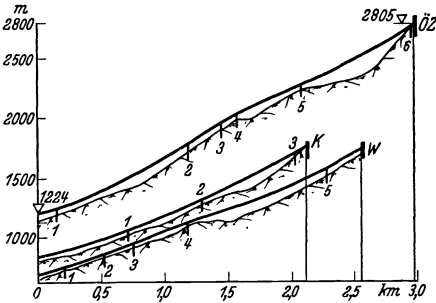


Abb. 81. Längenschnitte von Drahtseilbahnen im Zugspitzgebiet.

Für jede Fahrtrichtung wird heute fast allgemein nur noch ein einziges Trageil vorgesehen. Fahrbahnen mit zwei übereinander (Wetterhornaufzug) oder nebeneinander angeordneten Trageilen oder gar mit mehr Seilen sind Ausnahmen. Daher für das Trageil sorgfältige Berechnung mit Berücksichtigung dynamischer Einflüsse bei ausreichender Sicherheit, sorgfältige Beaufsichtigung (Abnutzung und Drahtbrüche) sowie gewissenhafte Wartung (Schmieren gegen Rostgefahr). Berechnung der Trageile

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_b = T/F + V \sqrt{0,5 E/TF}$$

(T Zugkraft, F Querschnitt, V Komponente der Radlast, E Elastizitätszahl). Zugseile müssen auf fünffache Sicherheit berechnet werden. Verhältnis $D: \delta$ (Durchmesser der Seilscheiben zu dem eines Drahtes mindestens 1000:1).

Die Trageile werden auf der oberen Station durch mehrfaches Umwickeln über eine feste Trommel und durch Verankerung in Mauerwerk oder Fels festgelegt. Auf der unteren Station (bei der Schauinslandbahn in Bahnmitte) werden sie durch Spangewichte gestrafft. Spangewichte bis 34 t. Neben Trag- und Zugseil wird stets noch ein Reserveseil vorgesehen.

Bei der Bauart BLEICHERT-ZUEGG ist dies ein für gewöhnlich feststehendes Hilfsseil. Reißt das Zugseil, so bremst sich der Wagen selbsttätig mit einer Fangvorrichtung am Trageil fest. In der Antriebstation wird dann der Hilfsseil antrieb betätigt; ein leichter Hilfswagen, der auf dem Trageil läuft, wird mit dem nunmehr als Zugseil laufenden Hilfsseil an die auf freier Strecke haltenden Wagen herangebracht. Die Personen werden in den Hilfswagen übernommen und geborgen. Später wird der Hilfswagen mit dem Betriebswagen gekuppelt, beide werden zusammen eingebracht.

Bei der Bauart CERETTI-TANFANI wird der Wagen beim Reißen des Zugseils am Hilfsseil festgebremst (Bremsseil). Dieses Bremsseil ersetzt dann nach Einkuppeln in den Antrieb das Zugseil unmittelbar, so daß die steckengebliebenen Wagen mit der Besetzung in einem Gange geborgen werden.

Ist der Abstand zwischen Bahn und Gelände nicht zu groß, so können die Insassen steckengebliebener Wagen durch eine Bodenluke in Säcken mit einem Flaschenzuge abgeseilt werden.

Erdbau.

Von

Dr.-Ing. WILHELM MÜLLER,

o. Professor an der Technischen Hochschule Aachen.

I. Vorbereitende Arbeiten.

Nach Festlegung des Entwurfs im Gelände (vgl. Linienführung und Vermessungskunde) ist ein *Bauplan* aufzustellen, um Bauzeit, Aufeinanderfolge und zweckmäßigste Anordnung der Einzelarbeiten, Bedarf an Arbeitern, Geräten, Maschinen und Baustoffen sowie hieraus schließlich die Baukosten im voraus zu bestimmen. Als Grundlage für den Bauplan dienen

A. Bodenuntersuchungen.

Sie erstrecken sich **1. auf die geologischen Verhältnisse**, namentlich auf Art, Alter und Mächtigkeit der Schichten, sowie auf ihre Neigung (Fallen und Streichen);

2. auf die physikalischen Eigenschaften der Bodenarten, wie spezifisches Gewicht, innerer Zusammenhang, Auflockerung, Beständigkeit gegen Einflüsse des Wassers und der Luft, insbesondere Wasserhaltigkeit und Wasserdurchlässigkeit, sowie Tragfähigkeit;

3. auf die Verwendbarkeit der Bodenarten für bautechnische Zwecke. Untersucht wird der Boden *a) nach geologischen Karten* und durch Ortsbesichtigungen. Hierbei geben die Uferränder der Wasserläufe, Brunnen, Kiesgruben, Steinbrüche und sonstige vorhandene Aufschlüsse in der Nähe der Baustelle Anhaltspunkte.

b) durch das Visitieren; es liefert kein zutreffendes Bild von der Schichtung;

c) durch Ausschachtung von Versuchsgruben (Schürflöchern) — bis zu 2—3 m Tiefe ohne Aussteifung, bis zu 6 m Tiefe mit Aussteifung; Grundfläche 2 m², — bei größeren Tiefen bergmännische Abtäufung von Schächten oder Stollen. Die Kosten der Ausschachtungen betragen:

bei 2,0, 4,0, 6,0 m Tiefe
das etwa 1,4-, 2,1-, 3,0fache

des Gewinnungspreises der betreffenden Bodenmassen des Bauloses.

d) durch Bohrungen (vgl. Maschinenkunde des Bauingenieurs). Durchmesser der Bohrlöcher in Erde 10—15 cm, in Felsen 3—7 cm.

Die Bodenuntersuchungen sind derart anzuordnen, daß das Streichen und Fallen der Schichten erkennbar wird. Die Ergebnisse sind in Schichtenverzeichnissen zusammenzustellen und eingehend zu erläutern hinsichtlich Art der Massen, Böschungsneigungen, Schwierigkeiten für den Bau, z. B. wegen wasserführender Schichten, Rutschflächen und unzuverlässigen Untergrundes, und der Gewinnungskosten. Besonders eingehend zu untersuchen sind anzuschneidende schlecht entwässerte Hänge. Etwaige Bewegungserscheinungen sind sorgfältig zu verfolgen.

Tabelle 1a. Die Bodenarten und ihre technischen Eigenschaften.

Nach den „Technischen Vorschriften für Bauleistungen“ werden unterschieden:

- a) schlammiger Boden, Triebsand — nur mit Schöpfgefäßen zu beseitigen;
- b) leichter Boden — mit Schaufeln oder Spaten lösbar — (loser Boden, Muttererde Sand), Böschungswinkel etwa 45°;
- c) mittlerer Boden — mit Spitzhacke, Breithacke oder Spaten lösbar — (festgelagerter Lehm, kiesiger Lehm, leichter Ton, Torf), Böschungswinkel etwa 60°;

- d) fester Boden — durch Keile oder Sprengen lösbar — (schwerer Lehm mit Trümmern fester Ton, grober Kies mit Ton, fester Mergel, lange lagernder Bauschutt oder Asche, schieferartiger Fels oder Steingeschiebe), Böschungswinkel etwa 80°;
- e) Felsen — nur durch Sprengen mit Sprengstoffen lösbar — mit Böschungswinkel bis zu 90°.

Tabelle 1 b. Bodengewichte für 1 m³.

Bodenart	kg/m³
Dammerde, locker, trocken oder wenig feucht	1400
„ angestampft, trocken oder wenig feucht	1700
„ locker, von Wasser durchdrungen	1800
Lehmige Erde, nicht festgestampft, trocken oder wenig feucht	1500
„ „ festgestampft, trocken oder wenig feucht	1700
„ „ von Wasser durchdrungen	1900
Sand, Kies, Schotter, trocken	1500—2000
(Sind die Zwischenräume mit Wasser gefüllt, so ist dessen Gewicht noch zuzuschlagen.)	
Ton	1800—2600
Sandstein	1900—2700
Kalkstein	2200—2800
Granit	2400—3000
Also Mittelwerte: für leichten Boden	1500
„ für mittleren Boden	2000
„ für schweren Boden	2500

Innerer Zusammenhang und Reibung der Erdteilen bedingen die Eignung zu Schüttungen, sowie die zulässige Neigung der unbedeckten Böschungen.

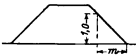


Tabelle 2. Böschungsverhältnisse für mittlere Dammhöhen und Einschnittstiefen.

Das Böschungsverhältnis m beträgt	Feiner Sand	Kies und Dammerde (Mutterboden)	Lehm und Ton	Gerölle, Steine	Felsen
a) Abtrag: unbedeckt oder mit Rasen	1,8—1,7	1,6—1,4	1,5—1,4	1,5—1,0	im Mittel 0,5—0,33
gepflastert	1,5	1,25—1,0	1,0	1,0—0,75	bis 0,2
b) Auftrag: unbedeckt oder mit Rasen	2,0—1,9	1,7—1,5	1,5	1,5	geschüttet 0,75 gepackt 0,5
gepflastert	1,5	1,4—1,25	1,0	bis 1,0	

Die Auflockerung der Bodenmassen, welche Förderung und Massenverteilung beeinflusst, wechselt innerhalb sehr weiter Grenzen, i. M. etwa so, wie Tabelle 3 angibt. Die Auflockerung zwingt, die Dämme höher und breiter zu schütten. Vergebung und Abrechnung der Erdarbeiten daher fast stets nach dem Inhalte der Einschnitte, selten nach dem Inhalt der Dämme.

Tabelle 3. Größen der Auflockerung.

Bodenart	Vorübergehende Auflockerung	Bleibende
	φ'	φ
Sand	0,1 —0,2	0,01—0,02
Schwerer Lehm	0,2 —0,25	0,03—0,05
Mergel	0,25—0,3	0,06—0,08
Fester Ton	0,3 —0,35	0,08—0,1
Leichter Felsen		
Fester Felsen	0,35—0,5	0,1 —0,15

B. Die Massenermittlung¹.

Sind für die Einschnitte und Dämme, wie z. B. bei allgemeinen Vorarbeiten für Straßen- oder Eisenbahnbauten, Querschnittszeichnungen nicht vorhanden, so kann die Massenermittlung in nicht zu schwierigem Gelände aus den Damm-

¹ W. MULLER: Der Bahn-Ingenieur (1934) S. 339 und Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten, Berlin 1942.

höhen oder den Einschnittstiefen unter Berücksichtigung der Querneigung des Geländes erfolgen. Die Entfernungen der zu berechnenden Querprofile voneinander sind hierbei so zu wählen, daß die Begrenzung des Geländes zwischen ihnen als annähernd eben angesehen werden kann.

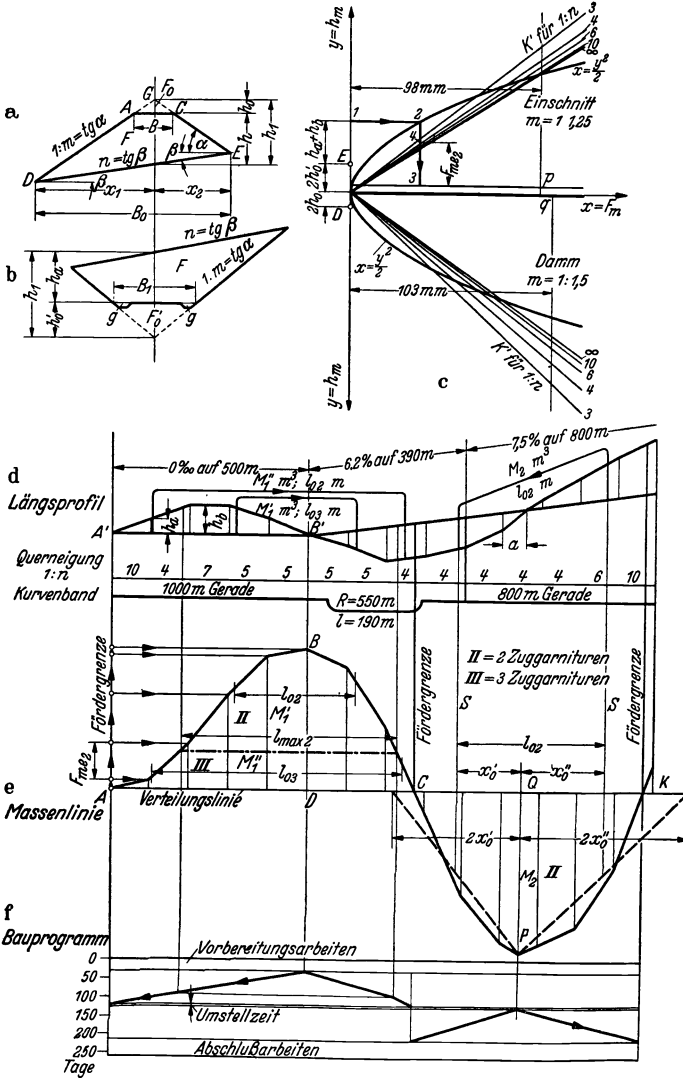


Abb. 1a-f. Erdmassenermittlung. Verfahren W. MULLER.

1. Querschnittsinhalt. Nach Abb. 1a wird der Querschnitt F des Erdkörpers $A C D E$ von der Achshöhe h durch das Dreieck $A G C$ von der Höhe h_0 und dem Inhalt F_0 zu einem Dreieck ergänzt. Durch die Planumsbreite B und

die Böschungsneigung $\operatorname{tg} \alpha = 1 : m$ ist F_0 und h_0 gegeben ($h_0 = \frac{B}{2m}$, $F_0 = B \cdot \frac{h_0}{2} = \frac{B^2}{4m}$ und $h_1 = h + h_0$).

$$\begin{aligned} \text{Es ist } x_1 (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta) &= x_1 (1/m - n) = h_1 \text{ und } x_1 = \frac{m \cdot h_1}{1 - m \cdot n} \\ x_2 (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) &= x_2 (1/m + n) = h_1 \text{ und } x_2 = \frac{m \cdot h_1}{1 + m \cdot n}, \end{aligned}$$

wo die Geländequerneigung $n = \operatorname{tg} \beta$ bedeutet.

$$\text{Geländebreite des Dammes und des Einschnittes } x_1 + x_2 = \frac{2m \cdot h_1}{1 - m^2 \cdot n^2};$$

$$\text{Inhalt des Dreieckes } DGE \text{ ist } F_1 = \frac{h_1(x_1 + x_2)}{2} = \frac{m \cdot h_1^2}{1 - m^2 \cdot n^2};$$

$$\text{Inhalt des Dammquerschnitts } F = F_1 - F_0 = \frac{m \cdot h_1^2}{1 - m^2 \cdot n^2} - \frac{B^2}{4m}.$$

Der Einschnittquerschnitt nach Abb. 1b

$$F = F_1 - F_0' + 2g = \frac{m \cdot h_1^2}{1 - m^2 \cdot n^2} - \frac{B_1^2}{4m} + 2g.$$

Hier ist $B_1 = B + 2$ Grabenbreiten, $g =$ Grabeninhalte.

2. Erdkörperinhalt. Ersetzt man den Erdkörper von der Länge l und den Höhen h_a und h_b der Endquerschnitte durch ein Prisma, dessen Querschnitt gleich dem des Erdkörpers in der Mitte von l und dessen Höhe $(h_a + h_b) : 2$ ist, so ist das Prisma gegen den Erdkörper etwas zu klein, und der Fehler beträgt im Flach- und Hügelland $f = 0,01 - 0,02$ und im Gebirge $f = 0,03 - 0,04$. Dieser Raumfehler kann durch Teilung des Prismeninhaltes durch $1 - f$ beseitigt werden. Mit $h_1 + h_2 = h_a + h_b + 2h_0'$ ist der Inhalt des Einschnittkörpers

$$\Delta M_e = \frac{l}{1 - f} \left[\frac{m}{2(1 - m^2 \cdot n^2)} \cdot \frac{(h_a + h_b + 2h_0')^2}{2} - F_0' + 2g \right] = F_{me} \cdot l \cdot m^3.$$

Da bei der Dammschüttung mit einer bleibenden Auflockerung des Bodens zu rechnen ist, so ist beim Massenausgleich nicht mit den wirklichen Dammassen, sondern mit den um die bleibende Auflockerung verkleinerten zu rechnen. φ ist nach Tabelle 3 die bleibende Auflockerung. Es ist dann der Inhalt des Dammkörpers $\Delta M_d = \frac{l}{(1 - f)(1 + \varphi)} \left[\frac{m}{2(1 - m^2 \cdot n^2)} \cdot \frac{(h_a + h_b + 2h_0')^2}{2} - F_0 \right] = F_{md} \cdot l \cdot m^3.$

Es ist $m : 2(1 - m^2 \cdot n^2) = k$ nach Tabelle 4:

3. Profilmaßstab. Mittels des Profilmaßstabes erhält man aus den Einschnitts- und Dammhöhen der Erdkörper von der Stationslänge l die mittleren Querschnitte F_m als Strecken.

Er besteht nach Abb. 1c a) aus der Parabel für $x = \frac{y^2}{2} = \frac{(h_a + h_b + 2h_0)^2}{2}$; b) aus dem Strahlen-

büschel k' für $k/(1 - f)$ für Einschnitt bzw. $k/(1 - f)(1 + \varphi)$ für Damm. In der Abb. 1c sind für $f = 0,02$ und $\varphi = 0,05$ mit $1 - f = 98$ mm

und mit $(1 - f) \cdot (1 + \varphi) = 103$ mm Abstand vom Nullpunkt die k -Werte der Tabelle 4 in mm nach oben und unten für die Strahlen abgesetzt. c) aus den Waagerechten p und q im Abstand F_0 und $F_0' - 2g$ von der x -Achse. d) aus den Punkten D und E der y -Achse, $OD = 2h_0$ für Damm und $OE = 2h_0'$ für Einschnitt.

4. Massenlinie. (Abb. 1e.) Bei gleichbleibendem Stationsabstand l (z. B. $l = 100$ m) ist der Inhalt des ganzen Einschnittes $\Sigma \Delta M_e = l \cdot \Sigma F_{me} m^3$ und der des ganzen Dammes $\Sigma \Delta M_d = l \cdot \Sigma F_{md}$. Reiht man auf den Senkrechten durch die Übergangspunkte (A', B' , Abb. 1d) des Längenprofils vom Einschnitt zum Damm für Einschnitte in Abb. 1e von A nach oben und für Dämme von B nach unten die Strecken für F_m aneinander, geht an deren Anstoßpunkten waagrecht zu den Senkrechten durch die Stationspunkte und verbindet die letzteren Schnitte miteinander, so erhält man eine wellenförmige Linie, deren Höhen die Massen

Tabelle 4. $k = m : 2(1 - m^2 \cdot n^2)$.

m	1,5	1,25
1 : n		
∞	0,750	0,625
10	0,768	0,635
7	0,787	0,645
6	0,800	0,655
5	0,826	0,668
4	0,827	0,692
3	1,000	0,755

angeben, wenn man den Maßstab der Massen $1m$ kleiner wählt als den Maßstab der Flächen. Die Linie heißt daher *Massenlinie*.

Als *Maßstäbe* werden empfohlen Längen $1:10000$ ($1\text{ cm} = 100\text{ m}$), Höhen $1:500$ ($h = 1\text{ cm} = 5\text{ m}$), x -Achse des Profilmassstabes und Flächen $F = 1\text{ cm} = 50\text{ m}^2$. Massen $\Delta M = F \cdot l = 1\text{ cm} = 50 \cdot 100 = 5000\text{ m}^3$. Im Beispiel (Abb. 1c) ist für eine *eingleisige Hauptbahn im Hügelland* bei Damm: $B = 5,70\text{ m}$, $f = 0,02$, $\varphi = 0,05$, $m = 1,5$, $OD = 2h_0 = 3,80\text{ m}$, $F_0/0,98 \cdot 1,05 = 5,25\text{ m}^2 = q$ und bei Einschnitt: $B_1 = 9,70\text{ m}$, $m = 1,25$, $OE = 2h'_0 = 7,75\text{ m}$, $(F'_0 - 2g)/0,98 = 17,90\text{ m}^2 = p$.

5. Handhabung des Verfahrens. Nach Abb. 1d ist das Längenprofil in senkrechte Streifen von je $l = 100\text{ m}$ (Stationsabstand) geteilt. Man addiert mit dem Zirkel 2 benachbarte Höhen $h_a + h_b$, setzt diese im Profilmassstab (Abb. 1c) von E nach oben bis 1 ab, geht waagrecht bis Punkt 2 der Parabel und senkrecht herunter bis Punkt 4 auf dem Strahl für $1:n$ z. B. = 4. Die Höhe zwischen 4 und 3 auf der Waagrechten p ist F_{mes} , der Querschnitt des mittleren Einschnittsprofils. Auf den Senkrechten durch die Übergangspunkte von Einschnitt zu Damm des Längenprofils reiht man für Einschnitte nach oben und für Dämme nach unten die F_m -Strecken aneinander und geht an den Anstoßpunkten waagrecht zu den Senkrechten durch die Stationspunkte. Die Verbindung der Schnittpunkte ergibt die *Massenlinie* (Abb. 1e).

Ist an den Übergangspunkten die Erdkörperlänge a kleiner als die Stationslänge l , so ist der Inhalt des Mittelquerschnitts auf den Stationsabstand l bezogen $F'_m = F_m \cdot a/l$. Je höher die Einschnitte und Dämme, um so steiler ist die Massenlinie. Bei Brücken ist sie waagrecht, bei Wegrampen verläuft sie senkrecht. Ist die Dammhöhe größer als 16–18 m, so sind Brücken, bei Einschnitten tiefer als 25 m Tunnels wirtschaftlicher.

6. Mittlerer Förderweg. Zieht man durch die Massenlinie eine Waagrechte, so gleichen sich die Damm- und Einschnittsmassen zwischen zwei Schnittpunkten aus. Diese Waagrechte heißt die *Verteilungslinie*. Lotet man deren Schnittpunkte auf das Längenprofil, so erhält man die *Fördergrenzen*, zwischen denen sich die Massen ausgleichen. Die Ordinaten zwischen der Verteilungslinie und den freien Ästen der Massenlinie sind die *seitlich abzulagernden* oder seitlich zu *entnehmenden* Massen.

Der Abstand der Schwerpunkte der sich ausgleichenden Einschnitt- und Dammmassen, die durch die Massenlinie CPK (Abb. 1e) als aufsteigender und fallender Linienzug über der Verteilungslinie CK dargestellt sind, ist der *mittlere Förderweg* $x'_0 + x'_0'$. Die größte Höhe PQ ist gleichbedeutend mit den Damm- und Einschnittsmassen, die einander ausgleichen. Den *mittleren Förderweg* $x'_0 + x'_0'$ erhält man durch Verwandlung der Flächen CPQ und KPQ in flächengleiche Rechtecke von der Höhe QP , deren Grundlinien die Schwerpunktabstände x'_0 und x'_0' sind. Praktischer ist es, die Flächen CPQ und KPQ geometrisch durch sog. „Eckenabstoßen“ oder mit dem Augenmaß in zwei Dreiecke von der Höhe PQ und den Grundlinien $2x'_0$ und $2x'_0'$ zu verwandeln. Welche Verteilungslinie die wirtschaftlichste Massenverteilung gibt, wird später erörtert.

Im „Bahn-Ingenieur“ (1934) S. 344, ist in der gleichen Weise wie für Dämme und Einschnitte (mit voller Planumsbreite) auch ein *Profilmassstab für Anschnitte* wiedergegeben. In der Massenlinie ist hier die Längs- und Querverförderung (letztere für den Querausgleich) getrennt dargestellt.

7¹ Berücksichtigung der neuzeitlichen Böschungsgestaltung der Reichsautobahnen bei der Erdmassenermittlung. Statt der einheitlichen Böschungsneigung wird auf Autobahnen bei Dämmen der Böschungsfuß, bei Einschnitten die obere Böschungskante ausgerundet. Bei der Massenermittlung berücksichtigt man dies durch Zusatzflächen $2F$ für den Zuwachs beiderseits der Bahnachse. Diese Zusatzflächen werden von dem Ergänzungsdreieck F_0 bzw. F'_0 der Querschnitte nach Abb. 1a und b abgezogen. Bei den Einschnitten sind außerdem noch wie bisher die Grabenflächen $2g$ abzuziehen. Bei den Dämmen ist daher

¹ Profilmassstab für Reichsautobahnen s. W. MÜLLER: Massenermittlung, Massenverteilung und Kosten der Erdarbeiten, Berlin 1942.

in gewachsenen Boden umgerechnet die Ergänzungsfläche nur $(F_0 - 2 \Delta F) : (1 + \varphi) \text{ m}^2$. Es ist φ die bleibende Auflockerung nach Tabelle 3. Bei verdichtetem Boden kann man $\varphi = 0$ setzen. Bei Einschnitten ist die Ergänzungsfläche $F'_0 - 2(\Delta F + g)$. Im Profilmabstap sind dann für diese Werte die Waag-rechten p und q der Abb. 1 c im Abstand von der x -Achse zu zeichnen. 1. *Dämme*

a) mit *üblicher* Ausrundung: $2 \Delta F = 6,0 \text{ m}^2$; b) mit *weicher* Ausrundung: $2 \Delta F$ wächst von 0 bis 22 m^2 bei Dammhöhen $h = 0$ bis 5 m. Die Zwischenwerte sind hiernach zu interpolieren. Bei $h = 5 \text{ m}$ und mehr ist $2 \Delta F = 22 \text{ m}^2$.

2. *Einschnitte*. a) Mit *knapper* Ausrundung: $2 \Delta F$ wächst von 0 bis $7,5 \text{ m}^2$ bei $h = 0$ bis 2 m, $2 \Delta F$ fällt von $7,5$ bis 0 m^2 bei $h = 2$ bis 3 m. b) Mit *üblicher* Ausrundung: $2 \Delta F$ wächst von 0 bis 14 m^2 bei $h = 0$ bis 3 m, $2 \Delta F$ fällt von 14 bis 0 m^2 bei $h = 3$ bis 5 m.

Der Inhalt eines Straßengrabens von 2,5 m oberer Breite und 0,3 m Tiefe ist bei parabolischer Ausrundung $g = 2 \cdot 2,5 \cdot 0,3 : 3 = 0,5 \text{ m}^3$, also $2g = 1 \text{ m}^3$.

II. Bauausführung und Grundlagen für die Kostenermittlung.

A. Vorbereitungs- und Abschlußarbeiten.

1. Herstellung der Zugänglichkeit zu den Arbeits-, Lager- und Werkplätzen.

2. Einrichtung des Werkplatzes, auf dem sich Baubuden, Geräteschuppen, Werkstätten, Lokomotivschuppen, Unterkunfts- und Verpflegungsräume befinden. Der Werkplatz ist etwa in der Mitte des Bauloses, meist im Übergang vom Damm zum Einschnitt, mit Gleisverbindung zu jedem Förderabschnitt anzulegen.

3. Beschaffung und Anliefern sämtlicher Arbeits- und Fördergeräte. Hierfür ist eine *Geräteliste* aufzustellen, getrennt nach Förder- und Gewinnungsbetrieb. Sie enthält Angaben über Stückzahl, Gewichte, Tarifklasse und Anschaffungskosten der einzelnen Geräte nebst den Hundertsätzen für Zins, Abschreibung und Instandsetzung, sowie über Tageskosten hierfür, unter Berücksichtigung der Betriebszeiten, die für zwei Schichten zu verdoppeln sind.

Preise und Gewichte siehe Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten, herausgegeben vom Reichsverband des Ingenieurbauwes, Berlin 1940.

4. Kosten entstehen bei den *Vorbereitungsarbeiten* durch a) *Eisenbahn* und *Straßentransporte* (s. S. 693); b) *Verladen der Geräte* und sonstiger Einrichtungsgegenstände für die Baustelle. Als Zeiten für das einfache Auf- oder Abladen der Geräte sind einzusetzen bei Fördergleisen von

	60 cm	90 cm
	Spurweite	Spurweite
für Lokomotiven, Kippwagen einschl. Einsetzen		
ins Baugleis	4,0 h/t	5,0 h/t
für Schienen und Kleineisenzeug	0,8 „	1,5 „
für Weichen	1,0 „	1,6 „
für Schwellen	1,3 „	1,7 „
für Baubuden, Kleingerät	0,6 bis	0,8 h/t
für Bagger	4,0 „	5,0 „

Das betriebsfertige Herrichten der Lokomotiven und Wagen ist in diesen Zeiten nicht enthalten. Für Umladen sind die 1,5fachen Zeiten einzusetzen. Ladetrupp: 1 Vorarbeiter und 7 Mann.

c) *Zusammenbau*. Eine Lokomotive von 60 cm Spur erfordert 8 Maschinisten- und 8 Heizerstunden, bei 90 cm Spur die doppelte Zeit. Für Kippwagen bei 60 cm Spur 1,5 Arbeiterstunden je Wagen, bei 90 cm Spur 3—5. Für Löffelbagger

vom Löffelinhalt	1,0	1,5	2,5 m ³
1 Baggermeister und 10 Mann	6	10	12 Tage

Für Herstellen der Baubuden je m³ Holz 45 Zimmererstunden. *Gleisvorstrecken*¹. 1 Schachtmeister und 10 Mann strecken in 8 Std. 200 m Gleisrahmen oder 150 m

¹ Leistungsrichtsätze für Bauarbeiten, Berlin.

Gleis auf Holzschwellen von 60 cm Spur oder 100 m Gleis von 90 cm Spur vor. Für Abbau vorstehender Geräte $\frac{2}{3}$ der Aufbaukosten.

d) *Abdecken von Mutterboden, Rasenschälen und Rodungsarbeit.* 1 Schachtmeister und 20 Mann heben in 8 Std. 120 m² Mutterboden ab und setzen ihn seitlich bis zu 50 m aus. 1 Vorarbeiter und 8 Mann schälen in 8 Std. 250 m² Rasen und setzen ihn seitlich aus. Rodungsarbeiten 0,5 Std./m², Planierungsarbeiten nach dem Baggern 0,27 Std./m² Grundfläche.

Böschungsschutz. Zum Andecken einer 15 cm starken Humusschicht und zum Besäen oder zum Belegen mit Rasenstücken sind 0,3 Std. je m² erforderlich. Bei hohen Böschungen ist für je 2,5 m Hebung des Bodens ein Zuschlag von 0,15 Std. erforderlich. Bei Querneigung des Geländes über 1:10 ist der Untergrund abzutragen.

e) *Verzinsung des Betriebskapitals.*

f) *Verzinsung z, Abschreibung a und Instandsetzen i der Geräte.* *Verzinst* wird der jeweils noch nicht abgeschriebene Teil des im Gerät angelegten Kapitals. Man rechnet daher die Verzinsung des halben Anlagekapitals auf die Lebensdauer des Geräts. Dieser Betrag ist in den Betriebszeiten aufzubringen. Unter *Abschreibung* versteht man das Ansammeln einer der Wertverminderung eines Geräts entsprechenden Summe während seiner Lebensdauer bis zur Höhe des Neubeschaffungspreises. Nur in der Betriebszeit liefert das Gerät Erträge. Es muß also die Summe der Abschreibungen bezogen auf die Betriebszeiten des Geräts dessen Beschaffungspreis ergeben. Neue Geräte haben hohe Abschreibungssätze und niedrige Instandsetzungskosten. Abschreibungs- und Instandsetzungskosten sind in jedem Alter nahezu gleichbleibend. Nach der vom Reichsverband des Ingenieurbaues herausgegebenen „Selbstkostenermittlung der Bauarbeiten“, Berlin 1934 gelten bei 8 Stundenbetrieb folgende Mittelwerte für Abschreibung und Instandsetzung: Wagen und Baubuden $a = 23\%$, $i = 3\%$, Lokomotive, Bagger, Krane, Gleisrückmaschinen, Planierungspflüge, Lastkraftwagen und Anhänger $a = 16\%$, $i = 4\%$, Weichen, Drehscheiben, Pumpen, Lokomobile, Werkzeugmaschinen $a = 12\%$, $i = 3\%$, Elektromotoren, Rollbahn- und Baggergleise $a = 10\%$, $i = 2\%$.

Wird in 2 oder mehr Schichten gearbeitet, so ist mit einer entsprechend stärkeren Abnutzung der Geräte zu rechnen.

g) zu a) bis f) ist ein *Zuschlag für Geschäftsunkosten*, Wagnis, Gewinn und Umsatzsteuer zu machen. Seine angemessene Höhe unterliegt Schwankungen innerhalb weiter Grenzen. Ungefährer Anhalt etwa 21% nach dem Buch „Der angemessene Preis im Straßenbau“ Berlin 1936.

f) und g) werden zweckmäßig für die gesamte Bauzeit am Schluß der Gesamtrechnung aufgestellt.

Die *Schlußarbeiten* bestehen aus:

α) Nachbearbeitung der Einschnitte, Abdeckung der Böschung mit Mutterboden, Ansäen und Belegung der Böschung mit Rasenstücken (s. vorher unter d).

β) Auseinandernehmen der Geräte, Abbauen der Gleise und Abbrechen der Baubuden (s. unter c).

γ) Verladen und Rückbeförderung der Geräte (s. unter a und b).

Für Vorbereitungs- und Abschlußarbeiten ist ein *Zeitplan* aufzustellen [s. K. ДИЕКЕ: „Der Bahn-Ingenieur“ (1935) S. 798].

B. Bodengewinnung.

Die Kosten für Bodengewinnung unterteilt man in die von den Erdmassen M m³ abhängigen Kosten $a_g \cdot M$ und die davon unabhängigen u_g . Auf 1 m³ bezogen sind die Gewinnungskosten $k_g = a_g + u_g/M$. Zu u_g gehören die Kosten für Verladen, Fracht, Auf- und Abbau sowie ein Teil der Gerätekosten (Verzinsung, Abschreibung und Unterhaltung), zu a_g die Betriebskosten, insbesondere Löhne und Betriebsstoffe, in Abhängigkeit von Bodenart und Stundenleistung. Bei Handbetrieb überwiegen die Löhne, bei Baggerbetrieb die von der Erdarbeit unabhängigen Kostenteile u_g . Hat man sich hiernach z. B. für Baggerbetrieb

entschieden, so grabt man mit ihm auch die flachen, an sich für diesen Betrieb unwirtschaftlichen Einschnitte.

1. Bodengewinnung bei Handbetrieb.

Tabelle 5. Grabarbeit.

Boden- klasse	Bodenart	Geräte	Lösen und Laden durch 1 Arbeiter bei günstigen ungünstigen Verhältnisse		Geräte- kosten in % des Lohnes
			m ³ /h	m ³ /h	
1	schlammiger Boden	Schöpfgefäß	1	0,5	1
2	Mutterboden, loser Sand, Kies	Spaten oder Schaufel	2	0,85	2
3	sandiger Lehm, leichter Ton	Hacke oder Spaten	1,1	0,55	2
4	Ton, Lehm, schwerer Gruben- kies, steiniger Boden	Keile	0,4	0,2	3

Ungünstige Verhältnisse sind gegeben bei Wasserhaltigkeit des Bodens und bei engen Baugruben. Hier kann noch ein Kostenzuschlag von 15—30 % in Frage kommen.

Tabelle 6. Sprengarbeit.

Boden- klasse	Bodenart	durch 1 Arbeiter werden gelöst		Bohrlöcher lfd. m/m ³	Sprengstoff kg m ³
		m ³ /h	geladen m ³ /h		
4	fester Boden	0,5	—0,4	0,05—0,2	0,05—0,1
5	Fels				
	a) im Steinbruch	0,2	—0,125	0,4 —0,8	0,2 —0,5
	b) in großer Baugrube	0,125—0,08	0,5 —0,33	0,8 —1,2	0,4 —1,0
	c) in enger Baugrube	0,08 —0,03	0,5 —0,33	1,2 —2,0	1,2 —2,0
	d) Stollen	0,05 —0,025	0,5 —0,33	2,0 —4	1,5 —4,0

Gerätekosten betragen etwa 5 % des Lohnaufwandes.

Leistung der Bohrmaschinen. (Preßlufthammer s. Maschinenkunde.) Bei einer Länge des Bohrloches von 1—2 m und einem Durchmesser von 3—6 cm beträgt die Arbeitszeit für 1 lfd. m Bohrloch etwa 2 Std. Stromverbrauch 5 kWh. Hierzu kommen noch 0,5 RM. Gerätekosten.

2. Bodengewinnung mit Bagger. Für Bodenklassen 1—3 kommen Eimerkettenbagger, für Bodenklasse 1—4 Löffelbagger in Frage. Zum Laden der Bodenklasse 5 dienen Löffelbagger und Greifbagger. Eimerkettenbagger mit Gleis- und Raupenfahrwerken werden vielfach zum Aushub der Kanäle verwendet (vgl. Maschinenkunde).

Arbeitsweise der Löffelbagger. Wegen Wasserabfluß ist mit dem Baggern stets am unteren Einschnittende zu beginnen. Wenn man beim Vorkopfbaggern die Gleise für die Bodenabfuhr hinter dem Bagger auf die Einschnittsohle legt, und der Bagger hinter sich abläßt, so sind hierfür 2 Gleise erforderlich, die in einer Entfernung von Zuglänge durch eine Gleiskreuzung verbunden sind. Am Gleisende werden 2 Wagen abwechselnd gefüllt. Zum Rangieren sind 2 Lokomotiven notwendig. Vorteilhafter wird das Baggergut in hochstehende Wagen entleert, die am Bagger vorbeigezogen werden. Gegebenenfalls stellt man den Einschnitt in mehreren Höhenabschnitten her. Sind große Massen in Dauerbetrieb zu baggern, so kommen Bagger mit Löffelinhalt von 2 m³ und mehr in Frage, die auch eine größere Reißkraft als kleinere haben. Die Wagen werden meist durch 1—2 Löffelspiele gefüllt. Füllen mit 2 Spielen ist vorteilhafter, da bei Wagen mit großer Grundfläche der Bagger nicht so viel daneben wirft. Bei beschränkten Raumverhältnissen und flachen Einschnitten ist kleinerer Löffelinhalt zu wählen.

3. Grundlagen für die Kostenermittlung des Baggerbetriebs und Kippbetriebs.

a) *Kosten für Zins, Abschreibung und Instandsetzung der Geräte.* Sie sind für die Vorbereitungs-, Bau- und Abschlußzeit (Betriebszeit) anzusetzen (vgl. II A 4f).

Tabelle 7.

Umbaubagger auf Raupenketten (Orenstein u. Koppel A.G.). Er arbeitet als Hochlöffel-, Tieflöffel-, Schleppschaufel- und Greiferbagger mit Dampf-, Diesel- oder Elektromotorenantrieb.

Typ	Hochlöffel-, Tieflöffel- Schlepp- schaufel Inhalt m ³	Greifer	Kon- struk- tions- gewicht	Abtrag- höhe ¹ bei Hoch- löffel	Bei 100° Schwenkwinkel ² Dauer- leistung L_n in Wagen geladen.			Kohlenverbrauch je Bagger- stunden kg/h
					Bodenart			
					leicht	mittel	schwer	
	m ³	t	m	m ³ /h	m ³ /h	m ³ /h		
6*	0,8	0,8	32	1—2 3—8	80 100	54 65	25 28	70
9	1,2	1,0	50	1,5—3 3,5—10,3	110 140	75 92	50 58	80
14	1,6	1,4	75	2—3 4—12	150 190	100 125	75 90	105
16	2,2	2,0	85	2—4 5—12,3	170 220	130 160	95 115	135
32	3,0	2,5	110	3—5 5,5—14,2	215 275	170 210	140 160	180

b) *Betriebsstoffkosten.* Den Kohlenverbrauch je Baggerstunde vgl. Tabelle 7, für Anheizen 50—100 kg täglich. Insgesamt ist ein Zuschlag von 10% für Diebstahl und Verluste hinzuzufügen. Die Kosten für Wasser, Öl und Fette frei Baustelle betragen 8—10% der Kohlenkosten.

c) *Löhne für Personal* nebst 13—15% für Sozialabgaben. *Personalbedarf:*

α) *Am Bagger:* 1 Baggerführer, 1 Klappenschläger, 1 Schmierer. β) *Auf der Kippe:* Die Größe der Kippmannschaft ist $n_k = 60 f / \alpha \cdot t_f$ Mann + 1 Schachtmeister. Es ist $f = n \cdot i \cdot (1 + \varphi)$ m³ das Fassungsvermögen eines Zuges von n Wagen in gewachsenem Boden gemessen. Hier bedeutet i m³ der Inhalt eines Wagens, φ die vorübergehende Auflockerung (Tabelle 3) und t_f die Zugfolgezeit (vgl. S. 745. Die Bodenmassen, die ein Arbeiter in 1 Stunde kippt und einbaut, sind:

$\alpha = 5$ m³/h bei leicht kippbarem Boden.

$\alpha = 3,5$ m³/h bei mittelschwer kippbarem Boden.

$\alpha = 2$ m³/h bei schwer kippbarem Boden.

d) *Verzinsung des Betriebskapitals* für Vorbereitungsarbeiten und für den ersten Monat der Bodenförderung. Die Betriebskosten der folgenden Monate und der Abschlußarbeiten werden von den Abschlagszahlungen der geleisteten Arbeit bezahlt.

e) *Allgemeine Unkosten* als Zuschlag zu a bis d (vgl. II A 4 g).

4. **Baggertage, Lohntage, Bauzeit.** Die Gesamtarbeitszeit für Baggern, Fördern und Kippen berechnet man aus der stündlichen Dauerleistung des Baggers L_n m³/h unter Berücksichtigung der Bodenart, nebst einem Zuschlag von 7—10% für Betriebsunterbrechungen.

a) *Zahl der Baggertage* bei 8 Std.-Schicht $D = 1,07 M / 8 L_n$ bis $1,1 M / 8 L_n$ Tage. Es sind M m³ die Baggermassen eines Bauloses. Hiernach werden die Betriebsstoffkosten für Baggern und Fördern berechnet.

b) *Bauzeit* ohne Vorbereitungs- und Abschlußzeit $B_z = 30 \cdot D / 23$ bis $30 D / 18$ Tage, bei 18—23 Baggertagen im Monat nach Abzug der Sonn- und Feiertage, der Regentage und der Betriebsstörung. B_z dient zur Berechnung der Gerätekosten.

c) *Lohntage.* α) für *Baggerführer* und *Klappenschläger*, *Schmierer*, *Lokführer*, *Heizer* und *Schlosser* gelten alle Wochentage also $D_{1\beta} = 25 D / 23$ bis $25 D / 18$ Tage.

β) für *Arbeiter* $D_{1\alpha} = 1,1 D$ Tage.

¹ Die größte Ausschütthöhe, falls Wagen oberhalb der Böschung, ist etwa 2 m kleiner.

² Bei 180° Schwenkwinkel (Vorkopfbaggern) 15% geringere Dauerleistung.

³ Ohne Demontage und Bahnverladen. Angaben über Eimerkettenbagger auf Gleisen und Raupenfahrwerk sowie über Schaufelradschwenkbagger s. Maschinenkunde.

C. Bodenförderung:

Für die Bodenbeförderung kommen in Frage:

1. Werfen mit der Schaufel bei Querförderung Wurfweite 3—5 m (dauernd 2,5—3 m), Wurfhöhe 2—4 m (dauernd 1,2—2,5 m). Eine Schaufel faßt i. M. $21 = 0,002 \text{ m}^3$ Boden. Jeder Wurf einschließlich Ruhepause dauert 5 Sekunden. Stundenleistung $60 \cdot 60 \cdot 0,002/5 = 1,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

2. Schubkarrenförderung. Fahrbahn: Dielen 25 cm breit, 5 cm stark, an den Enden mit Blechband beschlagen. Fassungsraum einer Karre $i = 0,07 \text{ m}^3$. Eigengewicht der Karre 30—50 kg, Karre + Ladung 60—100 kg. *Geschwindigkeit* $v_b = 0,8 \text{ m/s}$ für beladene geschobene Karre, in starken Steigungen sinkt v_b auf $0,6 \text{ m/s}$, $v_o = 1—1,2 \text{ m/s}$ für leere gezogene Karre. *Dauernde Zugkraft* eines Arbeiters $Z = 15 \text{ kg}$. *Leistung* $Z \cdot v = 15 \cdot 0,8 = 12 \text{ kg m/s}$. *Zeit zum Lösen, Laden, Fördern und Kippen* von 1 m^3 gewachsenen Boden

$$t = \frac{60}{n \cdot d} + \left(\frac{2 \cdot l}{60} \cdot \frac{2}{v_b + v_o} + a \right) \cdot \frac{1 + \varphi'}{i}$$

min/ m^3 , n Anzahl der Arbeiter, d m^3/h Arbeitsleistung je Stunde für Lösen und Laden im Handbetrieb (Tabelle 5 und 6), l m = Förderweg, $a = 1,5$ min Aufenthalt, φ' vorübergehende Auflockerung, Tabelle 3.

3. Rollbahn mit Lokomotiven¹. a) *Gleisbedarf¹* mit einem Zuschlag von etwa 33 % für Ausweichen, Vorrats- und Schuppengleise. An Gleisen müssen

einmal $1,33 l_{\text{max}}$ km vorhanden sein, wo l_{max} die größte vorkommende Förderstrecke des Bauloses ist. Andererseits muß mit Rücksicht auf die Verbindung zum Werkplatz in der Mitte des Bauloses, dessen Gesamtlänge l km ist, der Gleisbedarf $1,33 \cdot 0,5 l$ km sein. Das Schienengewicht ist $g = 10 \sqrt[3]{P^2}$ kg/m, wo P kg = Raddruck.

1. 5 m lange Gleisrahmen (Schienen einschl. Stahlschwellen) für 60 cm Spur 9—13 kg/m.

2. *Gleise auf Holzschwellen.*

Schwellenabstand. 60 cm Spur, größter 100 cm für $P = 2000$ kg
kleinster 60 cm für $P = 4000$ kg

90 cm Spur, größter 100 cm für $P = 4000$, kleinster 70 cm für $P = 6850$.

Weiche auf Holzschwellen 60 cm Spur 300—400 kg Gewicht,

90 cm Spur 500—800 kg Gewicht,

Eine Rahmengleisweiche 60 cm Spur 200 kg.

Einbaudrehscheibe für Rahmengleis 180 kg.

Tabelle 8.

	Spur cm	
	60	90
Schienengewicht kg/m . . .	12—14	25—30
Holzschwellen Länge cm . .	120	180
Breite cm	14	18
Höhe cm	12	14

Tabelle 9. Naßdampf, 2/2 gekuppelte Tenderlokomotiven (ORENSTEIN u. KOPPEL).

	Spurweite cm			
	60		90	
Dauerleistung am Triebbradumfang NPS	50	60	90	160/180
Leergewicht t	6,8	8,4	10,6	14,6
Dienstgewicht G_1 t	8,6	10,6	13,5	19,2
Rostfläche $R \text{ m}^2$	0,4	0,43	0,52	0,87
Höchstgeschwindigkeit Vkm/h	20	25	20	30
Kleinster Krümmungshalbmesser m . .	20	30	30	26

Die Zugkraft der Diesellok am Triebbradumfang ist $Z_i = \eta \cdot 270 \cdot N_{m0} : V$ kg, wo $\eta = 0,75$ für den 1. Gang und $\eta = 0,85$ für die anderen Gänge der mechanische Wirkungsgrad ist.

Betriebsstoffverbrauch (Kohlen und Rohöl) der Lok s. S. 745.

¹ W. MÜLLER: Der Bahningenieur (1934) S. 753.

Tabelle 10. Diesellokomotiven 2/2 gekuppelt (ORENSTEIN U. KOPPEL).

	Spurweite			
	60 cm		90 cm	
Dauerleistung des Motors N_{mo} PS	33	48	72	110
Leergewicht t	6,3	9,3	11,7	19,6
Dienstgewicht t	6,5	9,6	12,0	20,0
I. Gang Vkm/h	2,5—5,2		2,5—4,8	4,6
II. " "	9,0		10,5	9,2
III. " "	18,0		21,5	13,0
IV. " "				26,0

Diesellok von 110 PS auf Normalspur wird auch als Kleinlok auf Bahnhöfen zum Rangieren verwendet.

Anzahl der Weichen ergibt sich aus dem Gleisplan.

b) Lokomotiven und deren Zugkräfte. Es kommen in erster Linie zweiachsige Dampfloks sowie Dieselloks in Betracht. Widerstand des Zuges (Lok + Wagen) bei 60 cm Spur $w = 8-10$ kg/t und $6-8$ kg/t bei 90 cm je nach Lage der Gleise.

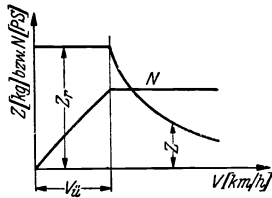


Abb. 2.

Zugkraft: Falls Leistung am Triebumfang N PS gegeben, ist die Zugkraft $Z = 270 N : V$ kg. Drückt man nach Abb. 2 die Kesselleistung durch einen gleichbleibenden Mittelwert N PS aus, dann ist die Linie der Zugkraft über der Geschwindigkeitsachse V km/h eine Hyperbel. Eine Waagrechte ist sie, wenn die höchste Zugkraft = der Reibungszugkraft $Z_r = \mu_h \cdot G_r$ kg ist. Das Gewicht auf den Triebachsen G_r ist gleich dem Lokomotivgewicht G_l t, falls alle Achsen gekuppelt sind. Es ist $\mu_h = 150-170$ kg/t die Haftreibung zwischen Rad und Schiene (bei trockenen Schienen gilt der höhere Wert). Bei gleichbleibender Geschwindigkeit ist die Zugkraft = dem Widerstand, also $Z = W = G \cdot (\pm s + w)$ kg. Hier ist $G = G_l + G_w$ t das Zuggewicht, G_w das Gewicht der angehängten Wagen, $+ s^0/00$ Steigung, $- s^0/00$ Gefälle.

c) Bauzug. a) Gewicht der angehängten Wagen $G_w = (n - 2) \cdot g_0 + 2 g_m + \gamma \cdot n \cdot i / (1 + \varphi')$ t. Hier ist $n =$ Wagenzahl, höchstens 25, erster und letzter Wagen mit Bremsen (Gewicht g_m t). Wagen ohne Bremse g_0 t. Das Fassungsvermögen des Zuges an gewachsenen Boden ist $f = n \cdot i / (1 + \varphi')$ m³, γ t/m³ das Bodengewicht für 1 m³ nach Tabelle 1. Das Zuggewicht darf nur so groß sein, daß noch mit der Reibungszugkraft auf der größten Steigung $s_h^0/00$ angefahren werden kann, also $Z_r = \mu_h \cdot G_r > G \cdot (s_h + w)$.

β) Bremsausrüstung. Bei Talfahrt werden in der Regel nur die Lok und der letzte Wagen, in starken Gefällen die Lok und entsprechend mehr Wagen gebremst. Berücksichtigt man mit 1,03 den Einfluß der sich drehenden Radmassen und ist G_b das Gewicht der gebremsten Lokomotive + Wagen, so ist die Bremsarbeit

Tabelle 11. Rollwagen (ORENSTEIN U. KOPPEL).

Muldenkipper mit 60 cm Spur			
Inhalt \ddagger m ³	Gewichte kg		
	ohne Bremse	mit Bremse	
0,75	365	450	
1,0 (leicht)	395	485	
1,0 (verstärkt)	540	655	
1,0 (niedrig)	642	768	
1,25 (Baukipper)	670	790	
1,5 (Baukipper)	895	1025	
Muldenkipper mit 90 cm Spur			
2,0	1485	1700	
Holzkastenskipper mit 90 cm Spur		Stahlkastenskipper mit 90 cm Spur	
Inhalt \ddagger m ³	Gewicht kg	Inhalt \ddagger m ³	Gewicht kg
2,0	ca 1200	2,0	ca. 2300
3,0	„ 2000—2150	3,0	„ 2550
4,0	„ 2400—2500	4,0	„ 3600
Selbstkipper		5,3	ca. 4500

$[G_0 \cdot \mu_b \cdot k + G(w - s)] \cdot l_{br} = M \cdot v^2 : 2 = 1000 \cdot 1,03 \cdot G \cdot v^2 / 2 g = 4 \cdot G \cdot V^2 \text{ mkg}$ mit $v = V : 3,6 \text{ m/s}$. Dann ist der Bremsweg $l_{br} = 4 V^2 : [w - s + (\mu_b \cdot k \cdot G_b : G)]$, wobei $\mu_b = 150 \text{ kg/t}$ Bremsreibung zwischen Rad und Bremsklotz und $k = 0,5$ bis $0,67$ das Verhältnis des Bremsklotzdruckes zum abgemremsten Gewicht infolge des Übersetzungsverhältnisses des Bremsgestanges ist. Bremszeit bei Talfahrt $t_{br} = l_{br} \cdot 2 \cdot 3,6 / V_k$. Es ist $V_k = 10 \text{ km/h}$ bei 60 cm Spur, $V_k = 15 \text{ km/h}$, bei 90 cm Spur die Höchstgeschwindigkeit bei Talfahrt.

γ) Fahrzeit. Bei gleichmäßiger Geschwindigkeit auf der Strecke $l \text{ km}$ mit der Neigung $\pm s^0/100$ ist die Fahrzeit $t = 60 l / V \text{ min}$. Hier ist mit $Z = W = G \cdot (s + w) \text{ kg V} = 270 \cdot N : [G(s + w)] \text{ km/h}$, falls N bekannt. Zu diesen Fahrzeiten kommen noch die Zuschläge für Anfahren und Bremsen, die bei mittlerer konstanter Anfahr- oder Bremskraft gleich der halben Anfahr- oder Bremszeit sind. Daher ist der Bremszeitzuschlag $t_{zbr} = 3,6 \cdot l_{br} : (60 V) = 0,06 \cdot l_{br} : V \text{ min}$.

Anfahrzeitzuschlag $t_{za} = t_a / 2 = V : (2 \cdot 3,6 \cdot 60 \cdot b_a) \text{ min}$, wo $b_a = (Z - W) : M \text{ m/s}^2$ die Anfahrbeschleunigung. Mit $Z_r = \mu \cdot G_r$ und $W = G \cdot (s + w)$ sowie $M = 1,03 \cdot 1000 \cdot G : g = 105 G$ ist $b_a = [G_r \cdot \mu - G(s + w)] : (105 G) \text{ m/s}^2$. Die Gesamtfahrzeit ist $T = \Sigma t + t_{za} + t_{zbr} \text{ min}$.

δ) Zugförderarbeit ist Widerstandsarbeit $\Sigma G(s + w) \cdot l$ plus Beschleunigungsarbeit beim Anfahren $\frac{1,03 \cdot G \cdot 1000}{2g} \left(\frac{V_a}{3,6}\right)^2 \text{ mkg}$, also $A = \frac{G}{1000} \left[\Sigma(s + w) l + 0,4 \left(\frac{V_a}{10}\right)^2 \right]$ = $\frac{G}{1000} \left[H + w \cdot \Sigma l + 0,4 \left(\frac{V_a}{10}\right)^2 \right] \text{ km!}$ $\Sigma s \cdot l = H \text{ m}$ ist der Höhenunterschied auf der Fahrstrecke $\Sigma l \text{ km}$, V_a die Geschwindigkeit nach der Anfahrzeit. Bei Talfahrt ist für die Ermittlung des Kohlenverbrauchs nur die Anfahrarbeit zu berechnen.

e) Kohlenverbrauch. 1. Bei Fahrt unter Dampf $B = A \cdot b \text{ kg}$, wo $b = 10 \text{ kg/kmt}$ Kohle, bei 60 cm Spur und $b = 8-9 \text{ kg/kmt}$ bei 90 cm Spur.

2. Bei Fahrt mit abgestelltem Dampf $B_0 = b_0 \cdot T_0 \text{ kg}$, $b_0 = 0,5 \cdot R \text{ kg/min}$ Kohle, $T_0 \text{ min}$ Fahrzeit und Stillstand bei abgestelltem Dampf, $R \text{ m}^2$ die Rostfläche (nach Tabelle 9).

3. Bei langsamem Vorrücken am Bagger und an der Kippe $B_v = b_v(t_l + t_k) \text{ kg}$, wo $b_v = 1,5 \cdot R \text{ kg/min i.M.}$, $t_l \text{ min}$ die Ladezeit und t_k die eigentliche Kippzeit ist. Für Anheizen einer Lok von $50-80 \text{ PS}$ sind 45 kg , von $150-200 \text{ PS}$ 65 kg Kohlen erforderlich. Für Diebstahl und Verlust insgesamt 10% Zuschlag.

Rohölverbrauch (Gasöl). 1. bei Fahrt mit Kraft $740 \text{ g/kmt} = 200 \text{ g/PS h}$,

2. bei abgestelltem Motor 50 g/min ,

3. bei langsamem Vorrücken i. M. 100 g/min .

ζ) Ladezeit $t_l = 60 f : L \text{ min}$, wo $f = \frac{n \cdot i}{1 + \varphi}$ m^3 das Fassungsvermögen des Zuges, $L \text{ m}^3/\text{h}$ die stündliche Leistung der Bodengewinnung. Bei Löffelbagger auf Rauenbändern und Eimerkettenbagger ist $L = L_n \text{ m}^3/\text{h}$ die durchschnittliche Dauerleistung nach Tabelle 7 und $L = 1,25 \cdot L_n \text{ m}^3/\text{h}$ die erreichbare Höchstleistung.

η) Zugfolgezeit $t_f = t_l + t_w \text{ min}$. Es ist $t_w = 3-5 \text{ min}$ für den Zugwechsel am Bagger. Bei kleineren Zügen ist der Zugwechsel häufiger und daher die Tagesleistung geringer. Bei der Dauerleistung L_n des Baggers ist $t_{fd} = t_w + (60 f : L_n) \text{ min}$, bei der erreichbaren Höchstleistung des Baggers ist die kürzeste Zugfolgezeit $t_{fk} = t_w + (60 \cdot f : 1,25 L_n) \text{ min}$. $t_{fd} - t_{fk}$ ist die Zeitreserve.

θ) Kippzeit. Innerhalb der Zugfolgezeit t_{fd} muß der Boden gekippt und eingebaut sein, also $60 f : \alpha \cdot n_k = t_{fd} \text{ min}$. $\alpha = 5 \text{ m}^3/\text{h}$ bei leichten, $\alpha = 3 \text{ m}^3/\text{h}$ bei mittlerem, $\alpha = 2 \text{ m}^3/\text{h}$ bei schwerem Boden ist die Leistung 1 Arbeiters beim Kippen und Einbauen, n_k die Zahl der Arbeiter zum Kippen und Einbauen ist hieraus zu berechnen. Zum eigentlichen Kippen sind von der Gesamtkippmannschaft n_k nur $n'_k = 0,5 n_k - 0,7 n_k$ Mann erforderlich. Die eigentliche Kippzeit des Bauzuges ist $t_k = n \cdot r \cdot q / n'_k \text{ min}$ und q nach Tabelle 12.

δ) Der Fahrplan als Grundlage der Kostenermittlung. Bei größeren Erdbewegungen handelt es sich in der Regel um 2 getrennte Arbeitsstellen für Bodengewinnung einerseits und Bodeneinbau andererseits. Zwischen beiden bewegt sich der Förderbetrieb. Es müssen Gewinnungs-, Förder- und Kippleistung

Tabelle 12.

Fassungsraum eines Wagens m ³	Anzahl r , der zum Kippen eines Wagens erforderlichen Arbeiter	Eine Kippkolonne braucht für einen Wagen eine Kippzeit von ρ min bei		
		leichtem Boden	mittelschwerem Boden	schwerem Boden
0,75—1,25 und Selbstkipper	2	0,75	1,0	1,5
1,5—2,5	3—4	1,0	1,3	1,5
3—3,5	5—6	1,3	2,0	3,0
4—4,5	7—8	2,0	4,0	5,0

aufeinander abgestimmt werden. Hierzu bedarf es eines Fahrplanes. Geschieht die Bodengewinnung durch Bagger, so sind diese in der Regel das teuerste Gerät und entsprechend möglichst auszunutzen. Anzahl der Zuggarnituren und ihr Fahrplan sind daher so zu bestimmen, daß der Bagger ununterbrochen arbeitet und das Laden nur beim Zugwechsel unterbrochen zu werden braucht. Anders ist es auf der Kippe, wo in den Zugpausen der Boden eingebaut werden muß. Bei eingleisigem Betrieb sind *Ausweichen* anzulegen (Abb. 3). Da am Bagger stets ein Zug steht, sind bei z Zuggarnituren $z - 1$ Züge auf der Strecke, für die $z - 2$ Ausweichen vorhanden sein müssen. Beladene Züge fahren an der Ausweichstelle durch, leere halten. Die der Baggerstelle benachbarte Ausweichstelle dient in der Regel auch zur Übernahme der Betriebsstoffe.

Größtmögliche Förderweiten. Beim Vortreiben eines Damms ändert sich bei gleichbleibender Zugfolgezeit mit der Kippstelle auch die für das Kippen zur Verfügung stehende Zeit. Sie darf den errechneten Wert t_k nicht unterschreiten. Ebenso darf die Baggerstelle nur so weit vortrieben werden, daß der Leerzug an der Ausweiche noch Betriebsstoff fassen und rechtzeitig zum Bagger kommen kann.

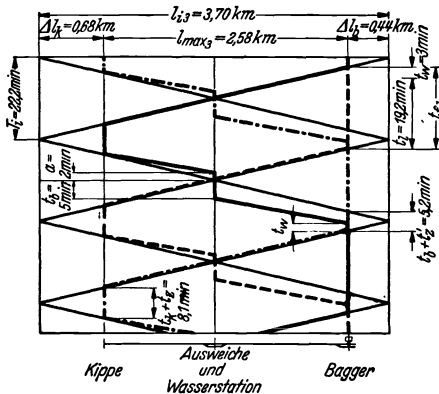


Abb. 3.

Fahrzeit auf dem Überschuß der ideellen Förderstrecke gegenüber der tatsächlichen Strecke ist gleich der Haltezeit des Zuges auf der Kippe und für Betriebsstofffassen. Von der letzten Ausweiche darf die ideelle Umkehrstelle nur so weit entfernt sein, daß der Zug innerhalb der Zugfolgezeit t_{fd} noch hin- und zurückfahren kann. Die Ausweichstellen liegen aber so, daß sie bei $z - 1$ Teilstrecken die ideelle Fahrzeit T_i in die gleichen Teile $T_i : (z - 1)$ teilen. Daher ist nach Abb. 3 $t_{fd} = 2 T_i : (z - 1)$ min, also $T_i = 0,5 \cdot (z - 1) t_{fd} = 60 l_i : V_b$ min, oder $l_i = 0,5 (z - 1) t_{fd} \cdot V_b : 60$ km ist die ideelle Förderstrecke (Abb. 3). Um die tatsächliche größte Förderlänge $max l$ zu erhalten, trägt man von den Enden der l_i -Strecke die Längen Δl_k und Δl_b km ab, das sind die in Fahrwege umgerechneten Zeiten auf der Kippe und an der letzten Ausweiche. Es ist

Verfügbare Zeit. Sie darf den errechneten Wert t_k nicht unterschreiten. Ebenso darf die Baggerstelle nur so weit vortrieben werden, daß der Leerzug an der Ausweiche noch Betriebsstoff fassen und rechtzeitig zum Bagger kommen kann. Um bei der Fahrplanbildung von den sich stets ändernden Kipp- und Baggerstellen unabhängig zu sein, bestimmt man 2 *ideelle äußerste Umkehrstellen* der Züge durch den Schnitt der Zeit-Weg-Linien des ohne Aufenthalt wendenden Zuges gleichbleibender Geschwindigkeit V_b km/h (beladener Zug). Der Abstand dieser Umkehrstellen ist die ideelle Förderstrecke l_i km. Es ist die ideelle Fahrzeit $T_i = 60 l_i : V_b$ min. Die

also $\max l = l_i - (\Delta l_k + \Delta l_b)$ km mit $\Delta l_k = 0,5 V_b \cdot (t_k + t_z)/60$ und $\Delta l_b = 0,5 V_b \cdot (t_b + t'_z) : 60$. Es ist $t_k =$ Kippzeit, $t_b = 3-5$ min für Betriebsstoffassen, t_z und t'_z sind die Zeitzuschläge für Anfahren und Bremsen. t_w ist die Zeit, um die der Leerwagenzug vor Abfahrt des beladenen Zuges am Bagger, $a = 2$ min ist die Zeit, die er vor dessen Durchfahrt an der Ausweiche sein muß. Diese Zeit a fährt der Leerwagenzug mit erhöhter Geschwindigkeit wieder ein. Durch die beiden Gleichungen für $\max l = l_i - (\Delta l_k + \Delta l_b)$ und $t_{fa} = t_w + 60f : L_n$ ist die größte Förderstrecke abhängig von der Baggerleistung, der Kippleistung und der Zugförderleistung, und weiterhin von der Zahl der Zuggarnituren, der Geschwindigkeit, dem Fassungsvermögen des Zuges, der Zugfolgezeit und der Zeit für Betriebsstoffassen. Um nicht für geringe Bodenmengen eine weitere Zuggarnitur einzusetzen, kann man $\max l$ verlängern 1. durch Verminderung der Baggerleistung, 2. durch Erhöhung von V_b . Abb. 3 zeigt den Fahrplan für 3 Zuggarnituren (Talförderung).

e) *Kosten für Bodenförderung.* Es sind die Kostenanteile:

1. *Betriebsstoffkosten:* Kohlen und Rohölverbrauch s. II C 3 c z. Für die anderen Betriebsstoffe ist ein Zuschlag von 10% zu den Kohlenkosten zu machen

2. *Löhne des Zugpersonals.*

3. *Zinsen des Betriebskapitals* für die Vorbereitungsarbeiten und den 1. Monat der Erdbewegung.

4. *Zins, Abschreibung und Instandsetzungskosten der Geräte* während der Vorbereitung-, Bau- und Abschlußzeit (siehe S. 740).

5. *Allgemeine Unkosten* als Zuschlag zu 1 bis 4 i. M. 21% (vgl. S. 740).

f) *Die günstigste Massenverteilung.* Sie wird bestimmt durch die billigsten Förderkosten. Es ändern sich mit der Förderstrecke (Berg- oder Talfahrt) die *Betriebsstoffkosten* und mit der Zahl der Zuggarnituren nur die *Löhne des Zugpersonals* je m^3 Bodenförderung. Die Zinsen für Betriebskapital und die Gerätekosten für Fördern werden durch die Massenverteilung nicht beeinflusst. Es sind die Kosten für den Betriebsstoffverbrauch je Zugumlauf, wie angegeben zu berechnen und durch das Fassungsvermögen f des Zuges zu teilen, um k_b Pf./ m^3 zu erhalten. Anteil für Anheizen und Verlust ist hierbei zu berücksichtigen. Ebenso ist der Lohnanteil k_l Pf./ m^3 aus Stundenlohn für Lokführer und Heizer (D_{lb} Lohntage) und für Bremser (D_{la} Lohntage) unter Berücksichtigung der Sozialabgaben und der Lohntage zu ermitteln, die man mit der Umlaufzeit eines Zuges vervielfältigt und durch dessen Fassungsvermögen f teilt.

Nach Abb. 4 zeichnet man für Berg- und Talfahrten und für jede Zahl der Zuggarnituren aus Betriebsstoffkosten und Löhnen über der Förderweite l die geradlinigen Kostenlinien als Förderkostenmaßstäbe. In der Massenlinie (Abb. 1e), in der bereits die größten Förderweiten $\max l$ für 2 und 3 Zuggarnituren eingetragen sind, trägt man versuchsweise einige Verteilungslinien ein und wertet jede dieser Massenverteilungen mit den Förderkostenmaßstäben (Abb. 4) aus, um das Optimum zu erhalten. Hierfür bestimmt man zunächst in Abb. 1e die mittleren Förderweiten l_{02} und l_{03} , der mit 2 oder 3 Zuggarnituren zu bewegenden Erdmassen. Für diese mittleren Förderweiten greift man im Förderkostenmaßstab die Kosten in Pfg./ m^3 ab, vervielfältigt sie mit den zugehörigen Massen und zählt die Werte zusammen. Die kleinsten Kosten liefern die günstigste Verteilungslinie (Verteilungslinie I. Ordnung).

Gleichen sich die Massen nicht aus, so sind für die Massen der Seitenentnahme und Seitenablagerung außer den Förderkosten nach dem Fördermaßstab noch die für den Grunderwerb hinzuzufügen.

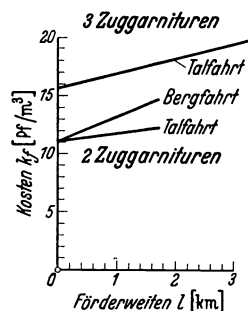


Abb. 4. Förderkostenmaßstäbe

Verteilungslinien zweiter Ordnung. Sind zwischen einem großen Einschnitt und einem großen Damm kleinere Massen zu bewegen, oder liegt zwischen 2 großen Einschnitten ein kleiner Damm, so sind die zwischenliegenden Massen erst auszugleichen, bevor am großen Einschnitt die Förderung beginnt. Der Ausgleich der großen Massen geschieht durch die eben genannten, versuchsweise gelegte Verteilungslinie erster Ordnung. Die kleineren Massen sind durch die Verteilungslinie zweiter Ordnung auszugleichen, die nicht zu berechnen ist. Sie ist unter Anpassung an den Bagger- und Förderbetrieb so zu legen, daß möglichst Talförderung mit demselben Gerät entsteht.

g) *Bauprogramm* (Abb. 1f). Längenprofil, Massenprofil und Bauprogramm sind untereinander über die Bahnachse zu zeichnen, die durch die Fördergrenzen senkrecht unterteilt ist. Die Bodenbewegung ist im Bauprogramm zwischen den Fördergrenzen in zeitlicher Reihenfolge bei Talförderung durch Dreiecke, bei Bergförderung durch Vierecke dargestellt. Die Höhe der Dreiecke und der Abstand der waagrechten Viereckseiten sind die Förderzeiten der Massen. Die eine schräge Linie mit Pfeil gibt den Baggervortrieb an, die andere die Länge des Dammvortriebes. Zwischen die einzelnen Förderabschnitte tritt eine Umstellungszeit von 1—2 Tagen. Die Arbeitsstellen sind örtlich und zeitlich im Bauprogramm so einzuzeichnen, daß sie sich gegenseitig nicht behindern. Die Zeiten für Vorbereitungs- und Abschlußarbeiten sind als Streifen im Bauprogramm vor und hinter den Förderzeiten darzustellen, falls man sie nicht in die Einzelarbeiten unterteilt.

h) *Einteilung der Baulose.* Zunächst sind die natürlichen Fördergrenzen, z. B. Tunnels und große Viadukte, die nicht durch Rollbahnen umgangen werden können, festzustellen. Baustellen für kleinere Bauwerke kann man mit Holzgerüsten überschreiten. Nach Möglichkeit sollen die natürlichen Fördergrenzen auch Grenzen des Bauloses sein. Fehlen solche Grenzen, dann ist die Größe des Bauloses nach der verfügbaren Bauzeit festzulegen, die durch technische und wirtschaftliche Gesichtspunkte bestimmt wird. Erstere sind maßgebend bei Abhängigkeit der Bauzeit von den Terminen für andere Bauten, letztere, wenn Bewilligung der Geldmittel von bestimmten Zeitabschnitten (Etat) abhängt, oder wenn die günstige Konjunktur ausgenutzt werden soll. Je nach der Dauer der in Aussicht genommenen Bauzeit hat man die durchschnittliche Tagesleistung der Förder- und Baggergeräte unter Berücksichtigung der Steigungen, Einschnitttiefen und Bodenarten zu bemessen. Hiernach sind dann an Hand des Längen- und Massenprofils die Baulose abzugrenzen.

4. **Förderbänder.** Fahrbare Förderbänder zur Bodenbeförderung auf Lastkraftwagen oder Rollwagen sind 7,5—20 m lang und 40—50 cm breit. Es können mehrere hintereinander geschaltet werden. Beladung mit Schaufeln von 3—4 Mann Förderleistung ungefähr 10 m³/h (s. Maschinenkunde).

5. **Spülverfahren.** In Spülrohren von 25—80 cm \varnothing wird mit 2,5—4,5 m/s Fördergeschwindigkeit ein Gemisch von sandigem und sandig-tonigem Boden und Wasser (1:3 bis 1:6) zur Aufspülung von Dammen bis 3 km gefördert. Gewonnen wird der Boden durch Saugbagger oder mit Eimerkettenbagger und dann mit Wasser gemischt. Leistung 100—1000 m³/h¹.

D. Dammbau.

1. **Grundsätze** für die wirtschaftliche, dauerhafte und schnelle Herstellung aller Erdarbeiten:

- a) die Baustelle ist trocken zu halten und Wasserzufluß von ihr abzuhalten;
- b) raschen Inangriffnahme des Baues an mehreren voneinander unabhängigen Arbeitsstellen mit großen Arbeitsflächen;
- c) gleichmäßige und dauernde Inanspruchnahme aller Arbeitskräfte;
- d) möglichste Vermeidung von Förderungen in der Steigung sowie von kleineren Mengen auf große Entfernung.

¹ Vgl. ZILL: Studie zu einem Hydro-Erdbau, Bautechnik 11 (1933) S. 671.

2. Gestalt der Dämme. Für die Böschungsneigung ist die zu verwendende Bodenart maßgebend. Mit dem allmählichen Verschwinden der vorübergehenden Auflockerung verändert sich die Gestalt der Dämme, die deshalb höher und breiter zu schütten sind. Richtige Annahmen hierüber können sich nur auf vielfache Erfahrungen gründen.

WINKLER gibt (Abb. 5):

1. für waagrechtes oder wenig geneigtes Gelände:

	Δh	$\Delta b = \Delta_1 b$
bei lehmigem oder tonigem Schüttungsboden	$1/12 \cdot h$	$1/8 \cdot h$
bei sandigem Boden	$1/23 \cdot h$	$1/15 \cdot h$
bei Dammerde	$1/14 \cdot h$	$1/9 \cdot h$
bei Steinschüttung	$1/40 \cdot h$	$1/40 \cdot h$

2. für stärker geneigtes Gelände ist zur Bestimmung von $\Delta_1 b$ zu setzen:

$$h = H + \frac{h_1}{2}.$$

3. Eignung der Bodenmassen zu Dammschüttungen. Am tauglichsten sind wasserdurchlässige, im Wasser aber nicht auflösbare und leicht zu verbauende Bodenmassen, die genügende Tragfähigkeit besitzen und sich nicht sperrig schütten.

Von Pflanzenteilen stark durchsetzte Bodenarten — Moor, Torf, Schlick, Schlamm — sind von der Verwendung auszuschließen, Lehm ist vor den Einflüssen des Wassers auf das sorgfältigste zu schützen, Ton gibt lockere, längeren Setzungen unterworfenere Dämme. Sand und Kies eignen sich am besten zur Schüttung. Leicht verwitterndes Gestein muß eine Überdeckung zum Schutz gegen die Einwirkung der Luftfeuchtigkeit erhalten, festes Gestein liefert sehr trockene, sich wenig setzende Dämme, die dann, wenn die Steine an den Böschungen regelrecht gepackt werden, steiler geböschet werden können.

Sehr gefährlich ist das Verbauen von Massen, die von Wasser durchzogen sind, namentlich aber von gefrorener Erde. Alle Frostballen sind daher auszusetzen, bis sie durchtaut sind.

4. Herstellung der Dämme. Ausführung der Schüttung so, daß der Damm in sich eine möglichst große Festigkeit erhält.

a) Am besten *Lagenschüttung* (Abb. 6), Einbau in einzelnen, nahezu waagrechtan, am besten 1—1,5 m hohen Schichten in voller Dammbreite, jede Stelle

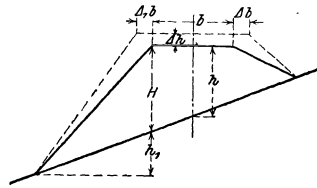


Abb. 5.



Abb. 6a u. b.

jeder Schicht wird durch die Förderung der Massen gedichtet. Bei Verwendung von Rollbahnen steigt die Schichthöhe auf 3—6 m.

b) Bei der *Kopschüttung* stellt man den Damm sofort in voller Höhe und Breite her, indem man den Boden vom Übergangspunkte her in der Längsrichtung des Dammes abstürzt. Sie liefert befriedigende Dämme, weil das Bestreben zu Verschiebungen nur in der Längsrichtung des Dammes auftritt und hier genügenden Widerstand findet. Feste Schüttgerüste gewähren eine dauernd unveränderliche Lagē der Gleise und eine erhebliche Beschleunigung der Arbeit, sie sind an der Brennerbahn bis 50 m Höhe verwendet worden.

c) Bei *Seitenschüttung* (Abb. 7) wird von einem Dammkern oder bei Anschnitten von der Übergangslinie zwischen Einschnitt und Damm aus die Schüttung meist

in voller Höhe aus einzelnen Schichten gebildet, deren Begrenzungsflächen unter dem Reibungswinkel des Schüttdodens parallel zur Dammachse liegen, daher Bestreben zur seitlichen Abrutschung. Deshalb bester gleichmäßiger Schüttdoden Voraussetzung. Seitenschüttung gestattet sehr lange Wagenzüge ohne zeitraubende Verschiebearbeiten auf einmal zu entleeren; rascher Arbeitsvorgang.

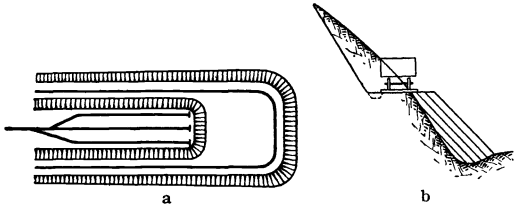


Abb. 7a und b.

Dammkern frei stehender Dämme meist mit Kopfschüttung, oft unter Zuhilfenahme von Sturzgerüsten vorgetrieben.

Besondere Vorsicht erheischt die *Einschüttung der Bauwerke*. Sie hat jederzeit gleichzeitig und gleichmäßig auf beiden Seiten des Bauwerkes in

dünnen, waagrechten, sorgfältig zu stampfenden Lagen zu geschehen.

Verdichtung der Dämme. Walzen eignen sich nur bei bindigen Bodenarten und bei einer Schütthöhe von etwa $\frac{1}{3}$ m. Bei weichem Boden sind die Walzen zu ziehen. Bei Verdichtung mit schwerer Fallplatte (2 t) ist Schütthöhe höchstens $\frac{3}{4}$ m, bei leichteren Stampfgeräten von 500—1000 kg ist die Schütthöhe 0,4 bzw. 0,6 m. Diese Höhen sind bei Sand- und Kiesschüttung um etwa 25% zu erhöhen. Werden die Dämme verdichtet, so ist kein Sackmaß vorzusehen. Kreuzt ein Damm ein Moor, so ist dieses bei 1,5—5 m Tiefe auszubaggern und bei mehr als 5 m Tiefe durch Sprengen zu beseitigen. Seichtes tragfähiges Moor unter 1,5 m Tiefe kann unter Dämmen bleiben. Bei hohen Dämmen ist unter jedem Böschungsfuß ein Streifen von mehreren Metern Breite auszubaggern und mit Sand oder Kies zu verfüllen.

E. Die Sicherung der Erdkörper.

Der Bestand der Erdkörper ist zu schützen gegen die Einwirkungen der Luft, des Wassers, des Frostes und der Verwitterung.

1. Schutz der Böschungen. Es kommt in Frage *a) Abdecken mit Mutterboden*, der 15 cm stark aufgebracht, festgeschlagen und angesät wird oder *b) Andecken mit Flach- oder Kopffrasen*. Dieser wird verlegt, nachdem sich der Damm gesetzt hat, Rasenziegel 25×20 cm, 8 cm stark. Für Flachrasen ist nötigenfalls vorher 10 cm Mutterboden auf die Böschung zu bringen. Böschung meist 1:1. Kopffrasen eignen sich zur Bildung der Böschungskegel und zur Ausbesserung abgerutschter Böschungen.

c) Böschungspflaster mit rohen Bruchsteinen von 20—25 cm Stärke wird in Sand verlegt. Böschungsneigung 1:1; entlang von Gewässern ist am Fuß gewöhnlich eine größere Steinpackung zu verlegen, die gegebenenfalls durch eingeschlagene Schienen oder durch eine mit Steinen eingepackte Spundwand zu sichern ist.

d) Sickerrinnen. In der Böschungsneigung als einzelne, am besten schräg gerichtete Pfeiler oder *Sporen*, oder in sattel- und bogenförmiger Anordnung, im allgemeinen 30—50 cm in die Böschungen eingeschnitten und mit Steinen oder grobem Kies ausgefüllt. Am Fuß sind die Sickerrinnen stärker zu halten, wohl auch zur Entwässerung aufquellender Bodenschichten als Grundbögen unter der Bettung hindurch zu verbinden.

e) Bekleidung mit Betonplatten, zum Schutz gegen Wasserangriff (vgl. „Wasserbau“).

f) Trockenmauerwerk aus regelrecht in Verband gesetzten und möglichst großen, lagerhaften Bruchsteinen, die mit Steinsplittern verzwickelt werden. Die Rückenfläche ist meist senkrecht. Die vordere Fläche $1:\frac{2}{3}$, im unteren Teil

hoher Mauern besser $1:4/6$, bei niederen Mauern $1:1/2$ bis $1/3$ geneigt. Stärke der Krone 0,6—1 m, wegen des großen Steinverbrauchs werden Trockenmauern kaum mehr ausgeführt.

2. Stütz- und Verkleidungsmauern. *a) Stützmauern* sind wirtschaftlicher als Trockenmauerwerk. Hergestellt werden sie aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel oder aus Stampfbeton. Die Bemessung der Stützmauern erfolgt nach Abschnitt „Baustatik“. Im Zentralblatt der Bauverwaltung 1929, Heft 17, Ansätze zur Normung von Stützmauern, zeigt Abb. 8 die günstigste Querschnittsform. Kronenbreite bei Ziegelmauerwerk 2 Steinstärken (51 cm), bei Beton 0,3—0,4 m, bei Bruchsteinmauerwerk 0,5—0,6 m. Alle 15 m ist eine Dehnungsfuge anzuordnen. Die senkrechte Rückenfläche ist mit Glattputz und Dichtungsanstrich zu versehen. Steinhinterfüllung und Rohre quer durch die Stützmauer am Böschungfuß bewirken die Entwässerung. Sparsamer im Materialverbrauch sind Winkelstützmauern aus Eisenbeton.

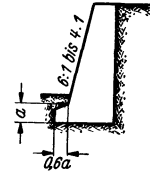


Abb. 8.

b) Verkleidungsmauern. Bei Boden, der leicht der Verwitterung ausgesetzt ist, z. B. schiefriger Fels, Steingeschiebe, sind die fast senkrecht anstehenden Einschnittwände durch Verkleidungsmauern von 0,4—0,8 m Kronenbreite zu sichern. Die Rückenwand ist senkrecht und die vordere Fläche 6:1 geneigt. Verkleidungsmauern sind nicht anzulegen bei Anschnitten von lehmigem Boden. Auch wenn er zunächst senkrecht ansteht, besteht die Gefahr, daß der Boden später in Bewegung gerät. Daher ist hier ein voller Stützmauerquerschnitt vorzusehen.

Über Sicherung der Erdkörper gegen Rutschungen siehe Abschnitt „Bodenmechanik“.

Tunnelbau.

Von

Dr.-Ing. K. RITSCH,

o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

I. Vorarbeiten.

Die Vorarbeiten erstrecken sich auf die Ermittlung aller Verhältnisse, die für Aufstellung des Entwurfes und Durchführung des Baues von ausschlaggebender Bedeutung sind. Hierzu rechnen:

A. Geologische Vorarbeiten sollen Aufschluß geben über die beim Bau anzutreffenden *Gesteinsarten, Gesteins Härte, Mächtigkeit, Streichen* und *Fallen* der Schichten, *Wasser-, Wärme- und Gasverhältnisse*. Sie sind mit größter Sorgfalt auf Grund *geologischer Karten, Gutachten* sowie von *Schürfungen, Bohrungen*, unter Umständen auch von *Untersuchungsstollen* und *Schächten* auszuführen, um vor nachteiligen Überraschungen beim Bau geschützt zu sein (Kandereinbruch beim Lötschbergtunnel).

B. Der Vorentwurf. Je nach dem Zwecke, dem der Tunnel zu dienen hat, ob dem Straßen-, Eisenbahn-, Kanalverkehr oder der Nutzung von Wasserkraften, ist die Frage zu entscheiden, ob *ein* Tunnel oder zwei nebeneinander anzulegen sind. Für ein- und zweispurige Straßen, eingleisige Eisenbahnen und Wasserkraftanlagen wird man meist *einen* Tunnel wählen, bei mehrspurigen Straßen,

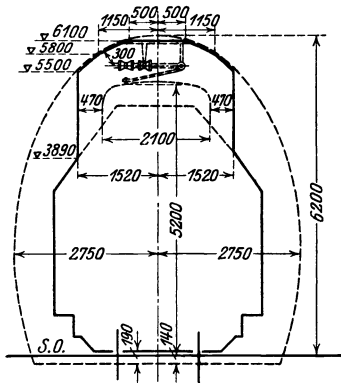


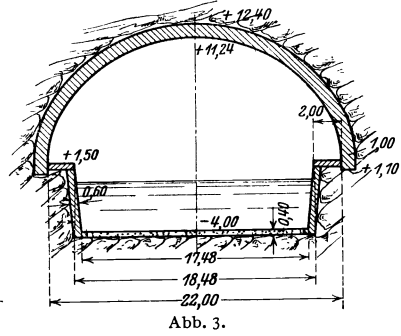
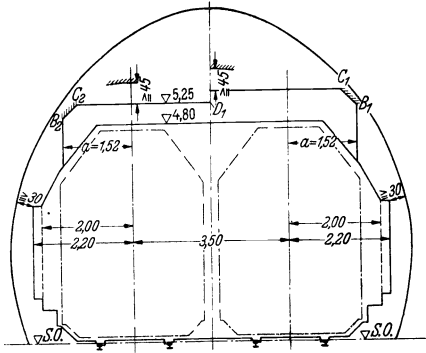
Abb. 1.

zweigleisigen Eisenbahnen und breiten Kanälen kann die Anlage zweier Tunnel für den Bau und Betrieb unter Umständen vorteilhafter sein (Simplonbahn, Strecke Teterchen-Hargarten, Hasselt-Montzen). Vorzüge zweier Anlagen: Größere Standfestigkeit im druckhaften Gebirge, kürzere Bauzeit, leichtere Belüftung des Richtstollens, die durch den Stollen des zweiten Tunnels sehr verbessert werden kann. Nachteile: Schwierigere Lüftung im Betrieb (Rauchgase), schwierigere Unterhaltung, höhere Baukosten, größerer Luftwiderstand. Hiernach bestimmt sich die Querschnittsform. Bei Eisenbahntunneln bleibt B. O. § 11 und T. V. 16,1 zu beachten. Auch sind Spurerweiterungen und Gleisüberhöhung in gekrümmten Strecken zu berücksichtigen. Für Tunnel mit elektrischem Betriebe und Hochspannungsüberleitung muß die Querschnittsform so ausgestaltet werden, daß der Fahrdraht in einer Höhe von 5200 mm über S. O. verlegt werden kann und alle stromführenden Teile mindestens 300 mm von der Tunnelwandung entfernt sind. Abb. 1 eingleisiger, Abb. 2 zweigleisiger Eisenbahntunnel¹. Den Querschnitt eines Kanaltunnels

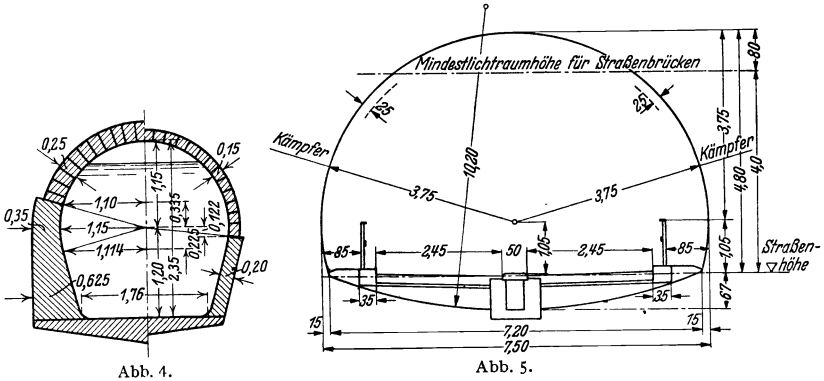
¹ Aus Organ. Fortschr. Eisenbahnwes. 1923, Tafel 21 u. WEGELE: Tunnelbau, Sammlung Götschen 1935.

zeigt Abb. 3¹, den eines Wasserkraftstollens Abb. 4², den eines Straßentunnels Abb. 5³ (Hochtorscheitel-Tunnel am Groß-Glockner).

Weiter sind Berechnungen und Erhebungen über die günstigste Höhenlage des Tunnels anzustellen. Für die Entscheidung dieser Frage sprechen neben



den durch die geologischen Verhältnisse bedingten Sicherheitsrückichten wirtschaftliche Forderungen mit. Die Lage des Tunnels ist so zu wählen, daß die Jahresaufwendungen für den Kapitaleinsatz und für den gesamten Betrieb zu einem Kleinstwert werden⁴. Schließlich sind die Zugänge zu den Mundlöchern



für die Anfuhr der Maschinen, Baugeräte, Bau- und Betriebsstoffe sorgfältig zu untersuchen, weil sie die Baukosten unter Umständen wesentlich beeinflussen.

Nach diesen Erhebungen kann der Vorentwurf nebst Kostenüberschlag aufgestellt werden. Die Veranschlagung eines Tunnels ist besonders schwierig, weil alle die Kostenbildung beeinflussenden Bestandteile, namentlich die von den geologischen Verhältnissen abhängigen, sich schwer vorher genau feststellen lassen. Einen Anhalt für die Kostenschätzung bietet Tabelle 1.

¹ Aus Dtsch. Tiefbautg. 26 (1926) S. 449.

² Aus Schweiz. Bautg. 1908.

³ WEGELE: Tunnelbau, Sammlung Götschen 1935.

⁴ Vgl. Risch: Die wirtschaftlich günstigste Höhenlage von Straßen und Eisenbahnen bei der Überschreitung von Tälern und Höhen. Arch. Eisenbahnwes. 49 (1926) S. 1300-1319.

Tabelle 1.

Lfd. Nr.	Bezeichnung	Bauzeit	Länge in m	Baukosten in RM. je m fertiger Tunnel	Art des Tunnels
1	St. Gotthard-Tunnel (Schweiz)	1872—1881	14 984	3230,— ¹	zweigleisig
2	Marienthalertunnel (Altenkirchen-Au) Westerwald	1885—1887	1 041	588,— ¹	eingleisig
3	Simplontunnel I (Schweiz)	1898—1905	19 732	2367,— ¹	eingleisig
4	Tauerntunnel (Österreich)	1901—1909	8 551	3215,— ¹	zweigleisig
5	Rickentunnel (Schweiz)	1904—1908	8 604	1110,— ¹	eingleisig
6	Lötschbergtunnel (Schweiz)	1906—1913	14 605	2754,— ¹	zweigleisig
7	Diestelrasentunnel b. Elm, (Strecke Frankfurt a. M.—Bebra)	1909—1913	3 560	2700,— ¹	zweigleisig
8	Kanaltunnel (Rove) b. Marseille	1911—1922	7 120	16000,— fr. Fracs. 1922	Schiffahrtskanal 22 m l. W. 14 m l. H.
9	Hauenstein-Basistunnel (Schweiz)	1912—1915	8 134	2445,— ¹	zweigleisig
10	Apennintunnel	1921—1930	18 510	5200,—	zweigleisig
11	2. Tunnel bei Lengerich (Strecke Osnabrück—Münster)	1926—1928	584	3500—3700	zweigleisig
12	Loretto tunnel (Freiburg i. B.)	1928—1930	514	5559	zweigleisig
13	Sternwaldtunnel (Freiburg i. B.)	1931—1933	302	3975 ²	zweigleisig

Die Eisenbahntunnel sind regelspurig.

¹ Die Preise sind Vorkriegspreise.

² Ein Teil des Tunnels ist im Tagebau hergestellt.

Im allgemeinen betragen die Kosten zweigleisiger Tunnel *mittlerer* Länge für 1 m Länge (Vorkriegspreise):

wenn Wölbung nicht erforderlich ist	800 RM.
bei teilweiser leichter Wölbung	1200 „
bei durchgehender Wölbung	1600 „
bei teilweiser Ausführung eines Sohlgewölbes	2000 „
bei durchgehender Ausführung eines Sohlgewölbes	2400 „

Für schwierige Druckstellen sind beim Bau des Gotthard- und Simplontunnels etwa 20000 RM/m gezahlt worden.

Die Portale kosten je 4000—10000 RM. bei eingleisigen, 6000—15000 RM. bei zweigleisigen Tunneln.

Die Kosten eines eingleisigen Tunneln stellen sich auf 60—70 % der zweigleisigen Ausführung.

Zwei eingleisige Paralleltunnel werden um etwa 20—60 % teurer als ein zweigleisiger, und zwar kommen die niedrigeren Zuschläge für die längeren, die höheren für die kürzeren Tunnel in Frage. Die Einrichtungskosten betragen je nach Kraftbeschaffung, Gebirgsbeschaffenheit und allgemeiner Lage 240 bis 320 RM. für 1 m Tunnelänge. Die Kosten wachsen mit der Länge des Tunneln etwa so, daß für jedes folgende Kilometer 5 % mehr als für das vorhergehende zu zahlen sind.

C. Die geodätischen Vorarbeiten. Die Achse des Tunneln ist zunächst über Tage in den Zug der Achse des herzustellenden Verkehrsweges entweder unmittelbar oder durch Dreiecksmessung einzufügen, dann beiderseits über die Tunnelmündungen hinaus genügend zu verlängern und nach Richtung und Höhe gut festzulegen. Bei gekrümmten Tunneln sind die Tangenten an den Tunnelmündungen festzulegen. Von diesen Linien aus werden später die Tunnelachse und die Höhen in das Tunnelinnere mit Hilfe der auch über Tage üblichen Arbeitsweisen übertragen.

II. Der Tunnelentwurf.

A. Genaue Festlegung der Querschnittsform auf Grund der Ergebnisse der Vorarbeiten. Form des Tunnelquerschnitts so, daß Tunnelwandung den Gebirgsdruck ohne wesentliche Formänderung aufnehmen kann. Tunnel im schwimmenden Gebirge hiernach in geringeren Tiefen eiförmig, in größeren Tiefen kreisrund zu begrenzen; Tunnel, die nur lotrechten Drücken ausgesetzt sind, erhalten

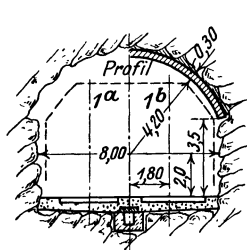


Abb. 6.

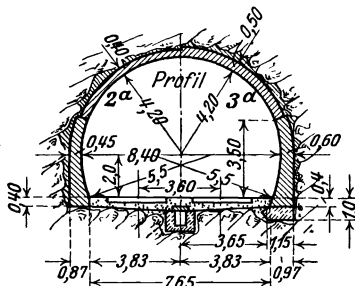


Abb. 7.

parabolische Form, deren Überhöhung mit wachsendem Druck größer genommen werden muß. Je mehr der Seitendruck steigt, desto mehr sind die Seitenwände zu krümmen und desto mehr wird unterer Schluß des Querschnitts durch Sohlgewölbe erforderlich. Bei der meist vorhandenen Unsicherheit über Größe und Richtung des Gebirgsdruckes können in der Regel nur mittlere Annahmen zugrunde gelegt werden, und es muß etwaigen Abweichungen von diesen Voraussetzungen durch wechselnde Steifigkeit der Tunnelwänden begegnet werden,

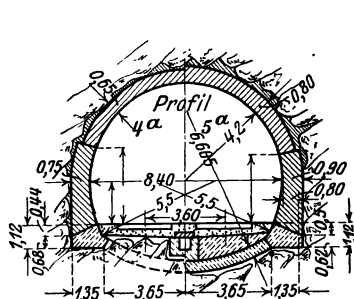


Abb. 8.

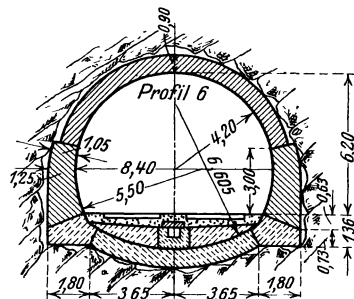


Abb. 9.

die je nach dem auftretenden Bedürfnis mit verschiedenen Stärken und unter Zufügung oder Weglassung eines Sohlgewölbes zur Ausführung gelangen. Übersichtliche Zusammenstellung ausgeführter Querschnittsformen siehe LUCAS: Der Tunnel Bd. 1. Einige Beispiele Abb. 6 bis 10¹.

B. Das Längsprofil verlangt Rücksichtnahme auf die Abführung des Wassers, auf die Förderung aus dem Tunnel und auf die meist im Tunnel zu beobachtende Verminderung der Reibung. Hiernach sind im Tunnel lange waagrechte Strecken zu vermeiden, möglichst bei größerer Länge beiderseitige Gefälle $\geq 2-5\text{‰}$ anzuordnen, sowie in langen feuchten Eisenbahntunneln eine Steigungsermäßigung auf etwa 0,7 der für die freie Strecke zugelassenen Höchststeigung vorzusehen.

¹ Abb. 6 bis 9 aus WIESMANN: Der Bau des Hauenstein-Basistunnels. Berlin 1917. — Abb. 10 aus LUCAS: Der Tunnel.

In langen Eisenbahntunneln gilt im allgemeinen bei Dampfbetrieb eine Steigung von 10‰ als nicht zu überschreitender Höchstwert.

In eingleisigen langen Tunneln ist Luftwiderstand zu berücksichtigen, der in seiner Wirkung einer Steigung von $4\text{--}6\text{‰}$ gleichkommt.

C. Bildung der Tunnelwandungen nur in seltenen Fällen durch das Gestein selbst. Auch bei standfähigem und nicht drückendem Gebirge sind in der Regel

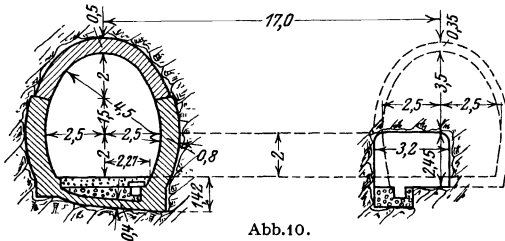


Abb. 10.

wegen der auf etwa 500 m Länge in den Tunnel reichenden Frostwirkungen *Verkleidungen* mittels Mauerwerkes — in Quadern $0,3\text{--}0,4$ m, in Ziegeln $1\frac{1}{2}$ bis 2 Steine, in Betonsteinen $0,30$ m, in Bruchsteinen $0,6$ m, in Beton $0,25\text{--}0,3$ m oder in Eisenbeton $0,10\text{--}0,15$ m stark — nicht zu um-

gehen. In den meisten Fällen ist aber *Stützung* der Tunnelwandungen durch eine Auswölbung entsprechender Stärke nötig — in Quadern $0,6\text{--}1,0$ m, in Ausnahmefällen auch bis $2,0$ m, in Ziegeln $2\text{--}4$ Steine, in Betonsteinen und in Beton $0,5\text{--}1,0$ m, in Eisenbeton $0,25\text{--}0,90$ m, in Bruchsteinen $0,50\text{--}1,2$ m stark.

Wegen der zu befürchtenden nachträglichen Veränderungen der Gewölbeform unter den Wirkungen des Gebirgsdruckes ist dem Lichtprofil bei dem Bau im Scheitel eine Überhöhung von $15\text{--}30$ cm, in Kämpferhöhe eine Verbreiterung von $10\text{--}15$ cm zu geben.

Im allgemeinen in druckhaftem, mildem und schwimmendem Gebirge Ausmauerung auf den vollen Profulumfang; in günstigerem Gebirge mittlerer Festigkeit Sohlgewölbe in einzelne Ringe aufgelöst oder völlig weggelassen, und bei steigender Festigkeit des Gebirges nicht selten ein Kappengewölbe allein in Verbindung mit einer leichten Verblendung des unteren Teiles der Wandungen.

Von den Baustoffen für die Tunnelmauerung muß Wetterbeständigkeit, Unempfindlichkeit gegen die Einwirkung von Rauchgasen und Druckfestigkeit gefordert werden. Verwendet werden:

1. Natürliche Steine in Form von bearbeiteten Quadern; 2. Bruchsteine, in den Lager- und oft auch in den Stoßfugen bearbeitet; 3. künstliche Steine: a) scharf gebrannte Ziegelsteine, am besten Klinker; b) Zementkunststeine, meist nur für Grundmauerwerk, Widerlager und Sohlgewölbe, im Firstgewölbe nur dort, wo Gewölbe trocken und Zersetzung durch Rauchgase nicht zu befürchten ist.
4. Beton und Eisenbeton; Anwendungsgebiet wie bei 3b und nur dann, wenn der Gebirgsdruck nicht früher wirksam wird, bevor der Beton abgebunden hat.
5. Mörtel zur Verbindung der Steine; Luftmörtel ist mit Rücksicht auf die Tunnelfeuchtigkeit ausgeschlossen, daher nur Zementmörtel $1:3$ bis $1:4$ oder Traßmörtel (1 Traß, 2 Kalk, 3 Sand). Alle Hohlräume zwischen Gebirge und Mauerwerk sind durch sattes Anmauern oder sorgfältige Hinterpackung zu schließen, um Bewegungen des Gebirges möglichst zu unterbinden.

D. Gute Entwässerung der Gebirgsschichten hinter der Mauerung, namentlich auch des Scheitelgewölbes, ist für den Bestand des Tunnels besonders wichtig. Beste Gewölbeabdeckung: Zunächst Glattstrich mit Zementmörtel, darauf wasserdichte Abdeckstoffe, die schmiegsam sein müssen und bei Bewegungen des Gewölbes nicht reißen dürfen: Asphaltfilz, Blei, Zinkblech, Asphaltfilzplatten mit Bleieinlagen, Tektolith-Filzplatten. Zum Schutz der Abdeckung gegen Wundrücken eine zweite Zement- oder Ziegelflachsicht, darüber die Hinterpackung. Das Gebirgswasser wird vom Scheitel nach Rinnen geführt, die etwa in Kämpferhöhe angeordnet und mit Längsgefälle $1:5$ bis $1:10$ längs des Tunnels verlaufen. Von hier gelangt das Wasser in Entwässerungsschlitzen hinter den Widerlagern, die etwa 5 m voneinander entfernt sind, und durch Öffnungen von $15\text{--}20$ cm

im Quadrat über dem Grundmauerwerk in die Sohlenkanäle (Abb. 11). Diese werden seitlich oder in der Mitte des Tunnels angeordnet und erhalten bei größerer Länge und erheblichem Wasserzufluß meist einzelne Einsteige- und Reinigungsschächte. In den einfachsten Fällen Kanal aus trocken aneinandergesetzten plattenförmigen Steinen; in der Regel aber nach Art der Rohr- oder gedeckten Durchlässe, bei denen im letzteren Falle vielfach in der Abdeckung Fugen für den Eintritt des Wassers gelassen werden. Kanalquerschnitt 0,1—0,2 m² bei kürzeren Tunneln, 0,35—0,5 m² bei längeren Tunneln (vgl. auch Abb. 6 bis 10).

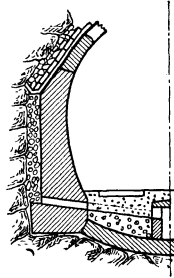


Abb. 11a.

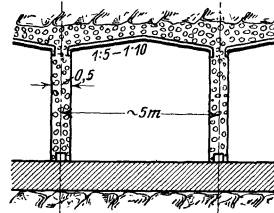


Abb. 11b.

E. Nischen in den Seitenwänden der Eisenbahntunnel in 1,5—2,5 m Breite, 2,0—2,5 m Höhe und 0,6—1,0 m Tiefe, in Entfernungen von 20 bis höchstens 50 m einander gegenüberstehend als Zufluchtsorte für die Arbeiter (T. V. 16,3). Außerdem bei den neueren großen Alpendurchbohrungen in Abständen von 1 km größere Räume von 3,0 m Breite, Höhe und Tiefe, am Gotthard außerdem in je 4,0 km Entfernung Kammern von 4,0 m Breite und Höhe bei 8,0 m Tiefe als Geräte-, Posten- und Arbeitsräume.

F. Die Eingänge (Portale) sollen die Kopfböschung über dem Tunnel sichern. In der Regel besondere, vielfach architektonisch hervorgehobene Mauerungen, die meist nach oben noch über die Einschnittlinie der Stützmauerbegrenzung in die Kopfböschung des Voreinschnittes fortgesetzt werden, um eine gute Abführung des von der Kopfböschung abfließenden Tagewassers nach den Seiten des Voreinschnittes zu sichern.

G. Entlüftung des fertigen Tunnels ist notwendig, wo Gefahr besteht, daß Abgase, Tunnelfeuchtigkeit oder höhere Temperaturen ihre schädlichen Einwirkungen auf Menschen, Tunnelmauerwerk und Oberbau ausüben. Beim Dampfbetrieb werden mit den Rauchgasen Kohlensäure CO₂, Kohlenoxyd CO und schweflige Säure SO₂ ausgeschieden. Die zulässige Gesamtmenge dieser schädlichen Gase wird angegeben:

Gehalt an	CO ₂	CO	SO ₂
für Gebirgstunnel zu . .	10 ⁰ / ₁₀₀	0,75 ⁰ / ₁₀₀	0,022 ⁰ / ₁₀₀
für Untergrundbahnen zu	1,5 ⁰ / ₁₀₀	0,093 ⁰ / ₁₀₀	0,0027 ⁰ / ₁₀₀

In den Auspuffgasen der Kraftfahrzeuge kann mit 69 l CO je min bei jedem Lastkraftwagen und mit 38 l CO je min bei jedem Personenkraftwagen gerechnet werden, Mittelwerte beider Wagenarten 60 l CO je min¹.

Mittel zur Lüftung sind: 1. der natürliche Wetterzug, durch Wärmeunterschiede zwischen Außen- und Innenluft hervorgerufen. Er wird durch den beim Zugverkehr erzeugten Luftstrom unterstützt. Kommt nur für kürzere Tunnelstrecken in Frage, reicht aber auch dort nicht immer bei ungünstigen örtlichen Verhältnissen aus. 2. Anlage von Entlüftungsschächten zur Unterstützung des natürlichen Wetterzuges im Gewölbescheitel. Erfolg hängt sehr von den klimatischen Verhältnissen und der geographischen Lage ab. 3. Künstliche Lüftung durch *Absaugen* der Tunnelluft mittels Maschinen, entweder an einem Mundloch oder in Verbindung mit Schachtanlagen (Mersey-, Severntunnel). 4. Künstliche Lüftung durch *Einpressen* von Frischluft an einem Mundloch zum anderen, a) nach dem

¹ KRESS: Richtlinien für die Entwurfsbearbeitung von Autotunneln. Diss. Techn. Hochschule Stuttgart 1936.

Verfahren von SACCARDO (Gotthard-, Giovi-, Tauerntunnel u. a.) oder b) unter Verwendung von Vorhängen zum zeitweisen Abschluß der Tunnelmündung. 5. *Einpressen* von Frischluft an der *einen*, *Absaugen* an der *anderen* Seite (Simplon, Lötschberg unter Verwendung von Vorhängen).

Als zweckmäßigste Art der Belüftung von Kraftwagentunneln hat sich die Querventilation herausgestellt. Bei ihr wird aus einem Kanal unter der Straßenbefestigung Frischluft quer zur Längsachse des Tunnels in diesen gedrückt und die verbrauchte Luft in einem Abluftkanal im Tunnelfirst abgezogen. Dieses Verfahren gewährleistet eine gleichmäßige Verteilung der Frischluft und schnelle Entlüftung ohne unangenehme Zugerscheinungen. Die Frischluft muß durch Lüftungsschächte oder von Seitenstollen her zugeführt werden, deren Abstand bei langen Tunneln nicht mehr als 3 km betragen soll.

H. Der **Kostenanschlag** ist zweckmäßig nach folgenden Arbeiten zu trennen: 1. Vorarbeiten, 2. Lösen und Laden, 3. Förderung, 4. Zimmerung, 5. Mauerung, 6. Hilfseinrichtungen (besondere Förderbahnen, Schachtbau, Hilfsstollen), 7. maschinelle Einrichtung und bauliche Anlagen für den Baubetrieb, 8. Ausrüstung des fertigen Tunnels für den Betrieb (Belüftung, Entwässerung, Meldeeinrichtungen), 9. insgesamt, 10. Verwaltung. Bei der *Vergebung* der Arbeiten bleibt zu beachten, daß ihr Umfang im voraus nicht genau festgelegt werden kann, weil er sich erst beim Aufschluß des Gebirges zeigt. Es empfiehlt sich daher, unter Annahme verschiedener Druckverhältnisse und Baustoffe für die Mauerung Regelquerschnitte auszuarbeiten. Die Bauleitung bestimmt von Fall zu Fall, welche Profile ausgeführt werden sollen. Für jedes Profil wird ein Einheitspreis für 1 lfd. m Tunnelröhre vereinbart.

III. Arbeitsvorgang beim bergmännischen Tunnelbau.

A. Allgemeines.

I. **Lösen des Gebirges** je nach seiner Festigkeit ohne oder mit Sprengmitteln a) durch Handarbeit, b) durch Bohrmaschinen. Letztere beschleunigen den Arbeitsfortschritt wesentlich, was für den Vortrieb des Richtstollens langer Tunnel sehr wertvoll ist. Zur Maschinenbohrung werden Hammer-, Stoß- und Drehbohrmaschinen verwendet, die durch Preßluft, Elektrizität oder Druckwasser angetrieben werden (vgl. Baumaschinen). Die pneumatischen Bohrhämmer sind sehr handlich und können von einem Arbeiter gehalten und geführt werden. Die anderen Bohrmaschinen werden bei ihrer Verwendung von *Säulen-* oder *Wagenstellen* gestützt, die, leicht beweglich, das Bohren nach allen Richtungen ermöglichen sollen. *Bohrsäulen* für leichte Maschinen mit *Schraubeneinspannung* meist nur für *eine*, *Bohrsäulen* mit *hydraulischer Einspannung* für 2 bis 3 Bohrmaschinen, die gebräuchlichen *Bohrwagen* tragen in der Regel an einer waagrechten, zwischen den Seitenwänden des Stollens einspannbaren Säule 2—4 Bohrmaschinen.

Anordnung der Bohrlöcher nach Schichtung und Verspannung des Gesteins verschieden: Kernschußlöcher nach innen geneigt, Kranzschußlöcher nach außen. Lochtiefen $t = k\sqrt{F}$, worin F abzubauenende Querschnittsfläche, $k = 0,1$ bei leicht schießbarem, $k = 0,2$ bei mittelschwerem und $k = 0,3$ bei sehr schwer schießbarem Gestein. Die Lochweiten sind so zu bemessen, daß Ladung $\frac{1}{3}$ — $\frac{2}{3}$ der Tiefe einnimmt. 1 m³ zu lösendes Gestein erfordert an Bohrlochtiefen im Stollen:

in sehr schwer schießbarem Gestein	5,0—7,0 m
in schwer „ „	2,5—5,0 m
in leichter „ „	1,0—2,5 m

In der Bogenausweitung sinken diese Zahlen auf etwa 40—50 %, im sonstigen Vollausschub auf 20—30 %, im gesamten Profil stellen sie sich auf 50—60 % vorstehender Werte.

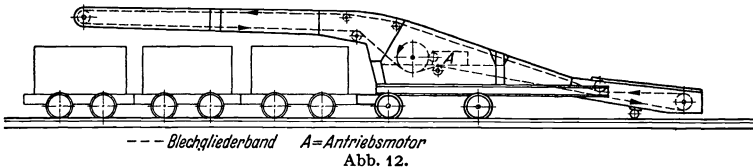
Anforderungen an die Sprengstoffe. Je zerklüfteter das Gebirge, um so brisanter der Sprengstoff; mit Rücksicht auf die Sicherheit dürfen die Sprengstoffe in bezug auf Stoß und die im Tunnel vorkommenden Temperaturen wenig sensibel sein;

die Verbrennungsgase müssen unschädlich sein. Hiernach kommen in Frage: Schwarzpulver, Nitroglyzerinpräparate, schlagwettersichere Sprengstoffe, Chlorate, flüssige Luft (vgl. Abschnitt Erdbau).

Sprengstoffverbrauch für die Gewinnung von 1 m³ Gestein im Stollen sei sehr schwer schießbarem Gebirge 3,0—5,0, bei schwer schießbarem 1,5—3,0, bei leichter schießbarem 0,8—1,5 kg, in der Bogenausweitung 40—45%, im Vollaussbruch 20—30% und durchschnittlich im gesamten Tunnelquerschnitt 40—45% dieser Zahlen.

2. Förderung. a) im **Stollen** fast ausschließlich auf Rollbahnen mit hölzernen Querschwellen von meist 0,9—1,435 m Spurweite durch Plattformwagen oder durch Wagen mit festen Wagenkästen von 1,5—3 m³ Fassungsraum, in der Regel von verhältnismäßig großer Länge bei geringer Breite. Anlage von Doppelgleisen selbst bei langen Tunneln auf einige Ausweichstellen oder (Arlberg) auf eine Anlage vor Ort beschränkt, im letzteren Falle, um die Räumung des Ortes von den in einer Sprengung gelösten Massen möglichst beschleunigen zu können.

Wo Anlage eines zweiten Gleises vor Ort des beschränkten Raumes wegen schwierig, kann auch eine ununterbrochene „Schutterung“ mit Handbetrieb und einem Gleisstumpf vor Ort bei folgendem Verfahren durchgeführt werden. Es müssen leichte Wagen zur Verfügung stehen, die leer vor Ort aus dem Gleis von Hand gehoben und wieder zur Beladung aufgegleist werden können, nachdem der voraufgegangene Wagen den Ort beladen verlassen hat. Die Verschiebung des beladenen und leeren Wagens geschieht bis zu einem Ausweichgleis etwa 100 m vom Ort entfernt ebenfalls von Hand. Von hier ab setzt die Förderung mit Lokomotiven ein. Mit diesem Verfahren ist die Schutterungszeit für 1 m Stollenlänge im Alpenkalk auf 1,59 Stunden gesunken. Beim Bau des zweiten



Lengericher Tunnels ist mit Erfolg die in Abb. 12 dargestellte mechanische Verladevorrichtung verwendet worden (Bauart FLOTTMANN).

Die Wahl der *Motoren* für die Tunnelförderung hängt von Tunnellänge und Bauzeit ab. Bis etwa 600 m Pferde noch vorteilhaft, für Tunnel größerer Länge ist Maschinenbetrieb unter tunlichster Einschränkung schädlicher Abgase in Aussicht zu nehmen, also entweder mit Dampfmaschinen, deren große Kessel längere Zeit hochgespannten Dampf auch ohne Schürung des Feuers zu halten vermögen, oder mit Benzin-, Preßluft- oder elektrischen Motoren, deren äußere Formen tunlichst dem Stollenquerschnitt anzupassen sind, um ein Befahren des voreilenden Richtstollens zu ermöglichen.

Die Förderungskosten der Tunnelmassen sind 2—3mal so hoch als die Kosten der Massenbewegungen im Freien.

b) Im **Schacht** bedarf die Förderung größerer Mengen auf der zu hebenden Förderschale besonderer Führungen an den Schachtwänden, der Anordnung von Signal- und Fangvorrichtungen und einer Sicherung der Schachtmündung. Als Maschinenkraft wird Dampf und Elektrizität verwendet. Die Kosten der Schachtförderung stellen sich 1,5—2mal höher als die der Stollenförderung.

3. Die natürliche **Lüftung** genügt bei kürzeren Tunneln; künstliche Lüftung unter Umständen schon bei Tunneln von 600—800 m Länge, namentlich bei gekrümmter Führung erforderlich, entweder durch Absaugen der Luft unter Verwendung von Wetteröfen oder durch Einpressen von Frischluft in besonderen Rohrleitungen oder hierzu angelegten Stollen, die entweder als Parallelstollen (Simplon) ausgeführt oder nach neueren Vorschlägen bei zweigleisigen Anlagen *unter* den Tunnel gelegt werden. Das Maschinenbohren mit Preßluft erleichtert

die Lüftung. An der Arbeitsstelle soll die Luftwärme etwa 25—28° C nicht übersteigen. Für einen Arbeiter mit Lampe sind stündlich 10 m³, für ein Pferd das 3—4fache dieses Betrages, für 1 kg Sprengmittelverbrauch etwa 300 m³ Frischluft erforderlich.

4. Wasserhaltung während des Baues am einfachsten, wenn Tunnelsohle mit genügender Steigung in das Gebirge eindringt, andernfalls durch maschinell betriebene Pumpen. Auch Heberanlagen bei günstigen örtlichen Verhältnissen. Grundwasserzuflüsse in der Regel zwischen 0,5—10 m³/h, ausnahmsweise über 20—30 m³. In Einzelfällen Fernhaltung des Wassers vom Tunnel auch durch außerhalb und über der eigentlichen Tunnelbaustelle gelegene Ableitungsmaßnahmen.

5. Beleuchtung beim Bau allgemein durch voneinander unabhängige Einzellichtquellen an der Arbeitsstelle jedes Arbeiters, vielfach noch durch die mit Rüböl gespeiste Grubenlampe, neuerdings meist durch Acetylenlampen. Elektrische Beleuchtung der Arbeitsstellen überall da zu empfehlen, wo elektrische Kraft zur Verfügung steht.

B. Angriff, Abbau und Sicherung des Ausbruchquerschnitts.

1. Der Angriff der Tunnel je nach den örtlichen Verhältnissen von den Mundlöchern aus (der übliche Fall) oder von Schächten oder Seitenstollen aus, um zahlreichere Angriffspunkte vor allem bei langen Tunneln und in nicht schießbarem Gebirge zu erzielen.

2. Das Vordringen im Gebirge wird zunächst bewirkt durch den *Richtstollen*, der entweder als *Sohl-* oder *Firststollen* mit Querschnittsgrößen von meist 5 bis 9 m² zur Ausführung gelangt. Ersterer gewährleistet eine während der gesamten Bauzeit bleibende und nicht zu verändernde Lage der Entwässerungen, der Fördergleise und aller Leitungen und schafft die Möglichkeit, die Anzahl der Angriffspunkte für den Vollaussbruch nach Bedarf zu vermehren, während bei Benutzung eines Firststollens sich im allgemeinen die Stollenvortriebskosten vermindern. Der Monatsfortschritt des Richtstollens beträgt etwa:

Tabelle 2. Monatsfortschritt im Richtstollen.

	Handbohrung	Maschinenbohrung
In sehr festem Gebirge . .	10—15 m	20—40 m
In festem „ . .	15—25 m	40—80 m
In gebrachtem „ . .	25—60 m	80—150 m

Höhere Leistungen sind bei längeren Tunneln unter günstigen Verhältnissen nicht ausgeschlossen. In druckhaftem, mildem und schwimmendem Gebirge sinken die Leistungen.

Die außen über Tage abgesteckten Punkte der Tunnelachse werden in das Innere von den Mündungen aus übertragen. Die anzuvisierenden Punkte werden entweder durch die Lotschnur (vorläufige Absteckung) oder durch helle Linien in dunklen Glasscheiben, die von rückwärts beleuchtet sind, oder durch schmale Schlitz in Blechtafeln oder endlich durch die Flammen brennender Lampen dargestellt (endgültige Absteckung). Für Krümmungsstrecken ist die Absteckung von der verlängerten Sehne aus oder mit Polarkoordinaten zu empfehlen.

3. Stollenbau. *Querschnitt* der Stollen meist rechteckig oder schwach trapezförmig mit breiterer Sohle; Wahl der Abmessungen nach dem zu erwartenden Gebirgsdruck, nach der Art der Förderung und der Größe der unterzubringenden Leitungen; Breite etwa 2,5—3,5 m, Höhe 2,0—2,7 m.

Ein in festem Gestein aufgefahrener Stollen bedarf für gewöhnlich keines Ausbaues, höchstens Stützung der Firste an einzelnen Stellen durch lotrechte *Stempel* oder waagerechte *Kappen*.

Vielfach sind aber nicht nur einzelne Stellen, sondern ausgedehntere Flächen durch eine zusammengesetzte Zimmerung zu stützen, die dem auszuschachtenden

Querschnitt angepaßt ist und bei der der Gebirgsdruck mit Hilfe einer *Ver-schalung*, deren Fugen gleichgerichtet mit der Stollenachse liegen — Längsverladung —, auf die stützenden *Bölzungsrahmen* zu übertragen ist. Als Wandverkleidung genügt dann, wenn das Gebirge so fest ist, daß es mindestens auf das Maß der Entfernung zweier Rahmen eine kurze Zeitlang ohne Stütze standfähig ist, ein einfacher Verzug aus mehr oder weniger dicht gelegten, stumpf oder mit Über-

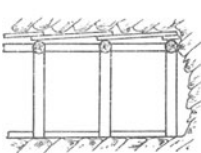


Abb. 13.

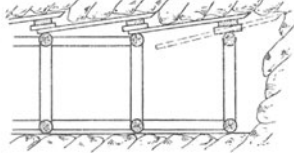


Abb. 14a.

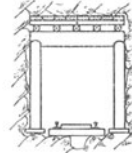


Abb. 14b.

deckung gestoßenen „Pfählen“ (Abb. 13). Muß bei milderem Gebirge der Verzug der Firste oder Wand (die Verpfählung) dem Ausbruche zwar möglichst bald folgen, kann aber doch der Ausbruch noch vor dem Verzug bewirkt werden, so werden die 4—8 cm starken Pfähle in schräger Richtung (mit Pfändung) — Unterkante der hinteren Kappe nach Oberkante der vorderen — angesteckt, so daß das hintere Ende für das Antreiben zugänglich bleibt (Abb. 14). Ist endlich das Gebirge

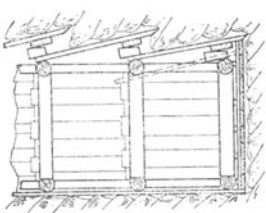


Abb. 15a u. b.

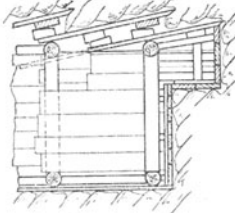


Abb. 16a u. b.

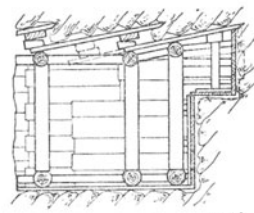


Abb. 17a u. b.

schwimmend oder so mild, daß die Aushöhlung vor der Abstützung *nicht* vorgenommen werden kann, dann *Getriebezimmerung*; hierbei zunächst Vortrieb der ebenfalls mit Pfändung angesteckten Pfähle unter Zuhilfenahme eines Hilfstürstockes (verlorenes Holz), alsdann unter ihrem Schutze und unter dem Schutze des Ortverzuges — der Zumachebretter — Entfernung der Massen und Aushöhlung des Raumes (Abb. 15 bis 17).

Bölzungsrahmen (Stollengeviere) in der Regel aus Holz, seltener aus Walzeisen. Die hölzernen Geviere (Abb. 14, 18) bestehen aus der Kappe und den beiden Türstöcken — sämtlich Rundhölzer von 25—35 cm Stärke —, wenn erforderlich unter Hinzutritt eines Schwellholzes etwa gleicher Abmessungen. Sie stehen in Entfernungen von 0,8—1,5 m, bei großem Gebirgsdruck auch enger, bis zur Berührung, und werden in ihrer Lage an ihren 4 Ecken durch etwa 15—20 cm starke Rundhölzer gehalten (Sprengbolzen, Feldspreizen).

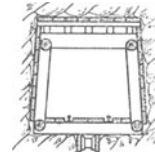


Abb. 18.

Soll die Möglichkeit ihrer Verstärkung durch Unterzüge oder Sprengböcke bei stärker werdenden Gebirgsdrücken gewahrt bleiben, so muß von Haus aus bei

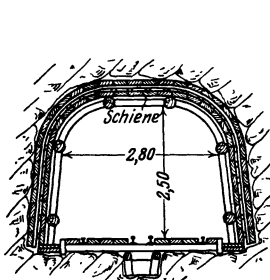


Abb. 19.

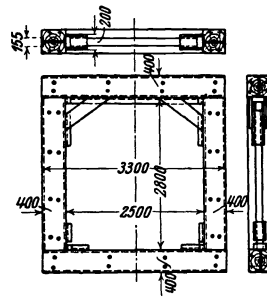


Abb. 20.

Bemessung des Lichtraumes hierauf Rücksicht genommen werden. Eisengeviere entweder aus einzelnen I-Trägern oder aus Altschienen, dann und wann auch nur die Kappe aus Eisen (Abb. 19, 20).

4. Schachtbau. *Lüftungsschächte* erhalten 1,5—3,0 m² Querschnitt und meist runde Form, *Hauptschächte* Abmessungen von 2×4 bis 2,5×6,5 m² und werden meist senkrecht (saiger) neben oder über der Tunnelachse angeordnet. Nach den Benutzungszwecken vielfach eine Dreiteilung in das *Fahrtrum* für den Auf- und Abstieg der Arbeiter, in dem meist auch alle notwendigen Leitungen untergebracht sind (Wettertrum, Kunsttrum), in das *Fördertrum* für die Hebung der gelösten Massen und in das *Bremstrum* für die Hinabschaffung der Baustoffe und Geräte.

Auszimmerung ist in festem Gestein entbehrlich, höchstens werden die einzelnen Trume durch „Einstriche“ voneinander getrennt. Wo in milderem Gebirge eine

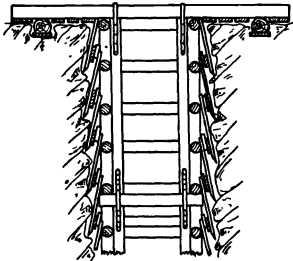


Abb. 21.

Sicherung der Schachtwände notwendig, werden sie ähnlich wie im Stollenbau verkleidet. Abb. 21 zeigt eine Bolzenschrotzimmerung, die überblatteten Rahmen, „Schachtgeviere“, stützen in Entfernungen von 1,0—2,0 m die Wandverkleidungen und werden gegeneinander durch Rundhölzer von 15—20 cm Durchmesser abbolzt. Bei starkem Gebirgsdruck liegen die Schachtgeviere dicht aneinander — *Schrotzimmerung* —; bei kleineren Schachtabmessungen *Kastenzimmerung*, wenn eine vollständige Sicherung aller Schachtwände notwendig. Die Wandverkleidung wird ähnlich wie beim Stollenbau mit Verpfählung und Pfändung ausgeführt und der ganze Bauvorgang geht in

rolligem und schwimmendem Gebirge in die *Getriebezimmerung* über. Dann muß auch die Schachtsohle durch Zumachebretter oder Zumacheklötze abgeschlossen werden.

Sicherung der Schachtzimmerung gegen das Hinuntersinken bei festerem Gebirge entweder durch wechselständiges *Einbühnen* der überstehenden Enden von Jochen und Kappen oder bei weicheren Massen durch das *Aufhängen* der *Geviere* mittels Wandruten oder Bockwänden über Tag an *Ohrjoch* oder Sprengwerke (Rüstbäume) oder an *Tragestempel*, die da, wo in dem Gebirge tragfähigere Schichten angetroffen werden, in diesen in größerer Länge eingebüht werden. Auch durch Ankeilen der Zimmerung an das Gebirge, und bei schwimmenden Massen durch Verstopfen aller Fugen und durch straffes Ausfüllen aller Zwischenräume zwischen Zimmerung und Gebirge sucht man die Zimmerung einzuspannen

und festzulegen. Bei zentral gestellten Schächten sind namentlich am unteren Schachtende Tragestempel und Sprengwerke in solcher Höhe und von solcher Länge (sog. *Schachtstuhl*) einzubauen, daß sie später auf das Tunnelgewölbe aufgelagert werden können, wenn die vorläufige Abstützung des Schachtes auf der Tunnelsohle im weiteren Fortschreiten der Arbeiten im Tunnel in Wegfall kommt.

In festem Gebirge werden die Geviere und gleichzeitig die als einfacher Wandverzug herzustellende Wandverkleidung erst dann von unten her eingebaut, wenn eine Wandrutenlänge (3—6 m) abgeteuft ist, bei weniger festem Gebirge teuft man nur eine Feldlänge ab und hängt das neu einzubauende Gevier vorübergehend mit langen Klammern an das letzteingebaute oder an den letzten Tragestempel an oder stützt es mit kurzen Bolzen vorläufig auf die Schachtsohle ab, auf der in einem *Vorgesümpfe* etwa vorhandenes Wasser angesammelt und von da aus emporgepumpt wird.

Werden die Schwierigkeiten des Getriebeabbaues in schwimmenden Massen zu groß, so können beim Schachtbau auch die bei Gründungen üblichen Senkverfahren ohne und mit Anwendung von Druckluft Verwendung finden. Ebenso das Gefrierverfahren — auch beim Stollenbau.

5. Abbau und Auszimmerung des vollen Querschnitts. Vollausbuch vom Richtstollen aus, bei Sohlstollen meist derart, daß in je 50—200 m Entfernung nach oben Schächte von 2—4 m² Querschnitt aufgebrochen und von diesen Punkten aus nach beiden Seiten Firststollen vorgetrieben werden. Von hier aus werden die oberen Tunnelteile ausgeweitet und schließlich die Strosse ausgebrochen. Bei längeren Tunneln in festem Gebirge werden Einzelaufbrüche und Firststollen neuerdings mehrfach durch einen *Firstschlitz* ersetzt (Albula, Löttschberg). Zur Sicherung des Hohlraumes dient die *Tunnelzimmerung*. Die tragenden Hauptteile — meist Hölzer, manchmal auch eiserne Träger oder eiserne Bögen —, welche

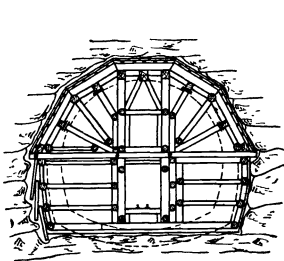


Abb. 22.

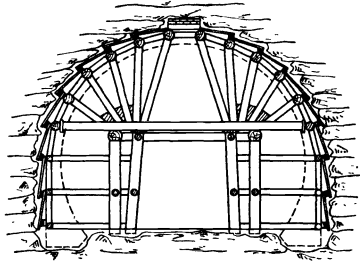


Abb. 23.

die Verschalung stützen, werden entweder wie im Stollen *senkrecht* zur Tunnelrichtung — *Sparrenzimmerung* mit *Längsverpfählung* (Abb. 22) — oder *gleichlaufend* mit der Tunnelrichtung — *Jochzimmerung* mit *Querverpfählung* (Abb. 23) — angeordnet. Erstere auch im milden, rolligen und schwimmenden Gebirge verwendbar, letztere an festere Gebirgsbeschaffenheit gebunden. Die Sparrenzimmerung überträgt den Grundgedanken der Stollenzimmerung ohne weiteres auf den Vollausbuch. Bei der Jochzimmerung ist die Getriebezimmerung nicht durchführbar. Eisenrüstung nach RZIHA-KUNZ siehe e).

Nach dem Vorgehen beim Vollausbuch unterscheidet man folgende Bauweisen:

a) Die *deutsche* oder *Kernbauweise*. Die Reihenfolge des Abbaues ergibt sich aus Abb. 24. Kennzeichnend ist der Kern, der bis zum Schluß stehenbleibt und zur Abstützung der Zimmerung dient. Nachteil: Beengte Arbeitsräume daher nur bei großen Profilen und Wiederherstellung von Einbruchsstellen zu empfehlen.

b) Bei *belgischer Bauweise* Ausbruch des Raumes zwar ebenfalls stückweise, aber in größeren Querschnittsflächen. Angriff bei kürzeren trockenen Tunneln mit Firststollen, bei längeren Tunneln mit Sohlstollen und Aufbrüchen. Vom

Firststollen aus wird sodann das Oberprofil, in der Regel mit Jochzimmerung, ausgeweitet, und zunächst die Firste durch Einbau des Gewölbes gesichert, das vorläufig auf Schwellen aus Holz, Beton oder Eisenbeton ruht, die auf dem Gebirge

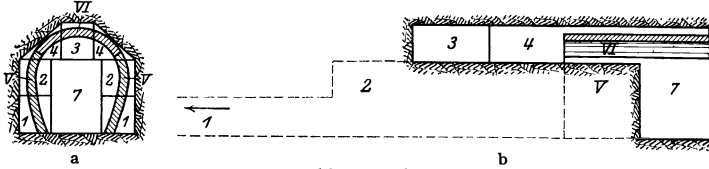


Abb. 24a u. b.

lagern. Unter dem Schutze des Gewölbes werden dann in der Mitte das Gebirge bis zur Sohle und unter Abfangung der Kämpferlangschwelle die Strossen beseitigt und die Widerlager in schmalen, lotrechten Streifen aufgemauert. Der

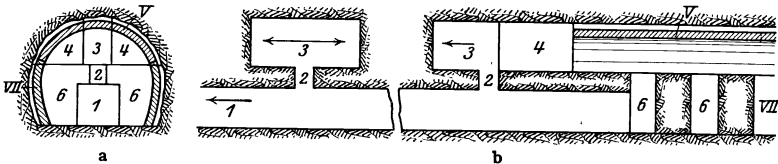


Abb. 25a u. b.

Fortschritt des Vollaushruches steht demnach im engen Zusammenhang mit der Herstellung der Mauerung. Für druckreiches Gebirge ist Bauweise nicht geeignet, in gebräuchem und festem Gebirge gut (Abb. 25). Bei Verwendung der Eisenrüstung nach RZIHA-KUNZ (vgl. e) und von Beton als Mauerwerk soll die verbesserte belgische Bauweise (Ringbau- oder Unterfangungsbauweise) auch für mildes und rolliges Gebirge geeignet sein.

c) Die englische Bauweise öffnet das gesamte Querprofil des Tunnels gleichzeitig unter Verwendung der Jochzimmerung in 3—8 m langen Zonen, wobei die Joche einerseits auf dem Tunnelgewölbe des letztgestellten Abschnittes, andererseits auf dem entsprechend ausgeführten Brustverzug oder dem Gebirge ihre Stützung finden. Vor dem bergmännischen Ausbau der folgenden Zone muß erst die Mauerung in der vorhergehenden beendet sein. Dann werden die Kronbalken in den Firststollen und mit dem Fortschreiten der seitlichen Ausweitung die folgenden in Entfernungen von 1,0—1,5 m liegenden Joche auf die nächste Zonenlänge vorgezogen. In einem Abschnitt können demnach Bergleute und Maurer nie gleichzeitig arbeiten, so daß mindestens zwei Arbeitsstellen erforderlich sind. Die Brustfläche muß in voller Größe gesichert, ihr Schub durch Schrägstreben nach unten übertragen werden. Die Bauweise gestattet die Herstellung der Mauerung von unten her und eine leichte Anpassung der Zimmerung an den Gebirgsdruck

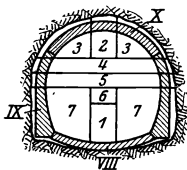


Abb. 26a.

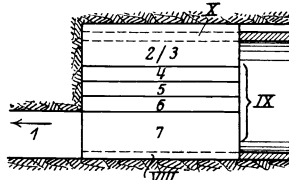


Abb. 26b.

zwischen Gewölbe und Gebirge verbleiben, ist diese Bauweise nur in nicht zu druckreichem Gebirge mit nicht starker Wasserführung mit Vorteil anwendbar (Abb. 26).

d) Die *österreichische Bauweise* schließt gleichfalls den gesamten Raum des Vollausbruches vor dem Beginn der Mauerung auf, aber nicht scheinweise wie die englische, sondern absatzweise in Richtung der Längsachse (Stufenbau). Die einzelnen Ausbazonen, nach den Druckverhältnissen 2—5, besitzen Längen von je 1,5—9,0 m. Ausbruch mit First- oder Sohlstollen eingeleitet, entweder von oben (Strossenbau) oder von unten her (Firstschlitzbauweise), gewöhnliche

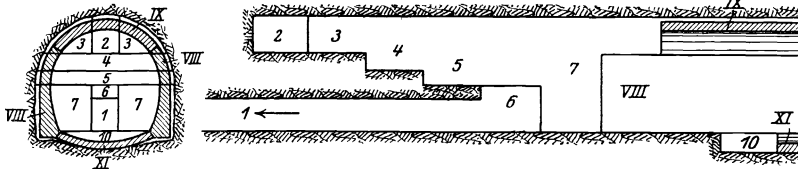


Abb. 27.

Form ist die Erweiterung des Sohlstollens zur Aufstellung des Untergerüsts der Zimmerung mit nachfolgendem Aufbruch in die Firste und anschließendem Niederbruch von dort (Abb. 27).

Gerüst durch engere Stellung der Gespärre und durch Verstärkung der Unterzüge den auftretenden Gebirgsdrücken leicht anzupassen. Mauerwerk kann vom Sohlgewölbe aus hergestellt werden, das bei weniger drückenden Schichten indessen vielfach auch zuletzt eingezogen wird. Vollausbruch ist unabhängig von der Mauerwerksausführung. Lehrbögen haben den vollen Gebirgsdruck mit aufzunehmen.

α) Ursprüngliche Form der österreichischen Bauweise benutzt die *Sparrenzimmerung* mit Längsverladung. Die vieleckigen Sparrenzimmer werden durch das Bockgespärre, das eine auf Unterzügen verlegte, gewöhnlich mehrteilige Mittelschwelle in den oberen und unteren Sparrenbock teilt, gestützt. Entfernung der Sparrenzimmer je nach Gebirgsdruck und Pfahlänge 0,9—1,5 m; untere Bockgespärre, die infolge der Unterzüge in einem gewissen Maße unabhängig von den Obergespärren sind, können bei günstigen Verhältnissen weiter gestellt werden — bis 2 m und mehr —, sorgfältige Verstrebung der einzelnen Gespärre gegeneinander ist nötig. Diese Bauweise ermöglicht die Anwendung der Getriebezimmerung und damit die Verwendung in gebräuchem und rolligem Gebirge.

β) Im weiteren Ausbau des Systems sind die Böcke des Untergespärres zur Abstützung einer *Jochzimmerung* verwendet worden, deren Stützen entweder in einzelnen Fußpunkten unmittelbar auf den Bockgespärren vereinigt werden (Zentralstreben-system) oder nach eisernen Längsträgern geführt werden, die auf den Bockgespärren ihre Stützung finden (Ender Tunnel, Cochemer Tunnel).

ε) Die *Eisenrüstung nach Rziha* stützt die Längsverladung des Tunnelraumes mit Hilfe eiserner Auswechselrahmen von der Höhe der Wölbstärke auf einen eisernen Lehrbogen, der nach der inneren Gewölbeleibung geformt ist. Die Rahmen werden während des Wölbens mit dem Fortschreiten der Arbeit entfernt. Die eisernen Bögen ersetzen Sparrenzimmer und Lehrgerüst. Abbau der vollen Querschnittsfläche in genau derselben Weise wie bei einem Stollen kleinerer Abmessungen, Anwendung der Bauweise empfiehlt sich nur im Gebirge mit gleichbleibenden Druckverhältnissen, weil nachträgliche Verstärkungen teuer und schwierig.

Eine Abart der Eisenrüstung von Rziha ist die Bauart KUNZ (Abb. 28)¹. Beide haben den Abbau auf Pfahlänge und die Verwendung einer Eisenrüstung für den Vortrieb gemeinsam. Beim Abbau wird ein eiserner Hilfsbau, der sog. Esel, benutzt. Die Bauart zeigt eine zweckmäßige Verbindung von Eisen mit Holz und ist leicht durch Vermehrung der eisernen Sprießen (Reiter) und Einbau hölzerner Streben verstärkbar.

6. Mauerung. Die Zimmerung dient nur zur vorübergehenden Sicherung der Tunnelwänden, sie wird beim endgültigen Ausbau durch die Mauerung in dem unter II C erwähnten Umfange ersetzt. Das Mauerwerk wird in Zonen

¹ AUS WEGELE: Tunnelbau, Sammlung Göschel 1935.

von 6—10 m Länge ausgeführt, die stumpf gestoßen und deren Wölbstärken dem wechselnden Drucke angepaßt werden. Seine Herstellung ist im Tunnel infolge der Enge des Arbeitsraumes, der mangelhaften Beleuchtung und wegen

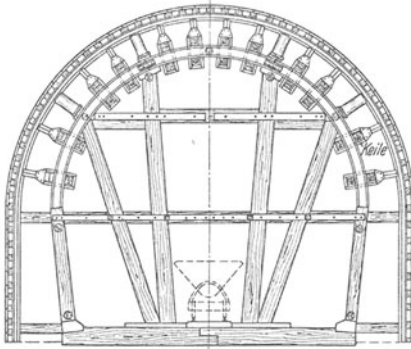


Abb. 28a.

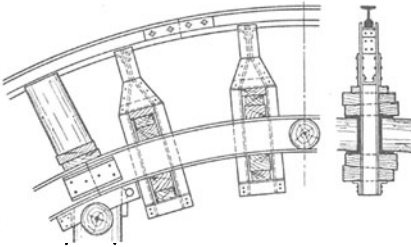


Abb. 28b.

der Störungen durch andere Arbeiten mit ganz besonderen Schwierigkeiten verknüpft, so daß den hierin liegenden Versuchsungen zu weniger guter Ausführung durch verschärfte und sorgfältigste Aufsicht entgegengetreten werden muß. Auf guten Verband der Steine ist besonderer Wert zu legen. Zur richtigen Formgebung dienen für Widerlager und Sohlgewölbe Lehren aus Brettstücken, für die Kappengewölbe *Lehrbögen* und *Lehrgerüste* aus Holz oder Eisen, deren richtige Aufstellung nach Richtung und Höhenlage ganz besondere Sorgfalt erfordert. Das Lehrgerüst hat bei den meisten Tunnelbauweisen — die englische ausgenommen — den vollen Gebirgsdruck mit aufzunehmen und ist dementsprechend auszustatten und mit dichter Lattenabdeckung und gutem Längsverbande zu versehen. Entfernung der einzelnen Binder nicht unter 0,9 m, die Ausrüstung am besten unter Zuhilfenahme von Keilen.

Das Grundmauerwerk und das der Widerlager, sofern es aus Beton besteht, wird meist dicht an das Gebirge angeschlossen und es werden nur für Zwecke der Entwässerung Rinnen darin freigelassen. Besteht das Mauerwerk aus Bruchsteinen, dann wird auch vielfach ein Zwischenraum von etwa 15 cm zwischen Gebirge und Mauerwerk gelassen, der mitunter in Abständen von 20 m durch dicht an die Felswand reichende Verstärkungsrippen unterbrochen wird. Über dem Gewölbe verbleiben stets Hohlräume. Sämtliche Zwischenräume und Höhlungen sind sorgfältig zu hinterpacken, um Bewegungen des Gebirges nach Möglichkeit auszuschließen. Aus demselben Grunde muß bei der Auswechslung von Hölzern während der Mauerung mit größter Vorsicht vorgegangen werden.

C. Unterhaltungsarbeiten.

Der Zustand der im Betriebe befindlichen Tunnel ist regelmäßig durch Prüfungen des Mauerwerks, der Entwässerung, in besonderen Fällen auch der Geländeverhältnisse über dem Tunnel zu überwachen, bei denen auch die Licht- raummaße nachzumessen sind, um etwaige Verdrückungen im Mauerwerk feststellen zu können. Undichtigkeiten im Gewölbe müssen beseitigt werden. Mittel hierzu sind: Kalfatern der Fugen mit Werg und Teer, Auskratzen der Fugen und erneutes Schließen mit Zementmörtel unter Verwendung schnell erhärtende Zemente oder besonderer Dichtungsmittel (Sika), Durchbohren der Tunneldecke und Hinterspritzen von Zementmörtel unter Druck (bei verschlammtem Gewölberücken Erfolg zweifelhaft). Als letztes Mittel bleibt, wenn alle anderen versagen, nur ein Überfahren des Gewölbes mit Stollen zur Erneuerung der Abdeckung übrig.

IV. Sonderbauweisen.

A. Die Schildbauweise für Tunnel in mildem Gebirge je nach dem Wasserandrang ohne (Abb. 29) oder mit (Abb. 30) Verwendung von Preßluft. Diese Bauweise benutzt, dem Grundgedanken der englischen Bauweise folgend, als senkrechten Brustabschluß einen eisernen, mit Arbeitsöffnungen versehenen Schild, der mit seinen zylindrischen Rändern vorwärts in das zu durchfahrende Gebirge einschneidet, rückwärts die fertige Tunnelröhre übergreift und mit Hilfe hydraulischer, am Schildumfang gelagerter Pressen vorbewegt wird. Die Schilddurchmesser sind bis 9,14 m ausgeführt worden, wobei die Anzahl der Pressen auf 40 stieg (Rotherhite-Themse-Tunnel). Für Untertunneltunnel und dort vielfach verwendet, wo Tunnel in nur geringerer Tiefe unter möglichster Vermeidung von Erdsenkungen vorgetrieben werden

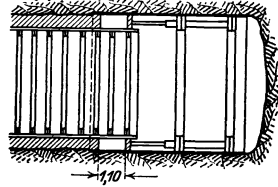


Abb. 29.

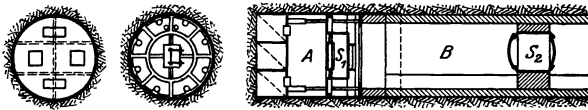


Abb. 30.

müssen, z. B. unter Straßen oder bebauten Grundstücken, hier zumeist in der Form eines Teilschildes für den oberen Tunnelquerschnitt. Bei dem in Abb. 29 dargestellten Verfahren von *Hallinger & Co.* (Bahnhof Wanne) werden Bewegungen in den überlagernden Erdschichten dadurch auf ein Kleinstmaß beschränkt, daß die Druckpressen mittels Eichenbohlen auf den noch frischen Beton abgestützt werden. Beim Vortrieb wird der Beton, der noch nicht abgedungen haben darf (daher nur kurze Zonen), stark zusammengedrückt und alle Hohlräume zwischen Mantel und Gebirge ausgefüllt.

B. Die Herstellung von Tunneln in offener Baugrube. Dieses Verfahren ist beim Bau der Berliner Untergrundbahnen angewendet worden. Es wird eine offene Baugrube ausgehoben, die Seitenwände werden versteift durch **I-Träger** I 26, die in Abständen von etwa 2,0 m eingerammt und zwischen denen 5 cm starke Bohlen eingezogen werden. Die einander gegenüberliegenden **I-Träger** der Seitenwände werden durch Rundhölzer gegeneinander abgesteift. Im Schutze dieser Baugrube wird der Tunnel hergestellt. Die **I-Träger** können herausgezogen und wieder verwendet werden. Liegt der Tunnel im Grundwasser, dann wird der Wasserspiegel durch ein Brunnensystem abgesenkt, so daß auch dann

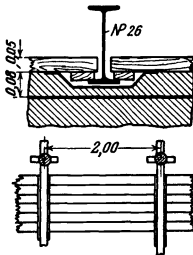


Abb. 31.

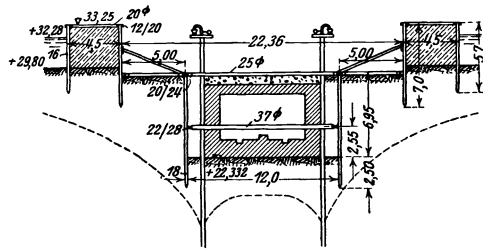


Abb. 32.

der Tunnel nebst der erforderlichen guten Dichtung im Trocken ausgeführt werden kann (Abb. 31 u. 32). Das Verfahren läßt sich selbst in verkehrsreichen Straßen anwenden, die Baugrube wird dann oben zur Aufnahme des

Straßenverkehrs mit einer Fahrbahn aus Holz während des Baues abgedeckt. Auch bei *Unterswassertunneln* ist das Verfahren mit Erfolg durchgeführt worden. Voraussetzung ist, daß das Flußbett ausreichende Dichtigkeit besitzt, um das Absenken des Grundwasserspiegels zu ermöglichen. Ein Teil des Wasserlaufes, der dem Schiffsverkehrs entzogen werden kann, wird durch Fangedämme gegen den Zufluß des offenen Wassers gesichert. Dann wird das Wasser aus diesem Teil ausgepumpt, die Tunnelbaugrube durch Spundwände eingefasst, der Boden nach Senkung des Grundwasserspiegels ausgehoben und der eine Teil des Tunnels hergestellt. Auf dem freien Tunnelende wird dann ein Reiterfangedamm aufgesetzt und von diesem aus der andere Teil des Flußbettes mittels Fangedämmen abgeschlossen, während der Schiffsverkehrs über den fertigen Teil des Tunnels geleitet wird.

Da bei Abschluß einer tiefen Baugrube durch einen Fangedamm immer die Gefahr eines Wassereintrittes besteht, kann man die Zeit dieses Zustandes dadurch abkürzen, daß man im Schutze der Fangedämme in offener Baugrube zunächst nur eine wasserdichte Decke, die an den Enden auf Spundwänden gut abgedichtet ruht, auf der Sohle des Flußbettes und über die Ufer hinaus herrichtet. Es können nun nach Sicherung der Ufer die Fangedämme beseitigt und der Tunnel von den Ufern aus unter der Decke und zwischen den Spundwänden bei Grundwassersenkung im Trockenen hergestellt werden. Die Schutzdecke dient entweder lediglich zum Abschluß der Baugrube (Spreetunnel-Weidendammer Brücke Berlin) oder sie wird gleich als Tunneldecke ausgebildet (Landwehrkanal Berlin) (Abb. 33)¹.

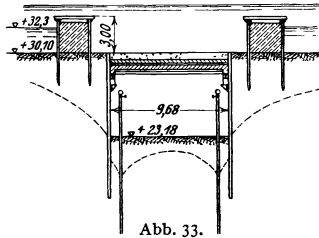


Abb. 33.

Darf die schiffbare Breite des Wasserlaufes durch den Einbau von Fangedämmen nicht beeinträchtigt werden, dann kann die Schutzdecke im Wasser versenkt werden. Zu diesem Zwecke wird die Sohle vorher ausgebagert. Zur Auflagerung der Schutzdecke sowie deren wasserdichten Abschluß werden zwei Reihen eiserner Spundwände gerammt und durch Taucher unter Wasser mittels Sauerstoffgebläses abgeschnitten. Beim Spreetunnel an der Jannowitzbrücke ist die Schutzdecke aus eisernen Gitterträgern gebildet worden, die in Tafeln von je 7 Stück versenkt und unter Wasser ausbetoniert sind. Vorher sind noch die Rohre für die Grundwassersenkung eingetrieben worden. Unter dem Schutze dieser Decke Aushub der Baugrube von den Ufern aus. Schwierig war die Abdichtung der Tunneldecke, sie ist nicht vollständig gelungen.

C. Durch Versenken fertiger Tunnelstücke oder auch des ganzen Tunnels in eine vorher ausgebagerte Rinne sind in Amerika Untertunnel hergestellt worden. Beim Bau des Tunnels unter dem Harlemfluß (New York) ist die obere Tunnelhälfte in einzelnen Teilen abgesenkt worden. Diese sind durch Taucher miteinander verbunden, und im Schutze dieser Decke unter Verwendung von Druckluft die übrigen Teile des Tunnels fertiggestellt worden. Mittels Senkkästen und Preßluft sind Teile der Pariser Untergrundbahn unter der Seine ausgeführt worden. Wenn bei größeren Wassertiefen Druckluft und Fangedämme nicht mehr zum Ziele führen, dann

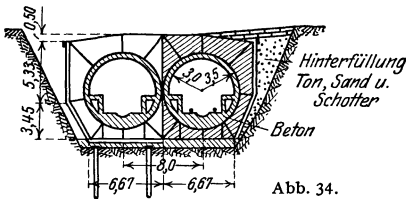


Abb. 34.

werden fertige Tunnelteile schwimmend eingefahren, versenkt, unter Wasser durch Taucher miteinander verbunden und mit Beton umschüttet (Detroitunnel, Abb. 34)¹.

¹ Abb. 32, 33 u. 34 aus LUCAS: Der Tunnel.

D. Auch mittels des Gefrierfahrens lassen sich Tunnelbauten im schwimmenden Gebirge ausführen. Diese Bauweise ist aber sehr teuer und nur zu empfehlen, wenn die anderen Verfahren versagen.

E. **Druckstollenbau.** Der Ausbruch des Stollens geschieht nach dem im bergmännischen Tunnelbau üblichen Verfahren. Der Unterschied besteht nur darin, daß der Stollenquerschnitt einer dauernden Sicherung bedarf, und zwar nicht nur zur Aufnahme des Gebirgsdruckes, sondern auch des inneren Wasserdruckes. Er muß auch gegen Wasserverluste gedichtet werden. Besteht das Gebirge aus standfestem, nicht klüftigem, dichtem Gestein, so daß Wasserverluste und Gebirgsdrücke nicht zu befürchten sind, dann genügt eine Auskleidung mit Stampfbeton oder ein Überzug aus Torkretbeton wie beim Heimbachstollen im Buntsandstein (Abb. 35)¹. Bei durchklüftetem, sonst aber standfestem Gebirge, wo zwar keine Bewegungen, wohl aber Wasserverluste auftreten können, genügt meist ebenfalls eine Betonauskleidung, die aber sehr sorgfältig zu hinterspritzen ist, um Klüfte und Hohlräume dicht auszufüllen. Ist das Gebirge druckhaft, dann muß die Wandung des Stollens die auftretenden Drucke aufzunehmen imstande sein. Ist damit zu rechnen, daß das Gebirge auch dem inneren Wasserüberdruck nachgibt, dann muß die Auskleidung auch diese Verhältnisse berücksichtigen. Durch einen Mantel aus Eisenbeton und entsprechender Stärke wird man dieser Kräfteeinwirkungen Herr werden können. Schwierig ist in diesen Fällen die Dichtung. Die bisherigen Erfahrungen auf diesem Gebiete lassen ein abschließendes Urteil noch nicht zu. Soviel scheint aber gewiß, daß Dichtungen aus Zementüberzügen nicht

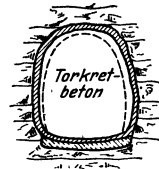


Abb. 35.

ausreichen, wenn mit Bewegungen trotz Sicherung der Stollenwandung zu rechnen ist. Dann empfehlen sich elastische Dichtungsmittel aus mehreren Lagen Asphalt-pappe und Asphaltpack, wie beim Bau von Untergrundbahnen im Grundwassergebiet, bei der die Dichtung zwischen dem tragenden Außenmantel und dem schützenden Innenmantel aufzubringen ist (Abb. 36). Auch eine innere Holzauskleidung der Tragschicht käme in Frage, weil Holz gute dichtende und hydrodynamische Eigenschaften besitzt. Der vorzeitigen Fäulnis könnte man durch Tränkung der Hölzer begegnen. Als letztes Dichtungsmittel, das zwar teurer als die anderen ist, aber stets zum Ziele führt, ist die Verlegung eiserner Druckrohre in dem gegen Einbruch zu sichernden Stollen zu nennen.

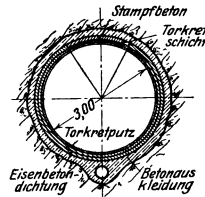


Abb. 36.

Schrifttum.

1. Zum Tunnelbau: RZIHA: Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst. — RÖLL: Enzyklopädie des Eisenbahnwesens. 2. Aufl. Tunnelbau. — LUEGER: Lexikon der gesamten Technik. 2. Aufl. Tunnel. — HENNINGS: Lange Alpentunnel. Bulletin des internationalen Eisenbahn-Kongreß-Verbandes 1909, S. 1541. — DOLEZALEK: Der Eisenbahntunnel. Berlin u. Wien 1919. — ESSELBORN: Lehrbuch des Tiefbaues. Abschnitt Tunnelbau von WEGELE. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Teil, Bd. 5: Tunnelbau von WILLMANN. 4. Aufl. 1920. — LUCAS: Der Tunnel-Berlin 1920—1924. — BIRK: Der Wegebau, III. Teil: Tunnelbau. 2. Aufl. Leipzig u. Wien 1923. — Handbibliothek für Bauingenieure, II. Teil, Bd. 3: Unterbau, von HOYER. Berlin 1923. — ANDRAE, C.: Der Bau langer, tiefliegender Gebirgstunnel. Berlin 1926. — WEGELE: Tunnelbau. Sammlung Götschen 1935 (mit einem sehr guten Quellennachweis bis 1934). — KRESS: Richtlinien für die Entwurfsbearbeitung von Autotunneln. Diss. Techn. Hochsch. Stuttgart 1936. — PRESSEL: Die Tunnelrungen von FRANZ RZIHA und ALFRED KUNZ. Bautechnik 4 (1926) S. 105 u. 173. — KLETT: Grundsätzliches über das Tunnelprofil der Reichsautobahnen. Die Straße 1938, S. 306. — NEUMANN: Der Straßentunnel und seine Ausrüstung. Bautechnik 17 (1939) S. 225, 257 u. 610. — WIEDEMANN: Neuere Anwendung der Unterfangungsbauweise. Berlin 1940.
2. Zum Druckstollenbau: MATTERN: Die Ausnutzung der Wasserkräfte 1908. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil, Bd. 2, Stauwerke, 2. Abt. Talsperren. 1921. — LUDIN: Die Wasserkräfte. 1943. — SCHMID: Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues. Berlin 1926. — Einzelaufsätze: FELLER: Über den Bau von Druckwasserleitungsstollen im Gebirge. Bauing. 6 (1925) S. 911. — DÖRR: Vom elastischen Verhalten der Gesteinswände in Druckstollen. Bauing. 6 (1925) S. 703. — WIEDEMANN: Ausführung von Stollenbauten in neuestlicher Technik. Berlin 1937.

¹ Abb. 35 u. 36 aus WALCH: Über die Auskleidung von Druckstollen. Bauing. 6 (1925) S. 118 Schleicher, Taschenbuch.

Bodenmechanik.

(Bautechnische Bodenkunde.)

Von

Dr.-Ing. H. PETERMANN,
Hannover.

I. Allgemeines.

Die *Bodenmechanik* entwickelte sich erst im letzten Jahrzehnt zum selbständigen Fachgebiet. Sie umfaßt die Lehre von der *wissenschaftlichen Erforschung* der *physikalischen, chemischen* und damit der *mechanischen Eigenschaften* des Bodens und ihrer *technischen Verwertung* in der *Bau Praxis*. Die bautechnische Bedeutung des Bodens ist gegeben durch seine Verwendung als *Baugrund, Grundwasserträger* und *Baustoff*. Der Begriff „Boden“ erstreckt sich auf das Material der oberen Erdkruste, also neben dem festen Gestein besonders auf dessen Verwitterungsprodukte und das lockere Gestein. Durch diesen Umfang ist die Bodenmechanik Grund- und Hilfswissenschaft für alle Gebiete des praktischen Bauwesens. Die Mannigfaltigkeit des behandelten Stoffes erklärt ihren engen Zusammenhang mit den angrenzenden exakten und beschreibenden Wissenschaften und Fachgebieten [vgl. Schrifttum (S. 806)].

Der verwickelte Aufbau des Bodens, seine unterschiedlichen Eigenschaften im natürlich gewachsenen, ungestörten, sowie im durch natürliche Vorgänge oder menschliche Eingriffe gestörten oder wieder verbauten Zustand heben ihn aus der Reihe der für den Ingenieur wichtigsten Baustoffe heraus. Exakte Rechnung ist hier nicht möglich, da deren Anwendung insbesondere auf einem großen Proportionalitätsbereich, innerhalb dessen man einen Stoff beansprucht, beruht. Beim Boden ist dieser Bereich verhältnismäßig klein. Man ist aber im Bauwesen genötigt, den Boden auch außerhalb dieses Bereiches zu beanspruchen; man geht vom elastischen Bereich über den plastischen bis zur Bruchgrenze vor und ermittelt für diesen äußersten Zustand die Kräfte (Grenzwertrechnung). Die Verformungsgröße ist hierbei nicht berücksichtigt. Der Zusammenhang Beanspruchung/Verformung ist Gegenstand umfangreicher Forschung, die sich stark auf empirisch gewonnene Erkenntnisse stützt.

Die Arbeitsweise der wissenschaftlichen Baugrundforschung geht — abgesehen von rein *theoretischen Untersuchungen* — in drei Richtungen: *Laboratoriumsversuche* zur Bestimmung der physikalischen und chemischen Eigenschaften, der Festigkeit des Bodens und zur Ermittlung von Bodenkennziffern. Hierzu gehören auch Modellversuche im kleinen Maßstab. *Baustellenversuche*, die nur am ungestörten Erdkörper vorgenommen werden können, Versuche am Bauwerk und Modellversuche im natürlichen Maßstab. Hierher gehören alle Versuche mit statischer oder dynamischer Bodenbeanspruchung. *Systematische Beobachtung von Vorgängen in Natur und Praxis* bezweckt Sammlung von alten Erfahrungen über den Zustand der für das Bauwesen in Frage kommenden Bodenschicht, Wirkung geologischer Vorgänge, Naturereignisse, pflanzenbiologische Verhältnisse und Auswirkung früherer baulicher Maßnahmen. Diese sind technisch richtig auszuwerten auf Grund der neuesten Erkenntnisse. Hierher gehört auch die Organisation planmäßiger Beobachtungen vor, während und nach Errichtung neuer Bauten.

Die Notwendigkeit engster Zusammenarbeit zwischen Wissenschaft und Praxis in der Baugrundforschung führte zur Gründung von Zweckausschüssen¹, welche die Forschungsergebnisse für die Praxis allgemein brauchbar auswerten. Zur Durchführung der Untersuchungen auf dem Gebiete der Bodenmechanik entstanden Institute²; ferner wurden bei größeren Bauvorhaben eigene Bodenprüfstellen eingerichtet³.

Die bisher in der Bodenmechanik gewonnenen theoretischen, versuchstechnischen und praktischen Erkenntnisse sind nicht als endgültig anzusehen. Ein Teil der Forschung hat statistischen Charakter. Man kann auf empirische Forschung nicht verzichten, muß aber anstreben, die technischen Eigenschaften des Bodens, ähnlich wie bei anderen Stoffen, auch theoretisch möglichst genau zu erfassen⁴.

Bezeichnungen und Begriffe sind für die Bodenmechanik noch nicht genormt. Es werden die bisher gebräuchlichen verwendet.

II. Wissenschaftliche Grundlagen, Rechnungsverfahren, Versuchsergebnisse.

A. Der Boden.

(Entstehung, technische Eigenschaften, Kennziffern.)

1. Die Bodenarten.

a) **Gesteinskundliche Bezeichnung.** α) *Eruptivgesteine*. Man unterscheidet *Tiefengesteine* (in großer Tiefe unter hohem Druck langsam erstarrt: Granit) und *Ergußgesteine* (an der Erdoberfläche unter geringem Druck ausgeflossen und schnell erstarrt: Basalt, Porphyr). Das Gefüge ist kristallin, massig. β) *Sedimentgesteine* sind entstanden durch Ablagerung von Verwitterungsprodukten anderer Gesteine. Ablagerung erfolgte am Orte der Verwitterung oder nach Transport durch Wasser, Eis, Wind an anderer Stelle (mechanische S.). Beim Transport erfolgt Trennung nach Korngrößen (Kies, Sand, Ton), bei Ablagerung Verfestigung (Tonschiefer, Sandstein, Konglomerate). Durch Abscheidung entstanden Kalk, Gips, Steinsalz (chemische S.). Aus organischer Substanz oder durch Vermittlung von Organismen entstanden Torf, Kohle, Faulschlamm (organogene S.). Das Gefüge ist schichtig. — γ) *Metamorphe Gesteine* sind entstanden durch Umformung aus Eruptiv- oder Sedimentgesteinen infolge hoher Drucke oder Temperaturen (kristalline Schiefer).

b) **Technische Bezeichnungen.** Als Bodenarten sind gemäß der Bezeichnung durch die Norm DIN 4022 anzusehen die Gesteine und Böden im gesteinskundlichen Sinne.

Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen den *nicht bindigen* und den *bindigen* Böden. Dazwischen stehen *ver kittete* Böden. Bindige Eigenschaften erhält der Boden vorwiegend durch Gehalt an feinsten, kolloidalen Korngrößen (Ton). Verkittung erfolgt durch Binder. Die nicht bindigen (rolligen) Böden enthalten keine oder wenig tonige Bestandteile. Sie ändern im Gegensatz zu den bindigen Böden ihre mechanischen Eigenschaften durch den Gehalt an Porenwasser gar nicht oder nur wenig.

¹ In Deutschland: „Deutscher Ausschuß für Baugrundforschung“ und „Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, E. V.“, beide in Berlin.

² 1916: Hannoverische Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Techn. Hochschule Hannover; 1924: Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg, Sa.; 1925: Erdbauabteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser-Erd- und Schiffbau, Berlin; 1929: Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin. In jüngster Zeit entstehen weitere Institute.

³ Z. B. bei Bau der Söse- und Oder-Talsperren im Harz; bei jeder Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen.

⁴ TERZAGHI, K. v.: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig 1925. Handbuch der Bodenlehre, Bd. 4—10. Berlin 1929—1932, Erg.-Bd. 1939. — REDLICH, K. A., K. v. TERZAGHI u. R. KAMPE: Ingenieurgeologie. Wien u. Berlin 1929. — BRENNER, L.-E. LOHMEYER: Der Grundbau. 1. Bd., 1. Teil, Baugrund. Berlin 1938. — Erdbaukurs der Eidgenöss. Techn. Hochschule 1938, Zürich 1938. — KÖGLER, F. u. A. SCHEIDT: Baugrund und Bauwerk. Berlin 1939. — Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau (zweite Folge). Berlin 1939. — KEIL, K.: Der Dammbau neuzeitlicher Verkehrsstraßen-, Auto- und Eisenbahnen. Berlin 1938.

Felsboden: zusammenhängendes, festes Gestein. Zerklüftung oder Verwitterung beeinflussen die Eigenschaften des gesunden Felsens.

Steine: Felsbruchstücke, Geröll, Schotter über 70 mm Korngröße (lose, verfestigt).

Kies: Gesteinstrümmer von 2—70 mm Korngröße, beim Transport abgerundet.

Sand: Gesteinstrümmer von 0,002—2 mm Korngröße, entstanden durch weiter vorgeschrittene mechanische Zerstörung. Er enthält besonders den widerstandsfähigen Quarz, ferner Feldspat, Hornblende, Glimmer, Kalkspat. (Loser Sand, verfestigter Sand, Sandstein.) Die letzte Korngrößengruppe „sehr feiner Sand“ wird noch aufgeteilt in *Mehlsand* (Mo) von 0,02—0,1 mm und *Staubsand* (Schluff) von 0,002—0,02 mm. *Schwimmsand* entsteht insbesondere bei feinem Sand unter dem Einfluß des Porenwassers (Bezeichnung nicht eindeutig).

Bindige Böden enthalten tonige Bestandteile $< 0,002$ mm. Sie ändern ihr mechanisches Verhalten sehr stark unter dem Einfluß des Porenwassers, quellen bei Wasseraufnahme, schwinden bei Austrocknung. Im trockenen Zustand sind sie spröde, im feuchten knetbar und klebrig, bei großem Wassergehalt neigen sie zum Fließen. Geologisch ältere Schichten sind fest gelagert, jüngere Böden haben größeren Wassergehalt und sind weicher.

Schlamm ist das feinste Zerstörungsprodukt der Gesteine (0,0002—0,002 mm). Er enthält von der Sedimentation her organische Teilchen. Seine obere Kornfraktion ist der Ton (0,001—0,002 mm).

Ton ist der typische Vertreter der bindigen Böden. Er enthält Tonminerale, wie Kaolinit, Montmorillonit, Halloysit, ferner auch feinste Teile von Quarz, Glimmer und Feldspat usw.; gelegentlich hat er Gehalt an Schwefelkies.

Mergel ist ein Ton mit starkem Kalkgehalt (normal 25—50 % Kalk). Die Toneigenschaften werden durch Kalk in erdstatisch günstigem Sinne verändert.

Lehm ist Tonboden mit stärkerem Sandgehalt (30—70 %, sandiger Ton — toniger Sand), Kalk fehlt.

Löß enthält als wichtigste Bestandteile Quarz, Feldspat und Kalk in wechselnder Menge. Der Transport vor Ablagerung erfolgte durch Wind. Der Kalk überkrustet meist die Quarzkörner. Der Quarz erhält dem Löß sandigen Charakter, die Bindigkeit entsteht infolge Verkittung durch Kalk.

Lößlehm ist entstanden durch Verwitterung von Löß und Auslaugung des Kalkgehaltes. Er hat einigen Gehalt an kolloidalen Bestandteilen und hat dadurch die normalen Eigenschaften bindiger Böden.

Schlick ist entstanden aus Ablagerung toniger Teilchen mit organischen Beimengungen, teilweise mit Gehalt an sehr feinem Sand.

Klei ist eine ältere, festere Ablagerung von Schlick.

Moorerde, Faulschlamm, Torf, Kohle bestehen im wesentlichen aus organischen Substanzen mit geringen mineralischen Beimengungen.

Verkittete Böden sind z. B.: *Löß* (Kalk), *Oristein* (Eisen), *Konglomerate* (Verkieselung, Ton, Kalk). Ihre Eigenschaften entsprechen dem Bindemittel.

Mutterboden (Humus) ist die wenige Dezimeter starke, bakterienbelebte oberste Schicht des Bodens mit starkem Gehalt an organischen Teilchen.

*Ablagerungsböden, Schutthalde*n richten sich in ihren Eigenschaften nach Zusammensetzung und Entstehung.

2. Physikalische, chemische und mechanische Eigenschaften.

a) **Elemente der Bodeneigenschaften (Phasen).** Das System „Boden“ setzt sich zusammen aus den Phasen: festes Korn, Wasser, Luft. Die Eigenschaften der nicht bindigen Böden werden bestimmt durch das Verhalten der festen Phase (*Einphasensystem*), der Einfluß von Wasser ist bis auf einige Sonderfälle wenig bedeutend, ein Einfluß von Luft ist nicht vorhanden. Die Eigenschaften bindiger Böden werden bestimmt durch das Zusammenwirken der beiden Phasen: feste Masse, Wasser (*Zweiphasensystem*). Das Gemenge ist als luftfrei anzusehen bis auf oberste Krümel-schichten. Mutterboden erhält seine Eigenschaften aus dem Zusammenwirken von fester Masse, Wasser, Luft (*Dreiphasensystem*). Löß ist ein Dreiphasensystem besonderer Art, weil sein Verhalten wesentlich durch das Vorhandensein der halbfesten Phase Kalk als Kittmasse beeinflußt wird.

b) Das spezifische Korngewicht γ_s (g/cm³) ist das Gewicht einer Volumeneinheit festen Kornes. Es wechselt mit der Zusammensetzung des Bodens aus verschiedenen Mineralien; Einschüsse von Gas und Flüssigkeit im Einzelkorn verändern die Größe von γ_s . Für Sand (hauptsächlich Quarz) ist i. M. $\gamma_s = 2,65$; für Ton (wechselnde Mineralien) $\gamma_s = 2,7-2,9$. Die wahren Werte von γ_s werden getrübt durch Anwesenheit von osmotischem und hygroskopischem Wasser.

c) Kornform, Korngröße, Kornverteilung. Die Form des Einzelkornes ist gedrungen oder schuppenförmig (plättig). Schuppige Teilchen sind leichter zu verformen; der Gehalt an plättchenförmigen Teilchen beeinflusst also die Verformbarkeit des Bodens. Sand hat vorwiegend gedrunge, Ton schuppige Teilchen. Die Größe des Einzelkornes wird in Längenmaß angegeben (Korndurchmesser d in mm). Abb. 1 zeigt die Einteilung nach Korngrößen und Kornverteilungskurven. Die Ordinaten zeigen den Gehalt an Körnern mit d kleiner oder gleich dem auf der zugehörigen Abszisse angegebenen. Oberhalb der Korngröße 0,002 mm sind die mechanischen Eigenschaften der Körner bestimmend für das Verhalten; unterhalb dieser Größe ist die Kolloidchemie für die Beurteilung heranzuziehen¹. (Grenze zwischen grobdispersen und kolloiddispersen

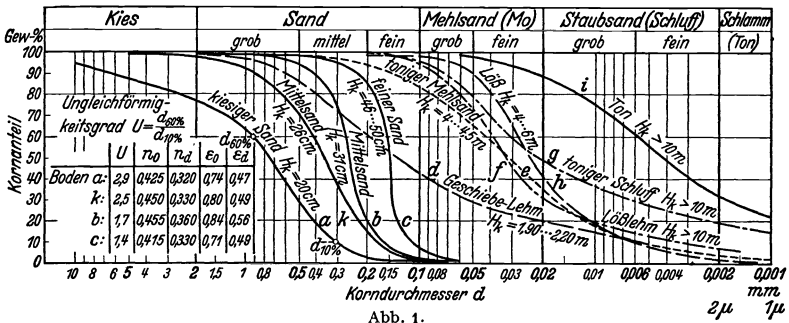


Abb. 1.

Systemen.) Die feinsten Teilchen (< 0,002 mm) haben wahre Kohäsion, in Wasser aufgelöst zeigen sie Brownsche Bewegung. Die Neigung der Verteilungskurve stellt die Ungleichförmigkeit der Korngrößen dar. Nach HAZEN ist der Ungleichförmigkeitsgrad $U = \frac{\text{Korndurchmesser bei } 60\%}{\text{Korndurchmesser bei } 10\%}$; dieser ist etwa für Sand $U = 1$ bis 15, für Ton $U = 10-100$.

Die Korngrößen ermittelt man bis zu $d = 0,2$ mm durch Trockensiebe, für $d = 0,2-0,06$ mm durch Schlämmsiebe, für die Feinteile mit $d < 0,06$ mm durch Schlämmanalyse (Sinkgeschwindigkeit in Wasser nach dem STOKESschen Gesetz, Bestimmung des äquivalenten Korndurchmessers, z. B. nach BOUYOUCOS-CASAGRANDE²). Die Grenze der Anwendbarkeit dieses Verfahrens liegt bei $d = 0,001$ mm.

Weiter sind zu nennen mikroskopische Messung und photoelektrische Verfahren (Schwächung der Lichtstärke durch den Schwebstoffgehalt einer Aufschlämmung).

d) Chemische Eigenschaften des Bodens sind begründet durch gewisse Beimengungen oder durch das Verhalten der Kolloide. Kalk, Humus, Schwefelkies u. a. verändern unter Einwirkung von Luft oder Wasser die Festigkeit³ des

¹ WIEGNER, G.: Boden und Bodenbildung. Dresden 1929.

² CASAGRANDE, A.: Die Aräometermethode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden und anderen Mineralien. Berlin 1934.

³ SEIFERT, R., J. EHRENBERG, B. TIEDEMANN, K. ENDELL, U. HOFMANN, D. WILM: Bestehen Zusammenhänge zwischen Rutschneigung und Chemie von Tonböden? Berlin 1935. — VAGLER, P.: Der Kationen und Wasserhaushalt im Mineralboden vom Standpunkt der physikalischen Chemie und seine Bedeutung für die land- und forstwirtschaftliche Praxis. Berlin 1932. — ENDELL, K., W. LOOS, H. MEISCHNER u. V. BERG: Veröff. Inst. Degebo, Heft 5. Berlin 1938. — ENDELL, K., W. LOOS u. H. BRETH: Forschungsarb. a. d. Straßenwes., Heft 16. Berlin 1939.

Bodens oder bewirken seine Aggressivität gegenüber Grundbauwerken. Kolloidchemische Eigenschaften (Flockung) der feinsten Bodenteilchen bewirken Ablagerung von Schwebstoffen z. B. an Flußmündungen beim Übergang vom Süßwasser zum Salzwasser mit großem Elektrolytgehalt (zu beachten bei Schlamm-analyse). Je nach dem Aufbau von Tonböden und nach Art der an der Oberfläche der Teilchen austauschfähig gebundener Ionen schwankt die Hydratationsgröße, welche einen Einfluß auf die Festigkeit der Tone ausübt¹.

e) **Elektrische Eigenschaften**, insbesondere die elektrische Leitfähigkeit des Bodens, sind von den ihn bildenden Mineralien, der Lagerungsform (homogen, schiefrig, klüftig), dem Wassergehalt und der Zusammensetzung des Porenwassers (je nach Konzentration von Salzen und Säuren) abhängig. Leitfähigkeit und magnetische Eigenschaften der eigentlichen Gesteinsmasse sind gegenüber den gleichen Eigenschaften des Porenwassers gering. Die Verteilung der elektrischen Leitfähigkeit ist Grundlage eines wichtigen geophysikalischen Bodenaufschlußverfahrens². **Elektrochemische Wirkungen:** An der Oberfläche von Tonpartikeln sind austauschfähig gebundene Basen, wie Na, Ca und Mg vorhanden, die fähig sind, reichlich Wasser anzulagern (Quellfähigkeit). Dagegen sind H und Al fest gebunden mit erheblich geringerer Quellfähigkeit. Für die Quellfähigkeit ist ferner der saure oder alkalische Charakter des Porenwassers von Bedeutung. Durch das Quellen wird das statische Verhalten von Ton ungünstig beeinflusst. Leitet man nach L. CASAGRANDE mittels Elektroden (Al-Anode, Cu-Kathode) elektrischen Gleichstrom durch den Ton, so erfolgt elektrische Umladung der Teilchen und damit vermutlich Ersatz der Na-Kationen durch H oder Al, woraus sich geringere Quellfähigkeit und größere Festigkeit ergibt. Das Verfahren wird noch entwickelt³.

f) **Die Lagerungsform (Struktur)** des Bodens ergibt sich aus seiner Entstehung. Urbild der *Einzelkornstruktur* ist eine Schüttung aus gleich großen Kugeln mit Hohlräumen kleiner als Korngröße. *Wabenstruktur*, entstanden durch normale Sedimentation, besitzt größere Hohlräume als maximale Korngröße. Bei Sedimentation wabenähnlicher Gebilde entsteht *Flockenstruktur* mit sehr viel Hohlraum. Innerhalb des Gerüsts einer Wabenstruktur kann sich die Schlammfraktion in weicher Konsistenz befinden und bei Zerstörung des Tongerüsts als Schmiermittel wirken. *Krümelsstruktur* ergibt sich vielfach an der Oberfläche bei bindigen Böden.

g) **Der Lagerungszustand** des Bodens „gestört“ oder „ungestört“ ist maßgebend für seine Eigenschaften und bei allen Untersuchungen zu berücksichtigen. Dies gilt sowohl für „natürlich gewachsenen“ als auch für „eingebauten“ Boden.

h) **Die Lagerungsdichte** ergibt sich nach Kornanordnung und Struktur aus *Hohlraum (Porenvolumen n)* und *Kornraum (Kornvolumen 1 - n)* der Raumeinheit (Abb. 2). Hieraus ist die *Porenziffer* $\epsilon =$

$$\frac{n}{1-n} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \text{Ferner gilt: } \epsilon = \frac{n \cdot h}{(1-n) \cdot h}; \quad (1-n) = \frac{1}{1+\epsilon}; \quad n = \frac{\epsilon}{1+\epsilon}; \quad \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta \epsilon}{1+\epsilon}; \quad \text{Zusammendr\"uckung (Setzung): } \Delta h = h \cdot \frac{\Delta \epsilon}{1+\epsilon}; \quad \text{reduzierte Schichtth\"ohhe (wenn alle Hohlr\"aume verschwinden): } h_{red} = \frac{h}{1+\epsilon}.$$

Der Boden kann verschieden dicht gelagert sein. Für kohäsionslose Bodenarten bestehen Grenzwerte der losesten (n_0, ϵ_0) und der dichtesten (n_d, ϵ_d) Lagerung. Für einen beliebigen Zustand ist die *Lagerungsdichte* $D = \frac{\epsilon_0 - \epsilon}{\epsilon_0 - \epsilon_d}$ (loseste Lagerung: $D = 0$, dichteste Lagerung: $D = 1$). Die *Verdichtungsfähigkeit* ist $F = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_d}{\epsilon_d}$. Gleich-

förmige Böden haben geringere Verdichtungsfähigkeit und liegen unstabiler als ungleichförmige. Für Sand ist etwa: $n_0 = 0,41-0,47$, $\epsilon_0 = 0,70-0,90$; $n_d = 0,27-0,39$, $\epsilon_d = 0,37-0,64$; ferner $F = 0,35-1,0$ (Abb. 1). Ein Haufwerk aus

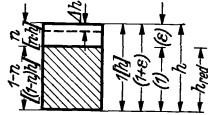


Abb. 2.

¹ Siehe Fußnote 3, S. 773.

² TÖLKE, F.: Bauing. 18 (1937) S. 271.

³ CASAGRANDE, L.: Bautechn. 15 (1937) S. 14. — ENDELL, K.: Bautechn. 13 (1935) S. 226.

gleich großen Kugeln hat $n_0 = 0,476$, $n_d = 0,2595$. Der Verdichtungs- zustand bindiger Böden wird durch die Porenziffer (Wassergehalt) angegeben; Grenzwerte im obigen Sinne bestehen nicht, weil die Hohlräume durch die Kohäsion beliebig verändert werden können.

Änderung der Lagerungsdichte kann erfolgen durch Änderung von Reibung, Kohäsion und Abstützung von Korn zu Korn. Infolge von Druck-, Zug- oder Scherkräften werden die einzelnen Körner verlagert, ineinander gedrückt, gestaucht oder verformt und zerstört, aber auch auseinandergezerrt; bei Erschütterung oder Spülung erfolgt Änderung der Dichte praktisch nur durch gegenseitiges Verschieben der Körner.

Bei kohäsionslosem Boden hat statischer Druck nur geringen Einfluß auf die Verdichtung, dynamische Einwirkung dagegen großen (Abb. 3). Bei bindigen Böden ist die Wirkung umgekehrt (Abb. 6). Der Einfluß dynamischer Vorgänge bleibt infolge Kohäsion gering, statischer Druck wirkt sich wegen der plättchenähnlichen Gestalt der Tonteilchen stark aus, da diese sich leichter verformen lassen als die gedrun- genen Sandkörner.

Die Änderung der Verdichtung im Boden geht nicht plötzlich vor sich, sondern allmählich. Bei Sand ist die dazu erforderliche Zeit gering, bei bindigen Böden bedeutend größer. Diese sind infolge der Kapillarwirkung praktisch luftfrei. Jede Veränderung in der gegen- seitigen Lage der einzelnen Körner er- fordert demnach ein Zu- oder Abströmen von Porenwasser, was infolge der inneren Widerstände (Durchlässigkeit) eine gewisse Zeit beansprucht. Die Verdich- tungszeit wächst mit dem Quadrat der Schichthöhe. Bei Bestimmung der

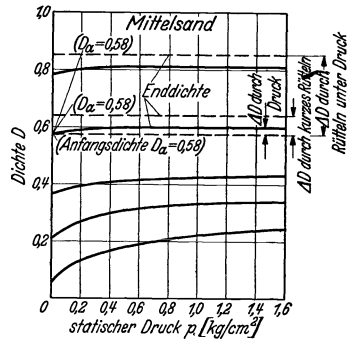


Abb. 3.

Dichte aus ungestörten Bodenproben gilt: $n = 1 - \frac{\gamma}{\gamma_s(1+w)}$ · (vgl. i und k).

i) Der Wassergehalt w wird zweckmäßig ausgedrückt in % des Trocken- gewichtes. Es ist etwa: für feuchten Sand $w = 2-8\%$; für Lehm, Löß, Ton im gewachsenen Zustand normal $w = 10-40\%$. Für luftfreie Böden gilt bei dem spezifischen Gewicht von Wasser $\gamma_w = 1$ die Beziehung: $e = w \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = w \cdot \gamma_s$.

Der Wassergehalt oder das Porenwasser hat verschiedene Erscheinungsformen: Grundwasser bewegt sich unter Ausfüllung aller Poren frei, nur unter Einfluß der Schwerkraft und der Bewegungswiderstände. Grundwasser unter Überdruck unterhalb einer undurchlässigen Deckschicht heißt „gespannt“; artesisches Wasser ist gespanntes Grundwasser, das aus einem in die wasserführende Schicht ge- triebenen Rohr über Geländeöhe frei ausläuft. Sickerwasser ist Oberflächenwasser, das oben eindringt und sich, der Schwerkraft folgend, in beliebiger Richtung bewegt. Kapillarwasser wird in engeren Poren infolge Oberflächenspannung fest- gehalten. Es bildet über dem Grundwasser einen geschlossenen, luftfreien Kapillar- saum oder findet sich in der lufthaltigen Bodenzone als lufthaltiges Kapillarwasser. Haft- und Porenwinkelwasser wird in der lufthaltigen Bodenzone in den Winkeln zwischen den Bodenkörnern durch Oberflächenspannung festgehalten. Hygro- skopisches Wasser (Adsorptionswasser) umhüllt die einzelnen Bodenteilchen in- folge der Oberflächenkräfte als verdichtete Grenzschicht zwischen der Porenluft der flüssigen Phase (Porenwasser) und der festen Phase des Kornes. Ferner tritt im Boden Wasserdampf und Eis auf.

k) Das Raumgewicht γ (g/cm^3 oder t/m^3) ist das Gewicht einer Volumen- einheit Boden (feste Masse + Wasser + Luft). Bei derselben Bodenart ändert

sich γ stark mit Wassergehalt und Dichte. Für Mittelsand (Abb. 1, k) ist $\gamma_0 = 1,47$, $\gamma_d = 1,77$ (trocken) und $\gamma_d = 1,8$ (erdfeucht, $w = 3\%$), ferner $\gamma_d = 2,1$ (wassergesättigt, $w = 15\%$). Für gewachsenen Ton beträgt z. B. $\gamma = 2,2$ bei $w = 13\%$ und $\gamma = 1,9$ bei $w = 39\%$.

Unter Wasser ermäßigt der auf die Festsubstanz wirkende Auftrieb das Raumgewicht, z. B. für Sand, $\gamma_s = 2,65$:

			trocken $w = 0\%$	feucht $w = 3\%$	gesättigt $w = 31\%$	unter Wasser
$\epsilon = 0,82$	$n = 0,45$	$(1 - n) = 0,55$	$\gamma = 1,46$	1,51	1,91	0,91
0,43	0,30	0,70	1,85	1,91	$w = 16\%$ 2,15	1,15

1. Die *thermischen Eigenschaften* des Bodens, insbesondere seine *Wärmeleitfähigkeit* ergeben sich aus den Eigenschaften der ihn bildenden Mineralien. Luftgefüllte Poren sind schlechte, wassergefüllte Poren gute Wärmeleiter. Die *Frosttiefe* hängt ab von Wärmeleitfähigkeit, spezifischer Wärme, Lufttemperatur, Frostdauer. In Gebieten ewigen Frostes ist die *Auftaugrenze* wichtig. Die thermischen Eigenschaften beeinflussen die Bodenfestigkeit (Gefriergründung) und z. B. auch den Abbindevorgang bei Beton im Grundbau. — (Bodenfrost s. unter 4.)

3. Hydrodynamische Eigenschaften.

a) **Kapillarität** folgt aus der Oberflächenspannung (etwa 75 Dyn/cm = 0,075 g/cm), die sich in feineren Poren an der Grenze Wasser/Luft entwickelt. Hier bilden sich Menisken, das Wasser in den Kapillarröhrchen steht unter Unterdruck (Zugspannung). Dadurch wird das (Kapillar)wasser über den freien (Grund)wasserspiegel hinausgehoben. Das Hubmaß ist die *kapillare Steighöhe* H_k (cm), sie gibt die Kapillarkraft als hydrostatische Größe, an. H_k ändert sich je nach Feinheit, Struktur und Dichte des Bodens. Die Weite der Kapillaren in fetten Tonen hat die Größenordnung 0,0001 mm. Es beträgt z. B. H_k :

für Kies	bis 3 cm	für Lehm, Löß 1,0 bis mehrere m
für Mittelsand	20—40 cm	für Ton mehrere m bis über 100 m.
für Feinsand	40—80 cm	

Kapillar-(Unter)druck erhöht Reibung und Haftung zwischen den Bodenteilchen (scheinbare Kohäsion, vgl. 5 c).

b) **Die Durchlässigkeit** des Bodens ist eine Funktion seines Aufbaues und der Viskosität (also auch Temperatur) der Porenflüssigkeit. Sie wird ausgedrückt durch die *Durchlässigkeitsziffer* k (cm/sec), diese ist also eine Geschwindigkeitsgröße, sie entspricht der Wassermenge, die bei einem hydraulischen Gefälle $i = 1$ in der Zeit $t = 1$ den senkrecht zur Strömungsrichtung gemessenen Querschnitt $f = 1$ durchströmt.

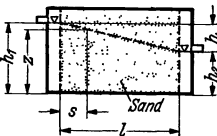


Abb. 4.

In Abb. 4 ist $i = -\frac{h}{l}$ das *Druckhöhengefälle* (*hydraulisches Gefälle*), im Differential: $i = -\frac{dz}{ds}$ (dimensionslos). Die Porenwasserströmung ist in der Regel

laminar und gehorcht dann dem Gesetz von DARCY: $v = k \cdot i$ (cm/sec); hierin ist v die *Filtergeschwindigkeit* gleich $\frac{q}{f}$ (Verhältnis: Sickermenge in der Zeiteinheit zu Querschnittsfläche).

Die wahre Grundwassergeschwindigkeit in den Poren ist entsprechend größer, k nimmt mit der Porenziffer ab, besonders bei bindigen Böden, und ist an der

Plastizitätsgrenze äußerst klein (Abb. 6). Für Wassertemperatur 10° C gilt z. B. je nach Lagerungszustand:

grober Sand	$k = 0,5$ bis 1	cm/sec
feiner Sand	0,1 bis 0,3	cm/sec
sehr feiner Sand	0,01 bis 0,02	cm/sec
Lehm	$(0,1$ bis $1) \cdot 10^{-4}$	cm/sec
Ton	$(0,02$ bis $20) \cdot 10^{-7}$	cm/sec
Löß ungestört	$(0,5$ bis $1) \cdot 10^{-3}$	cm/sec
gestört	$0,7 \cdot 10^{-7}$	cm/sec

Ist in sandigem Boden bei gegebenem Druckgefälle die Durchlässigkeit nicht groß genug für die ungehinderte Strömung des Porenwassers, so verhält sich das Gemisch Boden/Wasser wie eine Flüssigkeit mit dem spezifischen Gewicht und der Viskosität des Gemisches. Dies zeigt sich besonders bei feinen, gleichförmigen, unstabil gelagerten Sanden (*Schwimmsand*); bei genügender Wassermenge und starkem Überdruck fließen auch gröbere Sande (vgl. Vorgänge bei *Spülströmung*).

4. Bodenfrost.

Bei Frost gefriert das Wasser zunächst in den größeren Bodenporen, in den feineren ist bei geringer Kälte und Frostdauer noch ungefrorenes Wasser vorhanden. In den feinsten Querschnitten gefriert das Wasser erst bei mehreren 10° Kälte¹, weil es hier unter höherem Druck steht. Beim Gefrieren dehnt sich das Wasser um 9% seines Volumens aus, es drückt also die Bodenkörner auseinander; bei nicht wassergesättigtem Boden wächst es in den luftgefüllten Porenraum hinein, wo es sich als Porenwinkelwasser in den Zwickel beim Berührungspunkt der einzelnen Körner ansetzt. Ist das Porenwasser nur in Form von Porenwinkelwasser vorhanden, so sinkt die Gefrieretemperatur mit Verringerung des Wassergehaltes, da sich durch die hiermit verbundene Verengung des Wasserquerschnittes der Druck in der Wasserschicht vergrößert. Praktisch ist also in der Frostzone sowohl schon Eis als auch noch Wasser vorhanden. Das Auseinanderpressen der Einzelkörner infolge der Ausdehnung Wasser/Eis kann ein Wachsen der durchfrorenen Bodenschicht um 9% seiner Hohlräume bewirken (eine 1 m starke Sandschicht, wassergesättigt, wächst bei $n = 0,33$ um 3 cm).

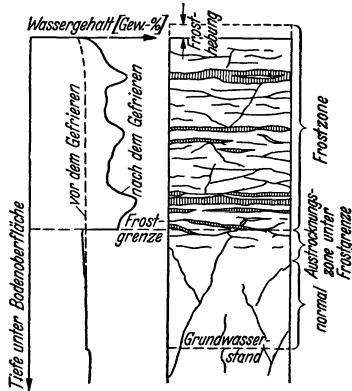


Abb. 5.

Eisbildung in Spalten und Schichten gewachsenen Gesteins ist ferner Ursache für dessen Verwitterung.

In feineren Hohlräumen, also in feinen oder geschichteten Böden (schluffig, tonig) schließt das Wasser bei Kristallisation nicht, wie oben beschrieben, die Einzelkörner ein, sondern setzt sich in Form von „Eislinsen“ ab. Im Laufe der Kristallisation ziehen die Eislinsen alles erreichbare Wasser aus ihrer Umgebung (von oben, unten und den Seiten) an sich und „wachsen“ (Abb. 5)¹. Das Wachsen erfolgt gegen den Frosteinfall. Die bei diesem Vorgang auftretenden Hebungskräfte sind bedeutend (bis zu mehreren atm). Nachschub von Porenwasser erfolgt an die Stellen, an denen zuerst Eiskristalle entstehen, er wird durch die wechselnde Gefrierpunkttiefe bei verschieden engen Poren begünstigt. Bei nur durch Oberflächenwasser durchfeuchtem Boden ist der Wassernachschub in die Frostzone begrenzt; es entstehen nur örtliche Frosthebungen durch einzelne Eislinsen,

¹ Beskow, G.: Tjälbildningen och tjällyftningen. Stockholm 1935 (Abb. 61, S. 115).

die aber für den Straßenbau schon bedeutend sein können (mehrere cm). Ist dagegen der Boden durch sein Kapillarsystem mit einem Wasserhorizont unterhalb der Frostzone verbunden, so wird von Beginn des Gefriervorganges ab ständig Wasser kapillar hochgezogen. Dieser unbehinderte Wassernachschub hat eine außerordentlich starke Eislinsenbildung und damit Hochfrieren des Bodens zur Folge (frostschiebender Boden, Hebungen bis zu mehreren Dezimetern).

Bei eintretendem Tauwetter hat der mit Eislinsen durchsetzte Boden zunächst einen viel zu hohen Wassergehalt, was besonders beim Straßenuntergrund zu schädlichen Folgen führen kann (Herabsetzung der Tragfähigkeit).

Als frostschiebend sind nur Böden mit ausreichendem Gehalt an Feinteilen anzusehen. Nach dem empirischen Kriterium von A. CASAGRANDE für nicht felsartige Böden ist maßgebend die Korngröße 0,02 mm (Schluff). Gleichförmiger Boden ($U \leq 5$) ist frostschiebend, wenn er mehr als 10% Korngehalt mit $d \leq 0,02$ mm enthält; ungleichförmiger Boden ($U \geq 15$) ist schon mit mehr als 3% dieser Kornfraktion frostschiebend.

Der zur Frosthebung erforderliche Wassernachschub hängt von der Durchlässigkeit des Bodens ab. Bei gleicher Frostdauer ist daher ein Boden, der genügenden Feingehalt mit ausreichender Durchlässigkeit verbindet, praktisch frostgefährlicher als ein noch feinerer Boden mit entsprechend geringerer Durchlässigkeit. Diese Bedingung erfüllt etwa ein Boden der Schluff-Fraktion. Bei Tauwetter gibt ein solcher Boden natürlich auch das überschüssige Wasser schneller wieder ab als ein Tonboden.

Bei der Beurteilung von Frostwirkungen in gesundem und verwittertem Felsboden ist die Wasserführung in Rissen und Schichten von wesentlicher Bedeutung.

Die Forschung über Bodenfrost ist noch nicht abgeschlossen; die Wasserführung des Bodens ist jedenfalls als wichtigste Grundlage für die Vorgänge anzusehen¹.

5. Festigkeitseigenschaften.

a) Beziehung zwischen Belastung und Porenziffer (Wassergehalt), hydrodynamische Spannungserscheinungen, Elastizität, Druckfestigkeit, Querdehnung². Hydrodynamische Spannungserscheinungen nennt man den Zusammenhang zwischen Belastung, Porenziffer, Durchlässigkeit, Wassergehalt und

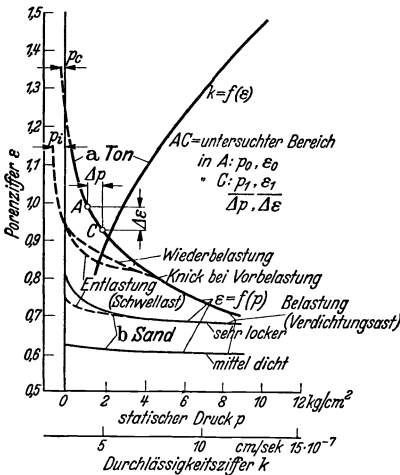


Abb. 6.

Zeit, die das mechanische Verhalten feinkörniger, insbesondere bindiger Böden stark beeinflussen. Bezogen auf einen Anfangszustand ruft eine Belastung Verminderung des Porenvolumens und eine Entlastung Vergrößerung desselben hervor. Dabei entsteht im Porenwasser ein Druckgefälle (Überdruck bzw. Unterdruck). Je nach der Durchlässigkeit stellt sich mit der Zeit ein neuer Gleichgewichtszustand ein.

Das Verhalten des Bodens unter Belastung läßt auf seine Festigkeitseigenschaften schließen. Die Darstellung erfolgt bei behinderter Seitenausdehnung durch das *Druck/Porenzifferdiagramm* (Abb. 6) (d. i. zugleich die Kurve für den

¹ GOTTSTEIN, E. v.: Grundsätzliches über Frostschaden an Straßen, ihre Ursachen und ihre Verhütung, Berlin 1937. — DÜCKER, A.: Forschungsarb. a. d. Straßenwes. Heft 17. Berlin 1939

² TERZAGHI, K. v.: Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele. In: Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik 4, 2 Leipzig (1931) S. 513.

natürlichen Wassergehalt) und bei unbehinderter Seitenausdehnung durch das *Druck/Zusammendrückungsdiagramm* (Abb. 10). Der bei Lastwechsel durch Schwelllast und Wiederbelastungsast eingeschlossene Bereich (Hysteresisschleife) gibt die umkehrbare, elastische Formänderung an. Geologisch früher höher belastete, später wieder entlastete Böden zeigen in der p/ϵ -Kurve den angedeuteten Knick. Bindiger Boden ist im gestörten Zustand wesentlich stärker zusammendrückbar als im ungestörten. Für beschränkte Lastbereiche kann die p/ϵ -Kurve als Gerade aufgefaßt werden; es ist dann die *Verdichtungsziffer*

$$a = - \frac{d\epsilon}{dp}$$

Die Änderung der Porenziffer durch Druck erfolgt nicht ruckartig, sondern allmählich (zeitlicher Spannungsausgleich) (Abb. 7). Bei Höherbelastung wächst der Widerstand im Bodengefüge durch festere Abstützung und Verkeilung der einzelnen Körner, was in der Regel nur durch Umlagerung (Verdichtung) zu erreichen ist. Die hierbei entwickelten Reibungskräfte bestimmen die Geschwindigkeit der Porenzifferänderung bis zum neuen Gleichgewichtszustand. Bei bindigen Böden wird der Vorgang wesentlich verzögert durch die dabei auftretende Porenwasserströmung.

Der Spannungsausgleich bewirkt umgekehrt Druckabnahme bei gleichbleibender Porenziffer. Wird z. B. eine Lastplatte nach erfolgter Belastung festgehalten, so fällt der vom Boden gegen sie ausgeübte Widerstand allmählich auf einen Grenzwert ab, da sich die Spannungen infolge Feinbewegung der Körner den entfernteren Zonen mitteilen und so den Spannungszustand im Boden der Belastung durch die Platte anpassen.

Abb. 8 zeigt das Schema eines Druckapparates („Ödometer“ nach TERZAGHI), in dem man Zusammenrückung und Durchlässigkeit bestimmen kann. Das Abdrücken von Bodenproben im Ödometer ermöglicht die *Setzungsvorhersage* für Untergrund und Bauwerke in praktischen Fällen — zumindest der Größenordnung nach. Es sei nach Abb. 7 und 9 Δp die Zusatzlast und Δh die an einer ungestörten Bodenprobe im Ödometer ermittelte Verdichtung der Schichthöhe h (Porenzifferabnahme $\Delta \epsilon$, Setzung Δh). Die endgültige Verdichtung der Probe erfolgte in der Zeit t . Für den untersuchten praktischen Fall (Schichthöhe h_x) ergibt sich das Maß

$$\Delta h_x = \Delta h \cdot \frac{h_x}{h},$$

die Zeitdauer der Verdichtung ist angenähert

$$t_x = t \cdot \left(\frac{h_x}{h} \right)^2.$$

Für den ebenen Spannungszustand und Parallelströmung geben TERZAGHI und FRÖHLICH die Rechnung für Setzung von Tonschichten genauer an².

Bei plötzlicher Aufbringung der Zusatzlast Δp muß diese im ersten Augenblick voll durch das Porenwasser aufgenommen werden, weil die Festsubstanz

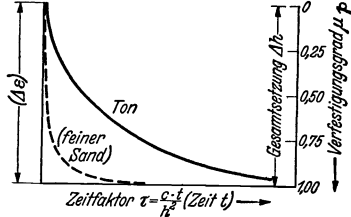


Abb. 7¹.

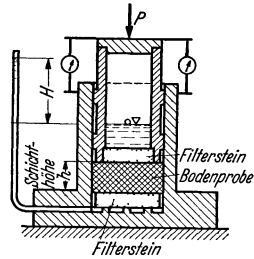


Abb. 8.

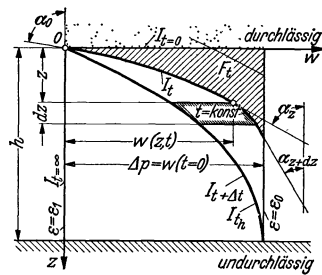


Abb. 9.
(Nach TERZAGHI².)

¹ Unterscheide: Zeitfaktor τ , Schubspannung τ (s. S. 782ff.).

² TERZAGHI, K. v. u. O. K. FRÖHLICH: Theorie der Setzung von Tonschichten. Leipzig u. Wien 1936 (Abb. 17 und 19).

nur nach weiterer Verdichtung des Gefüges zusätzlichen Druck aufnehmen kann, hierzu aber erst ein Teil des Porenwassers abfließen muß. Es entsteht also zunächst im Porenwasser der Überdruck $w = \Delta p$ (Abb. 9)^{1, 2}, der allmählich auf die Festsubstanz übergeht und nach Ablauf der Verdichtungszeit t zu Null wird (Isochronen $I_t = 0, I_t, I_t + \Delta t, I_t = \infty$). Es ergibt sich die partielle Differentialgleichung der Porenwasserströmung: $\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{h}{a \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial z^2}$. ($\gamma_w = 1 =$ spezifisches Gewicht des Porenwassers; $z =$ Maß der Verdichtung zur Zeit t .) Der zeitliche Fortschritt der Verfestigung drückt sich aus durch den Verfestigungsgrad

$\mu_p = \frac{F_t}{\Delta p \cdot h}$ ($F_t =$ schraffierte Fläche in Abb. 9, die von 0 auf $\Delta p \cdot h$ zunimmt; μ_p wächst hierbei von 0 bis 1). Die Setzung oder Abnahme der Schichtstärke ist $\Delta h = \mu_p \cdot \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon} \cdot h$, also im Endzustand $\Delta h = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon} \cdot h$ (vgl. Abs. 2 h). Für den Fall rechteckiger Lastverteilung (Abb. 9) dient in praktischen Fällen folgende Tabelle für die Ermittlung der zeitlichen Änderung des Verfestigungsgrades. Hierin ist τ ein Zeitfaktor³ = $\frac{c t}{h^2} = - \frac{h \cdot (1 + \varepsilon)}{\gamma_w \cdot a} \cdot \frac{t}{h^2}$ (Abb. 7).

Tabelle 1¹. Setzungsberechnung.

μ_p	τ	μ_p	τ	μ_p	τ	μ_p	τ
0,05	0,0019	0,30	0,0667	0,50	0,1792	0,75	0,4103
0,10	0,0075	0,333	0,0833	0,55	0,2144	0,80	0,4847
0,15	0,0169	0,35	0,0918	0,60	0,2536	0,85	0,5806
0,20	0,0300	0,40	0,1185	0,65	0,2987	0,90	0,7157
0,25	0,0469	0,45	0,1475	0,70	0,3495	0,95	0,9468
						1,00	∞

Für andere Lastflächen (Dreieck, Trapez) und Entwässerungsmöglichkeiten der Tonschicht sind entsprechende Tabellen aufgestellt.

Bei nicht bindigen Böden ist wegen der großen Durchlässigkeit der Einfluß der Zeit praktisch Null, also $\mu_p = 1$.

Die Druckfestigkeit bindiger Böden wird durch Zusammendrückung zylindrischer oder prismatischer Proben bei unbehinderter Seitenausdehnung ermittelt (Abb. 10). Die senkrecht zur äußeren Kraft wirkenden Hauptspannungen entstehen aus der Kapillarität. Der Versuchskörper verhält sich wie ein unvollkommen elastischer Körper. Der Elastizitätsmodul ist gleich $\tan \alpha$ (Neigung der Schleifen). Bei Erreichen der Druckfestigkeit baucht sich plastisches Material aus, trockeneres kommt etwa unter dem Winkel ε gegen die Richtung der senkrechten Hauptspannung zu Bruch. Aus dem Ergebnis läßt sich auf die Schubfestigkeit des Bodens schließen (vgl. Abb. 17). Die

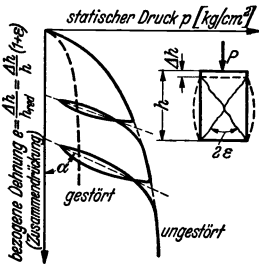


Abb. 10⁴.

$$\text{Querszahl } \mu = \frac{1}{m} = \frac{\Delta l_h}{\Delta l_v} \left(= \frac{\text{Querdehnung}}{\text{Längenänderung}} \right)$$

ist für Ton etwa $\mu = 1/2,5$ bis $1/3$, für Sand und Granit wurde $\mu = 1/5$ gefunden (für raumbeständige Stoffe wie Wasser ist $\mu = 1/2$).

Schrumpfen und Quellen von Tonkörpern ohne äußeren Kraftangriff ist eine Folge der Kapillarkraft bzw. der Wasseranlagerung. Quellen entspricht elastischer Ausdehnung, verzögert durch die dabei erforderliche Porenwasserströmung.

b) Konsistenz. Bei bindigen Böden gibt die Konsistenz einen Festigkeitszustand an, der von Reibung und Kohäsion bei verschiedenem Wassergehalt abhängt. An der Konsistenzgrenze (ausgedrückt durch Wassergehalt) erfolgt

¹ Siehe Fußnote 2, S. 779 (Tabelle S. 42).
² RENDULIC, L.: Bauing. 17 (1936) S. 559.
³ Siehe Fußnote 1, S. 779.
⁴ Unterscheide: Bruchwinkel ε bzw. 2ε , Porenziffer ε .

Übergang von einer *Konsistenzform* zur anderen. Entsprechend dem Wassergehalt herrscht ein Porenwasserdruck (Kapillar-[Unter-]druck) als „Druckäquivalent der Konsistenzform“. Konsistenzgrenzen nach ARTERBERG: Die *Fließgrenze* (w_f)¹ beim mit abnehmendem Wassergehalt erfolgenden Übergang von der *flüssigen* zur *plastischen* Konsistenzform, bei dem der Boden gerade geringe Scherfestigkeit erhält. Die *Rollgrenze* (w_r)² gibt den Zustand an, bei dem der Boden sich eben noch plastisch, d. h. ohne Volumenvergrößerung, verformen kann. Die bisher vorhandene Abnahme des Volumens mit fortschreitender Austrocknung hört bei der *Schrumpfgrenze* (w_s) auf. Von hier ab bleibt bei weiterer Austrocknung das Volumen konstant, der Boden geht von der *halbfesten* in die *feste* Konsistenzform über. Das Porenwasser zieht sich in das Innere zurück und es erfolgt an der Außenfläche Farbumschlag nach hell. Die Spanne zwischen Fließ- und Plastizitätsgrenze ist die *Plastizitätszahl* $Pl = (w_f - w_r) \cdot 100$. Es ist z. B. für

	w_f %	w_r %	Pl	w_s %
Löß . .	23—28	21—23	3—5	17
Lehm . .	28—40	17—22	10—16	14
Ton . .	40—150	20—50	15—95	12

Mit abnehmender Plastizitätszahl wird der Boden empfindlich gegen Wassergehaltsschwankungen.

Thixotropie ist die Eigenschaft von Tonen, ihre Konsistenz unter dem Einfluß mechanischer Störungen zu ändern. Tone, die zunächst trocken und fest erscheinen, sind nach Störung völlig weich und fließen; nach Erreichen des neuen Gleichgewichtszustandes und einiger Zeit der Ruhe werden sie wieder fest. Dies wird erklärt mit der mechanischen Störung der Grenzschicht an den Berührungspunkten der festen Teilchen. In der Praxis besteht hiernach die Gefahr, daß ein einmal gestörtes Tonlager unaufhaltsam ausfließt.

c) Reibung und Kohäsion. Ursache der Festigkeit eines Bodens sind die im Innern wirkende Reibung und Kohäsion.

Nicht bindige Böden bilden ein loses Körneraufwerk, ihre mechanischen Eigenschaften entsprechen der Festigkeit der Einzelkörner und den Kräften an ihren Berührungspunkten. Die Kohäsion hat bei ihnen gegenüber der Reibung untergeordnete Bedeutung.

Bei Angriff einer äußeren Kraft erleidet Sandboden eine Formänderung, die sich in Verformung des Einzelkornes und Änderung der bestehenden Kornanordnung zerlegt. Diese Strukturänderung bewirkt Verschieben und Gleiten der Einzelkörner. Hierbei tritt an den Berührungsflächen Reibungs- und Haftungswiderstand auf, die örtliche Lagerung wird aus einer labilen in eine stabile überführt, verdichtet oder auch umgekehrt. Es entsteht eine Scherzone (Scherfläche, Gleitfläche).

Wahre Kohäsion (nach TERZAGHI: Nullreibung) ist vorhanden bei Belastung Null zwischen den Flächen zweier Körner als Widerstand gegen Abheben und Verschieben; sie beruht auf der Wirkung von festen Bindemitteln oder auf dem Einfluß der Oberflächenkräfte; ihre Größenordnung ist dann aber nur bei kolloidalen Bodenteilchen meßbar, bei Sand und Schluff dagegen nicht. *Scheinbare Kohäsion* ist eine Folge der Spannung im Porenwasser, welche beim Überfluten der Oberfläche verschwindet; sie ist also ein Reibungswiderstand infolge Kapillar- (Unter-)druck.

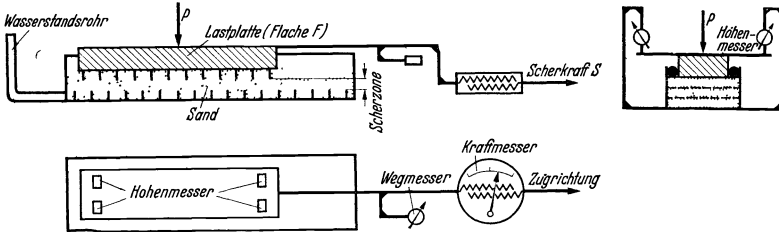
Die *Schubfestigkeit* von Böden wird üblich durch die Spannungs/Verformungskurve dargestellt. Abb. 11 zeigt das Schema eines Schergerätes (für Sand): Normalspannung in der Scherfläche $\sigma = P/F$, infolge Scherkraft S : Schubspannung $\tau = S/F$ (kg/cm^2)³. Die Scherkraft ist mit der vorher vorhandenen senkrechten

¹ Ermittlung von A. CASAGRANDE genormt: Schale mit Boden gefüllt, Boden erhält genormte Furche, Schale wird erschüttert; die Fließgrenze ist erreicht, wenn die Furche bei 25 Stößen zusammenläuft.

² Hier wird der zu 4 mm starken Drähten ausgerollte Boden bröckelig (Rollgrenze).

³ PETERMANN, H.: Bauing. 14 (1933) S. 531.

Belastung der Scherfläche zu einer schräg wirkenden Resultierenden zusammenzufassen. Außer dem geradlinigen Gerät benutzt man auch Geräte mit kreis- und ringförmiger Scherfläche^{1,2}. Im Verlauf des Schervorganges (Abb. 12) wird bei Angreifen einer Scherkraft ein entsprechender Scherwiderstand geweckt.

Abb. 11³.

Dies ist nur möglich durch ein zunächst elastisches, dann plastisches Zusammenpressen und Umlagern des Korngefüges sowie Verformung und Bruch der Einzelkörner. Die hierzu erforderliche Verschiebung innerhalb des Gefüges in Richtung

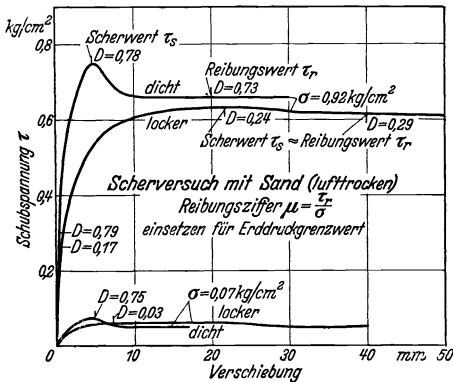


Abb. 12.

Scherfestigkeit erreicht, es erfolgt „Bruch“ am Höchstpunkt der Kurve. Von hier ab ergibt sich der Widerstand des Bodens nur noch als Gleitwiderstand infolge der Umlagerungen in der Scherzone. Da die Strukturverzahnung jetzt fehlt, ist dieser „Reibungswiderstand“ geringer als der „Scherwiderstand“. Die Kurve fällt entsprechend schnell ab und verläuft dann waagrecht. Der Reibungswiderstand ist auf alle Fälle vorhanden.

Der Anteil des elastischen und des plastischen Bereiches und die Größe des Abfalles der Scherkurve nach Überwinden des Scherwiderstandes wechselt mit Kornform, -größe, -verteilung, Struktur, Lagerungsdichte, Wassergehalt und wird beeinflusst durch dynamische Vorgänge (Erschütterung, Grundwasserströmung). Bei lose gelagertem Boden steigt die Kurve nur bis zur Höhe des Reibungswiderstandes an.

Als Festigkeitszahl für erdstatische Berechnungen (vgl. Tabelle 4) dient das Verhältnis von Scherspannung zur Belastung in der Scherfläche. Aus der Scherfestigkeit τ_s (Höchstpunkt der Scherkurve) ergibt sich die Scherziffer $\mu_s = \tau_s/\sigma$

¹ HVORSLEV, M. J.: Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Boden. Ingeniørvidenskabelige Skrifter. Kopenhagen 1937.

² TIEDEMANN, B.: Bautechn. 15 (1937) S. 400.

³ PETERMANN, H.: Dtsch. Wasserwirtsch. 34 (1939) S. 441.

und entsprechend die etwas kleinere Reibungsziffer $\mu_r = \tau_r/\sigma$. Einige Versuchsgeräte liefern nur die Scherziffer. Die Abhängigkeit $\tau = f(\sigma)$ ist nach Abb. 13 praktisch eine Gerade, die bei kohäsionslosem Boden durch den Nullpunkt geht. Genauer wurde für den Belastungsbereich etwa $\sigma \leq 0,5 \text{ kg/cm}^2$ schnelleres Anwachsen der Scherspannung, also gekrümmter Kurvenverlauf gefunden. Dies rührt daher, daß bei kleinster Belastung der Verzahnungswiderstand der Einzelkörner stärker hervortritt und mit wachsendem Druck an Einfluß verliert. Praktisch genügt der geradlinige Verlauf. Die Neigung der Geraden liefert den Reibungswinkel ϱ (bzw. Scherwinkel ϱ_s): Der Abschnitt auf der τ -Achse für $\sigma = 0$ ist die Kohäsion K (wahre und scheinbare). Die rückwärtige Verlängerung der Geraden schneidet auf der σ -Achse einen Wert ϕ_K ab, den Kapillar-(Unter-)druck ϕ_K ($K = \phi_K \cdot \text{tg } \varrho$). ϕ_K ist genau genommen für den Fall wahrer Kohäsion ein fiktiver Unterdruck zur Darstellung der Massenkräfte. Das Reibungsgesetz von COULOMB lautet: $\tau = \sigma \cdot \text{tg } \varrho$ bzw. $\tau = K + \sigma \cdot \text{tg } \varrho$ ($\tau = (\phi_K + \sigma) \cdot \text{tg } \varrho$). Für kohäsive Böden ist die Reibungsziffer

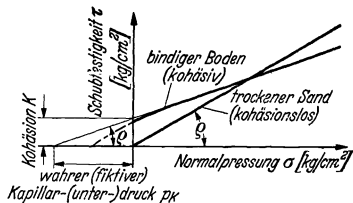


Abb. 13.

$$\mu_r = \frac{\tau_r - K}{\sigma} = \frac{\tau_r}{\sigma + \phi_K}$$
, die Scherziffer entsprechend. Allgemein ist $\mu = \text{tg } \varrho$ und die Schubwiderstands-ziffer $\mu' = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{K}{\sigma} + \mu$.

Dem Sinne der Grenzwertrechnung entsprechend sind bei erdstatischen Rechnungen nach der klassischen Theorie nicht die Scherziffer, sondern Reibungsziffer bzw. Reibungswinkel einzusetzen.

Den Einfluß der Lagerungsdichte auf den Schubwiderstand bei Sand zeigt Abb. 14 (Sand k der Abb. 1).

Sand unter Wasser hat die gleichen Scher- und Reibungswerte wie trockener, kohäsionsloser Sand, weil durch die Überflutung die Kapillarspannung fortfällt.

Unter dynamischem oder hydrodynamischem Einfluß ändern sich die Festigkeitswerte von Sand leicht; diese Einflüsse sind je nach den Verhältnissen als positiv oder als negativ wirkend anzusehen.

Der natürliche Böschungswinkel φ ist der Neigungswinkel, unter dem sich der Boden normalerweise abböschet. Er ergibt sich aus Korngewicht, Reibung und Kohäsion. Da bei feuchtem und bindigem Material Kapillardruck und Kohäsion das Gleichgewicht der Kräfte beeinflussen (veränderlicher „Stand“winkel), kann

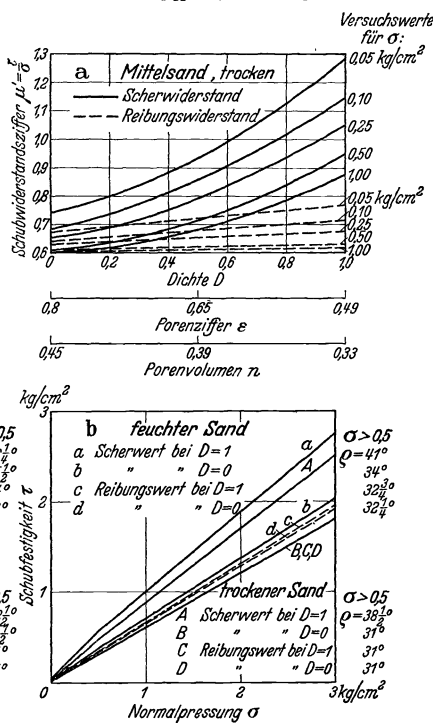


Abb. 14.

man vom Böschungswinkel als Dauerzustand nur bei rolligen Böden sprechen. Vielfach werden Böschungswinkel und Reibungswinkel miteinander verwechselt; lediglich für trockenen Sand können beide Werte dieselbe Größe aufweisen.

Bei bindigen Böden¹ ist der Schervorgang verwickelter durch das Porenwasser als zweite Phase (Abb. 15). Dieses wird beim Schergerät insbesondere durch Filtersteine berücksichtigt. Die Kurve Schubspannung/Verschiebung entspricht der in Abb. 12. Der Reibungswiderstand ist nicht so groß wie bei Sandböden wegen der leichten Verformbarkeit der feinen Teilchen; die Kohäsion ist wesentlich größer, da die Summe der Kornoberflächen sehr groß ist und die auf der Wirkung der Oberflächenkräfte beruhende wahre Kohäsion damit steigt. Die Chemie des Tones hat einen beachtlichen Einfluß auf die Schubfestigkeit². Ferner ist in bindigen Böden das Kapillarsystem wesentlich feiner und damit die aus dem Kapillar-(Unter-)druck herrührende scheinbare

Kohäsion bedeutend. Unge­ störte und gestörte Böden verhalten sich sehr verschieden³ (langsame Fließen vor dem Bruch).

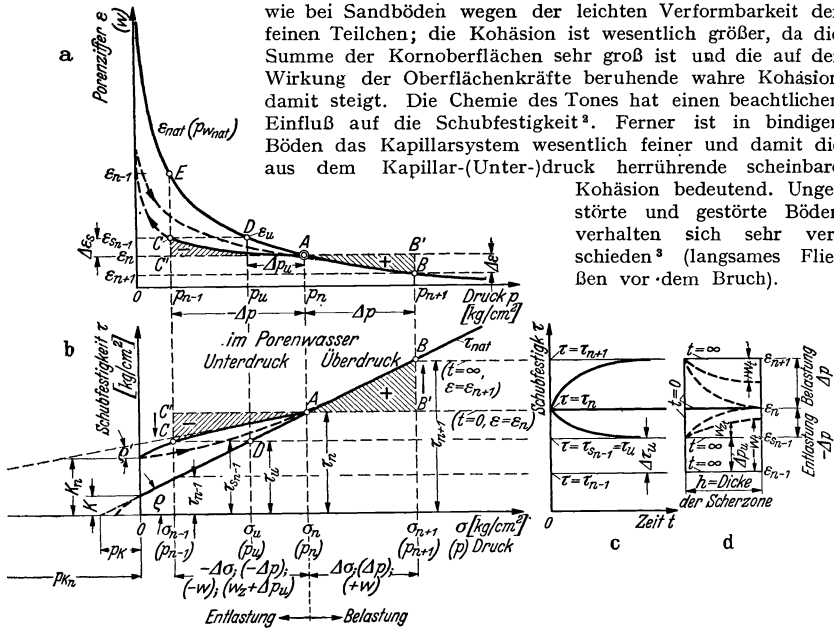


Abb. 15.

Für das natürliche Verhältnis zwischen Druck und Porenziffer (Wassergehalt), also Porenwasserdruck $p_{w \text{ nat}}$ (Abb. 6 u. 15) ist der Überdruck im Porenwasser $w = 0$. (Der Porenwasserdruck wirkt gleichmäßig auf Porenwasser und Festsubstanz.) Es ergeben sich die natürlichen Scherwerte entsprechend wie bei Sand (hydrostatischer Schubwiderstand) und die Abhängigkeit $\tau = f(\sigma)$ ist praktisch eine Gerade (in Wirklichkeit bei höherem Druck schwach gekrümmt) (Abb. 15b).

Die im Versuch ermittelte Scherfestigkeit gibt wohl die Bruchgrenze an, ist aber nicht Grenze des Gleichgewichtes. Dieses ist bei Tonböden schon vor Erreichen der Bruchgrenze gestört, denn das Material fließt schon bei geringerer Beanspruchung ständig (daher Vorsicht bei Ausnutzung des Erdwiderstandes in Tonboden!).

Änderungen im Belastungszustand des Bodens: Belastungserhöhung durch Vergrößerung der Auflast oder durch Anbringen einer Scherkraft bei gleichbleibender Auflast oder aber: Belastungsverminderung durch Verkleinerung der Auflast oder der angreifenden Scherkraft bei gleichbleibender Auflast bewirken Verdichtung des Bodens bzw. Ausdehnung. Hierbei muß Porenwasser abströmen bzw. zuströmen, was entsprechend der Durchlässigkeit eine gewisse Zeit benötigt. Während dieser Zeit bis zum Ausgleich der Druckverhältnisse übernimmt das

¹ TERZAGHI, K. v.: Dtsch. Wasserwirtsch. 33 (1938) S. 201 u. 227. — PEYNIROGULU, H. Veröff. Inst. Degebo, Heft 7 Berlin 1939, S. 28.

² Siehe Fußnote 3, S. 773.

³ Siehe Fußnote 1, S. 782.

Porenwasser den Druckunterschied (hydrodynamischer Spannungszustand), es steht unter Überdruck bzw. Unterdruck. Scherversuche, bei denen der natürliche Wassergehalt nicht vorhanden ist, liefern abweichende Schubfestigkeitswerte (hydrodynamischer Schubwiderstand). Dieser entsteht z. B., wenn die Wirkung der durch Anbringen der Scherkraft hervorgerufenen Zusatzbelastung im Boden nicht abgewartet wird, oder, wenn die Laststeigerung zu schnell vorgenommen wird¹. Ist σ' der Flächendruck auf Bodengefüge einschließlich Porenwasser, σ der Druck auf die Festschubstanz allein und w der Porenwasserdruck, so ist $\sigma = \sigma' - w$ und die Schubfestigkeit $\tau = K + (\sigma' - w) \operatorname{tg} \varrho$. Die stark ausgezogenen Kurven p/ε und σ/τ entsprechen einander für den Fall des natürlichen Wassergehaltes.

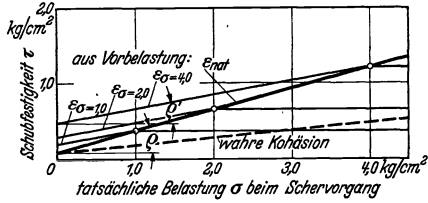


Abb. 16.

Bei Punkt *A* (Abb. 15a u. b) herrscht infolge p_n der natürliche Porenwasserdruck $p_{w\text{nat}}$ und entsprechend die Schubspannung τ_n . Bei plötzlicher **Belastungssteigerung** um Δp ($\Delta \sigma$) übernimmt im ersten Augenblick das Porenwasser allein den Zusatzdruck als Überdruck: $w = \Delta p$ ($t = 0, \varepsilon = \varepsilon_n$). Der Wert τ_n ist zunächst derselbe, da der Scherwiderstand aus $w = \Delta p$ entsprechend der Schubfestigkeit von Wasser = 0 ist. Im Laufe der Zeit t strömt Porenwasser ab, ε_n geht nach ε_{n+1} entsprechend dem neuen Druck $p_n + \Delta p = p_{n+1}$ (σ_{n+1}); gleichzeitig nimmt die Schubfestigkeit auf τ_{n+1} zu (Abb. 15c), weil der Zusatzdruck von der Festschubstanz übernommen wird (Abb. 15d).

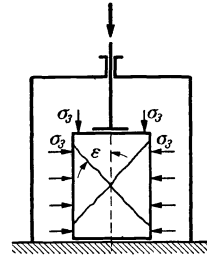


Abb. 17^a.

Bei plötzlicher **Entlastung** gilt der Schwellast der p/ε -Kurve von *A* aus. Bei Entlastung um Δp auf p_{n-1} dehnt sich der Boden aus, Porenwasser strömt zu und es entsteht ein Druckgefälle nach innen, also Unterdruck im Porenwasser. Der Ausgleich ist bei Punkt *C* der Schwellkurve erreicht. Die natürliche Porenziffer $\varepsilon_{s_{n-1}}$ im Schwellast ist um *CE* kleiner als die für den Verdichtungsast bei p_{n-1} , weil ein Teil des vorherigen höheren Druckes nicht wieder verschwindet, sondern infolge der durch p_n hervorgerufenen höheren Zahl der Kontaktflächen im Bodengefüge als erhöhte Nullreibung Δp_u erhalten bleibt (vgl. Abb. 16), diese „wahre“ Kohäsion wächst mit der Vorbelastung^{2, 4}. Die Porenziffer $\varepsilon_{s_{n-1}}$ in *C* entspricht der natürlichen Porenziffer ε_u in *D*, dieser entspricht der Druck p_u (σ_u) und der Schubwiderstand τ_u . Zur Zeit $t = 0$ nach Entlastung sind diese Werte noch nicht erreicht, sondern der vorher vorhandene Schubwiderstand τ_n ist im ersten Augenblick noch derselbe, weil zugleich im Porenwasser der Unterdruck $-w$ ($= w_z + \Delta p_u$) $= -\Delta p$ entsteht. Dieser Unterdruck verschwindet teilweise (w_z) mit dem Zuströmen von Porenwasser und dem zeitlichen Angleichen der Porenziffer ε_n an den neuen Zustand $\varepsilon_{s_{n-1}}$. Ein Teil des Schubwiderstandes bleibt wegen Nullreibung Δp_u erhalten. Der Schubwiderstand τ_n nimmt also nicht auf τ_{n-1} ab, sondern strebt

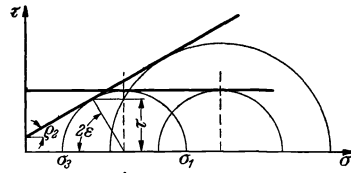


Abb. 18.

¹ Siehe Fußnote 2, S. 778.
² Siehe Fußnote 4, S. 780.
³ Siehe Fußnote 3, S. 773.
⁴ Siehe Fußnote 3, S. 782.

dem Wert $\tau_{s_n-1} = \tau_u$ zu (Abb. 15 c, d). Die Schubspannungsgerade ändert sich demnach für Belastung von AB' nach AB , für Entlastung von AC' nach AC .

Die Neigung e' des Anfangsastes der Scherwiderstandsgeraden für jeweils konstant bleibende Porenziffer wächst mit sinkender Porenziffer bis zum Grenzzustand für $s = 0$ (fester Körper); hier ist $e' = e$, die Kohäsion K_n hat ihren Höchstwert. Abb. 16 zeigt Scherwerte für verschieden große Porenziffer (Wassergehalt) je nach Vorbelastung (konstante Porenziffer, schnelles Abscheren ohne Ausgleich).

Dynamische Einflüsse haben für die Scherfestigkeit von bindigen Böden insofern Bedeutung, als sie eine Druckänderung im Porenwasser erzeugen können (z. B. Rammfähle in Ton).

*γ) Dreiachsiger Druckversuch*¹. Das Schema eines dreiachsigen Druckversuches, der auch die Scherfestigkeit von Bodenproben liefert, zeigt Abb. 17. Der Bodenzylinder steht anfangs unter dem allseitigen Flüssigkeitsdruck σ_3 (kohäsionslose Böden werden durch einen Gummistrumpf zusammengehalten). Die waagerechten Hauptspannungen $\sigma_2 = \sigma_3$ werden konstant gehalten auf σ_3 ; die senkrechte Hauptspannung wird durch äußere Belastung auf σ_1 gesteigert. Hierbei erfolge Bruch. Dann bilden sich Scherflächen, die unter dem Winkel s gegen die Richtung der senkrechten (größten) Hauptspannung geneigt sind. (Für kohäsionslose Böden ist $s = 45^\circ - e/2$.) Das Ergebnis führt zur Konstruktion des Bruchkreises nach MOHR (Abb. 18). Die Einhüllende der Kreise ist für nicht kohäsives Material praktisch gleich der Bruchlinie (Gerade); für Kohäsionsböden ist eine geringe Abweichung vorhanden. Die waagerechte Einhüllende gilt für Überdruck im Porenwasser, die geneigte Gerade für den natürlichen Spannungszustand.

d) Künstliche Erhöhung der Festigkeitseigenschaften (Bodenverfestigung). Zur Erzielung einer höheren Festigkeit wird der Boden im gewachsenen oder im gestörten Zustand besonders behandelt².

B. Erdstatik, Erddynamik.

I. Allgemeines.

Bei der Bodenstatik kann, mit Rücksicht auf die verwickelten Festigkeitseigenschaften des Stoffes, nicht an exakte Theorien gedacht werden; die Statik des Porenwassers ist von der des Bodens nicht zu trennen. Die neuere Erdstatik befaßt sich mit der Berechnung von Gleichgewichtszuständen und -störungen im gewachsenen und im aufgefüllten Boden unter dem Einfluß von Eigengewicht, Bewegungsmöglichkeit, Porenwasser sowie von Naturereignissen und Bauten mit, im und auf dem Boden. Die das Bodengleichgewicht beeinflussenden Kräfte sind der Porenwasserdruck und der Boden- oder Erddruck. Das Hooke'sche Gesetz ist für Boden nur in einem beschränkten Bereich gültig; hingegen sind die bleibenden Verformungsmöglichkeiten für die Erdstatik sehr wichtig, weil die statischen Kräfte im Boden erst geweckt werden auf Grund einer Verformung im Inneren (als Druck oder Widerstand) und sich mit ihr ändern. Die Kraftwirkungen im Boden sind Gegenstand der „klassischen“ Theorien, die aber den Zusammenhang Kraft/Verformung nicht berücksichtigen, sondern Grenzzustände erfassen (*Grenzwertrechnung*). Die neuere Baugrunderforschung sucht die vorhandene Lücke auszufüllen.

2. Porenwasserdruck, Auftrieb, Strömungsdruck.

In der Tiefe z unter dem freien Grundwasserspiegel wirkt auch die Flächeneinheit der *hydrostatische Porenwasserdruck* $p_w = z \cdot \gamma_w$ (kg/cm²) (γ_w = Raumbgewicht von Wasser). Der *natürliche Porenwasserdruck* $p_{w, nat}$ ist vorhanden, wenn sich Porenziffer und Wassergehalt dem auf den Boden wirkenden Druck angepaßt haben und damit Gleichgewicht herrscht. *Überdruck* im Porenwasser w (kg/cm²) ist vorhanden im „gespannten“ Grundwasser oder nach Erhöhung des Boden-

¹ Entwickelt von A. CASAGRANDE.

² Je nach dem Bauzweck soll erreicht werden: Verringerung der Durchlässigkeit und der Wasseraufnahmefähigkeit, Erhöhung der Reibung und Kohäsion. Als Mittel zur Bodenverfestigung sind zu nennen: Einspritzungen von Zement oder Kieselsäure, elektrochemische Behandlung, Gefrierverfahren im Erdbau und Grundbau sowie Mischung verschiedener Bodenarten und Beimischung von Zement, Teer, Bitumen, Salzen im Straßenbau. [Über Schrifttumsangaben s. am Schluß des Beitrages und „Straße“ 6 (1939) S. 612.]

druckes über den natürlichen Gleichgewichtszustand hinaus. In diesem Falle sucht das Porenwasser nach außen abzufließen, bis der natürliche Gleichgewichtszustand $p_{w\text{ nat}}$ wieder erreicht und $w = 0$ ist. *Unterdruck* im Porenwasser $-w = p_K$ (kg/cm^2) entsteht infolge Kapillarspannung in der kapillar durchfeuchteten Zone oder, wenn ein bisher im Gleichgewichtszustand befindlicher Bodenkörper ($p_{w\text{ nat}}$) plötzlich entlastet wird; in diesem Falle entsteht ein Bestreben des Porenwassers, nach innen zuzuströmen.

Der *hydrostatische Auftrieb* eines festen Körpers in der Tiefe z unter dem Wasserspiegel ist $p_a = \gamma_w \cdot z$ (kg/cm^2); für Boden unter Wasser ist er gleich dem Gewicht des durch die Festsubstanz $(1 - n)$ verdrängten Wassers. Das Raumgewicht für Boden unter Wasser wird durch Auftrieb herabgesetzt auf $\gamma_n = (1 - n) \cdot \gamma_s - (1 - n) \cdot \gamma_w = (1 - n) (\gamma_s - \gamma_w)$. Den Reduktionsfaktor x für den hydrostatischen Auftrieb $p_a = x \cdot \gamma_w \cdot z$ ermittelte TERZAGHI für Sand und für Ton mit genau oder nahezu gleich 1.

Bei *Porenwasserströmung*¹, z. B. in Richtung zur Filterschicht hinter einer Stützmauer (Abb. 19) fließt durch den Querschnitt Δf eines Quadrates des Stromliniennetzes in der Zeiteinheit die Wassermenge $\Delta q = k \cdot \Delta z \cdot \Delta f / \Delta s = k \cdot i \cdot \Delta f$ (Gesamtwassermenge $Q = \Sigma \Delta q$). Es sei Δs die Länge eines Stromfadens vom Querschnitt Δf , ferner $z = i \cdot \Delta s$ der dazugehörige *Druckhöhenverlust* und $i = \frac{\Delta q}{k \cdot \Delta f} = \frac{\Delta z}{\Delta s}$ das *Druckhöhengefälle*, dann ist $\Delta p = \gamma_w \cdot \Delta z \cdot \Delta f = \gamma_w \cdot \frac{\Delta q \cdot \Delta s}{k} =$

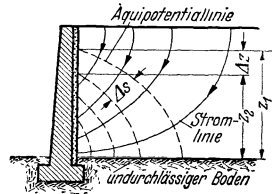


Abb. 19.

$\gamma_w \cdot i \cdot \Delta s \cdot \Delta f$ der in einem Strömungselement auftretende Strömungsdruck. Der *Strömungsdruck* auf die Flächeneinheit ist als Summe der Druckelemente $p_w = \gamma_w \cdot \Sigma \Delta z = \gamma_w \cdot \Sigma i \cdot \Delta s = \gamma_w \cdot \Sigma \frac{\Delta q \cdot \Delta s}{k \cdot \Delta f}$ (kg/cm^2); bezogen auf die Raumeinheit ist der Strömungsdruck $P_w = p_w/s = \gamma_w \cdot i$ als Massenkraft aufzufassen. Strömungsdruck wirkt in jedem Punkte in Richtung der Tangente an die Stromlinie. Bei Strömung in senkrechter Richtung nach oben wirkt der Strömungsdruck dem Raumgewicht γ_n entgegen (Strömungsauftrieb). Beide Werte sind gleich bei dem kritischen Gefälle $i_{\text{krit}} = (1 - n) (\gamma_s - \gamma_w) / \gamma_w$. Für natürliche Böden ist i_{krit} etwa = 0,8 bis 1,2.

Strömungsdruck kann das Gleichgewicht im Boden ändern, das Gefüge lockern und insbesondere feinen, wenig durchlässigen gleichförmigen Sand zum Ausfließen bringen (Schwimmsand). *Spülströmung* ist dem Grade nach eine Steigerung der Schwimmsanderscheinung. Die Festsubstanz hat völlig ihren Zusammenhang verloren und das Gemisch Wasser/Sand gehorcht hydraulischen Gesetzen. In der Bautechnik wird Spülströmung zum hydraulischen Transport und Einbau von Bodenmassen verwendet.

Änderungen des Grundwasserstandes haben Belastungsänderungen und damit Hebungen oder Senkungen von Bodenschichten zur Folge.

3. Vorwirkend senkrechte Kraftwirkung im Boden.

a) **Druck (Auftrieb).** Aktive Druckwirkung des Bodens gegen Baukörper in vorwiegend senkrechter Richtung nach oben entsteht infolge Auftrieb, wenn also der Boden unter einem Fundament infolge eines Überdruckes dieses zu heben trachtet (s. u. 2.).

b) **Widerstand (Tragfähigkeit, Verhältnis Last/Setzung).** α) *Flachgründung.* Die rechnerische Erfassung von Spannung und Verformung im Boden bei senkrechter Belastung wird beeinflusst durch die Tatsache, daß die Formänderungen im Boden nicht rein elastisch, sondern teilweise bleibend sind, und, daß in praktischen Fällen der Boden selten homogen ist.

¹ DACHLER, R.: Grundwasserströmung. Wien 1936. — STEINBRENNER, W.: Bauing. 19 (1938) S. 164.

BOUSSINESQ untersuchte zuerst diese Fragen, wobei er einen elastisch-isotropen Stoff voraussetzte. Man kann für Boden in einem beschränkten Spannungsbereich Proportionalität zwischen Spannung und Formänderung annehmen, jedenfalls für die erste Belastung.

Nach BOUSSINESQ gilt folgende klassische Grundgleichung für die Spannung im elastisch-isotropen Halbraum infolge einer lotrechten Einzellast P im Punkte K (Abb. 20a): $\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{\cos^3 \varphi}{R^3}$ (kg/cm²). Mit dem Elastizitätsmodul E und der Querszahl μ ist die zugehörige lotrechte Verschiebung: $s = \frac{P(\mu+1)}{2\pi E} \left[\frac{2(1-\mu)}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right]$ (cm). Hierin ist $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$ die Entfernung des Punktes K vom Angriffspunkt der Kraft P und Koordinatennullpunkt.

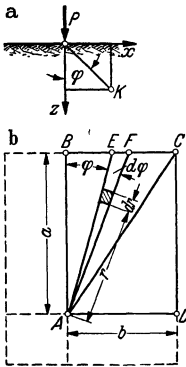


Abb. 20.

Für gleichmäßige Belastung p_0 über die rechteckige Lastfläche $ABCD$ (Sohldruck) ergeben sich Spannung bzw. Verschiebung durch Integration (Flächenelement AEF). Für beliebige Punkte K unterteilt man die Lastfläche in vier Rechtecke, für die der betrachtete Punkt gemeinsamer Eckpunkt ist, und addiert die Einflüsse aus den Teilflächen (Abb. 20b). In der Tiefe c unter dem Eckpunkt A der mit p_0 belasteten Lastfläche ist:

$$\sigma = -\frac{p_0}{2\pi} \left[\arctg \left(\frac{b}{c} \cdot \frac{a(a^2+b^2)-2ac(R-c)}{(a^2+b^2)(R-c)-c(R-c)^2} \right) + \frac{b \cdot c}{b^2+c^2} \cdot \frac{a(R^2+c^2)}{(a^2+c^2)R} \right]$$

Bauwerkssetzungen werden in der Praxis gemessen als Setzungsdifferenzen s zwischen Bauwerk und Grundpegel unter der Annahme, daß bei genügend tiefer Gründung des Pegels dessen Verschiebung gering oder = 0 ist. Es ist die *Setzungsdifferenz* für Punkt A bezogen auf die Tiefe c :

$$c_1 = \frac{p_0}{\pi E} (1 - \mu^2) \left[a \cdot \ln \frac{(b + \sqrt{a^2 + b^2}) \cdot \sqrt{a^2 + c^2}}{a(b+R)} + b \cdot \ln \frac{(a + \sqrt{a^2 + b^2}) \cdot \sqrt{b^2 + c^2}}{b(a+R)} \right] + \frac{q}{2\pi E} \cdot (1 - \mu - 2\mu^2) \cdot c \cdot \arctg \left(\frac{ab}{cR} \right),$$

für $c = \infty$ ist die absolute Verschiebung

$$\max s = \zeta = \frac{p_0}{\pi E} (1 - \mu^2) \left[a \cdot \ln \frac{b + \sqrt{a^2 + b^2}}{a} + b \cdot \ln \frac{a + \sqrt{a^2 + b^2}}{b} \right].$$

Für die Ermittlung der Werte σ und s dienen die Tafeln von STEINBRENNER (Abb. 21 a u. b)¹.

SCHLEICHER² legt für die Berechnung der absoluten Senkungen ($c = \infty$) eine rechteckige Lastfläche mit den Kantenlängen $2a$ und $2b$ zugrunde; für den Koordinatenursprung und Mittelpunkt der Fläche ($x = 0, y = 0$) ist die Senkung:

$$w_{(0,0)} = \frac{p_0}{\pi E} \cdot (1 - \mu^2) \left[a \cdot \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + b}{\sqrt{a^2 + b^2} - b} + b \cdot \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + a}{\sqrt{a^2 + b^2} - a} \right].$$

Diese Gleichung entspricht der obigen für $\max s$.

¹ STEINBRENNER, W.: Straße 1 (1934) S. 121 (Abb. 3 und 4). Tafel 21a liefert die Spannung σ in der Tiefe c unter dem Eckpunkt A aus der mit p_0 belasteten Teilfläche $a \cdot b$. Der Schnittpunkt der Kurve a/b mit der Ordinate c/b ergibt als Abszisse das Verhältnis σ/p_0 der Bodenspannung zur Belastung an der Oberfläche. Die Anteile aus den Teilflächen sind zu addieren. Für den Mittelpunkt A der rechteckigen Lastfläche $2a \cdot 2b$ ist der aus der Teilfläche $a \cdot b$ erhaltene Anteil zu vervierfachen.

Tafel 21b dient zur Ermittlung der Setzungsdifferenz s .

Allgemein ist: $s_p = \frac{E}{b \cdot p_0} = A \cdot f_1(a, b, c) + B \cdot f_2(a, b, c)$; hierin ist $A = 1 - \mu^2$ und $B = 1 - \mu - 2\mu^2$ abhängig von der Querdehnung. Der Schnittpunkt der ausgezogenen Kurve f_1 für das Verhältnis a/b mit der Ordinate c/b liefert als Abszisse den Wert $f_1(a, b, c)$; dieser von hier übernommen in die obere Hilfstafel liefert nach Schnitt mit der Ordinate für den Wert $1/\mu$ des Bodens den endgültigen Wert $A \cdot f_1(a, b, c)$. Entsprechend ergibt sich der Wert $B \cdot f_2(a, b, c)$ mit Hilfe der gestrichelten Kurve und der unteren Hilfstafel. Auch hier ist der Einfluß aus den einzelnen Teilflächen $a \cdot b$ zu addieren.

² SCHLEICHER, F.: Bauing. 7 (1926) S. 433.

FRÖHLICH¹ schreibt die Gleichung für die elementare Spannungsverteilung im Halbraum infolge Einzellast: $\sigma_z = \frac{n \cdot P}{2\pi R^3} \cdot \cos^n \varphi$. Der Parameter n ist ein

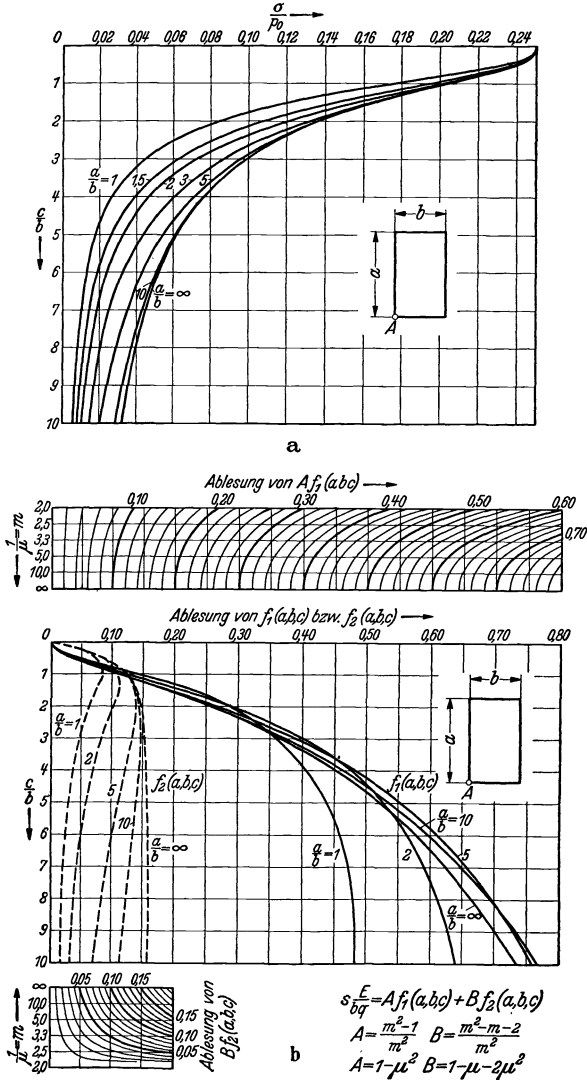


Abb. 21 a und b.

Konzentrationsfaktor. Für $n = 3$ erhält man die Gleichung von BOUSSINESQ. Abb. 22¹ zeigt den Einfluß von n auf die Linien gleichen Druckes ($\sigma_z = \text{const}$); die Isobare für $n = 2$ ist ein Kreis. Nach Krynine ist die Ruhedruckziffer

¹ FRÖHLICH, O. K.: Druckverteilung im Baugrunde mit besonderer Berücksichtigung der plastischen Erscheinungen. Wien 1934 (Abb. 10, S. 32).

$\lambda_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_z} = \frac{1}{n-2}$. Für feste isotrope Körper mit konstant bleibendem Volumen ist $\lambda_0 = 1$ und $n = 3$; für Ton $\lambda_0 = 0,75$ und $n = 3,3$; für Sand $\lambda_0 = 0,25$ und $n = 6$. Der Zusammenhang mit dem Reibungswinkel ϱ

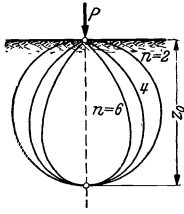


Abb. 22.

ergibt sich aus: $\lambda_0 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2} \right)$.

Zur genaueren Ermittlung der wirklichen Spannungsverteilung im Boden führten KÖGLER und SCHEIDIG¹ umfangreiche Untersuchungen durch, die auf Ergebnisse anderer Forscher² zurückgreifen: Abb. 23¹ zeigt die Wirkung örtlicher Belastung im Boden: Im Störungsbereich erfolgt plastische Verformung, außerhalb bis zur Grenzkurve elastische Beanspruchung. Nach den Versuchen gelten die Gleichungen von BOUSSINESQ trotz der Abweichung vom ideellen Stoff genügend genau.

Die Tiefenwirkung des Sohldruckes wächst erheblich mit der Größe der Sohlfläche (Abb. 24). Wichtig bei Probelastung!

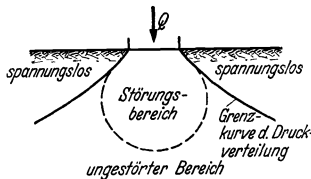


Abb. 23.

Die Verteilung des Sohldruckes wechselt stark. Sie hängt ab von Form, Größe und dem Verhalten der Lastplatte (starr, elastisch) in Verbindung mit den entsprechenden Eigenschaften des Bodens (Abb. 25³ u. 26) und der Größe seiner Beanspruchung.

Den Zusammenhang Kraft/Verschiebung (Einsenkung) bei Bodenbelastungsversuchen auf Sand zeigt Abb. 26: Anfangsbereich proportional (Verdichtung), dann plastische Verformung (seitliche Verdrängung), schließlich Bruch (Gleitzone, Aufwölbung an der Oberfläche). Bei verhinderter Seitenausdehnung erfolgt nur Verdichtung.

Die Art der Kraftausstrahlung im Boden seitlich der Begrenzung senkrecht unter dem Umfang der Lastfläche und der dadurch erfaßte Bodenkörper beeinflussen die Einsenkung der Lastplatte entsprechend ihrem Anteil an dem Bodenwiderstand. Bei kleinen Lastflächen entsteht eine Art Pfahlwirkung, da der Anteil der seitlichen Ausstrahlung gegenüber dem reinen Flächendruck (Spitzenwiderstand) überwiegt. Für gleichen und großen Einheitsdruck ist die Einsenkung bei sehr kleinen Platten größer als bei mittleren Platten, weil der proportionale Bereich bei kleinsten Platten schnell überschritten ist. Bei größeren Flächen hört die Pfahlwirkung auf und es bewirkt jetzt die größere Tiefenausstrahlung von großen Lastflächen, daß diese bei gleichem Einheitsdruck stärker einsinken als kleinere Last-

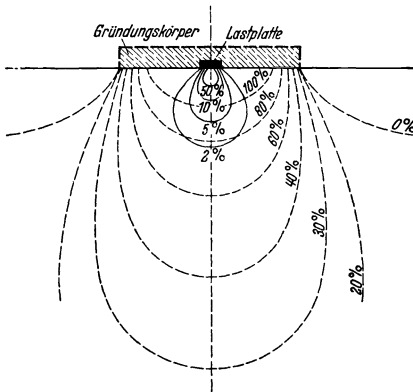


Abb. 24. (% des Sohldruckes.)

platten (Abb. 27⁴). (Wichtig bei Probelastung, Einfluß der Dammschüttung auf Abschlußbauwerke⁵.)

Die *Bettungsziffer* $B = p/s$ (kg/cm^3) wird kleiner mit höherem Bereich der Druck-Senkungskurve. Für quadratische und kreisförmige Lastflächen auf Sand

¹ KÖGLER, F. u. A. SCHEIDIG: Bautechn. 5 (1927) S. 418 u. 445; 6 (1928) S. 205 u. 229; 7 (1929) S. 268 u. 828 (Abb. 21).

² BOUSSINESQ, STROHSCHNEIDER, MELAN, SCHLEICHER, TERZAGHI.

³ BRENNECKE, L.-E. LOHMEYER: Der Grundbau. Berlin 1927—1934. Bd. 3 (Tabelle S. 12) (zum Teil nach SCHEIDIG).

⁴ GOERNER, E.: Geol. u. Bauw., vgl. S. 20.

⁵ KNÖRLEIN, W.: Diss. T. H. Wien 1937.

verschiedener Dichte wurde gefunden: $B =$ etwa 1 bis 15 kg/cm². Bei Lastwechsel lieferte die Hysteresisschleife die umkehrbare Formänderung (Abb. 26) und die *elastische Bettungsziffer* $B_e = p/s_e$ (kg/cm²). JAEGER¹ fand bei Sand für

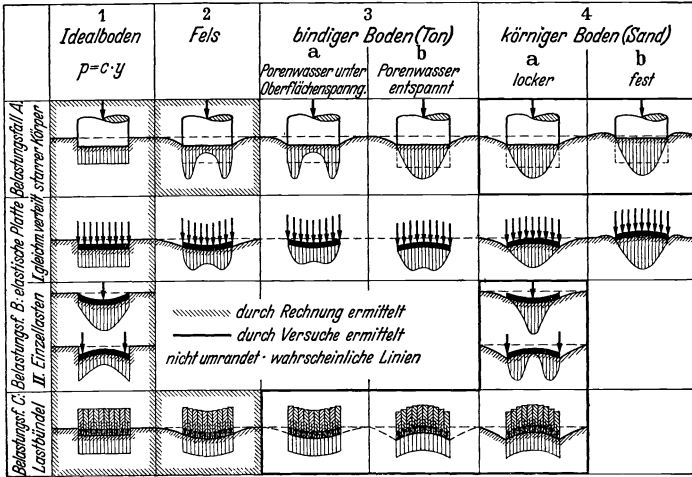


Abb. 25.

$F = 0,5 \text{ m}^2$, $p = 2,8 \text{ kg/cm}^2$, Entlastung 25%: $B_e = 41 \text{ kg/cm}^2$ und für $F = 2 \text{ m}^2$, $p = 3 \text{ kg/cm}^2$, Entlastung 60%: $B_e = 22 \text{ kg/cm}^2$. Bei wiederholtem Lastwechsel im gleichen Druckbereich stellt sich allmählich ein stationärer Zustand ein, mit dem auch die zunächst erfolgte Einsenkung abklingt (Abb. 28). Grundwasserschwankungen wirken wie Lastwechsel. Auch bei konstantem Druck tritt zunächst eine Senkung auf, die mit der Zeit abklingt. (Verlauf der Zeit/Setzungskurve ähnlich der Lastwechsel/Setzungskurve 28.b.) Erschütterungen (Erdbeben, Rammen, Verkehr) vergrößern und beschleunigen die Senkung von Lastflächen.

Die Untersuchung von Druck und Druckverteilung im Boden wird mit Hilfe von Druckmessosen oder auf photo-elastischem oder röntgenologischem Wege vorgenommen.

β) *Pfahlgründung*. Die Pfahlgründung leitet die durch ein Bauwerk hervorgerufene Belastung in tiefere Bodenschichten ein. Die Kraftübertragung erfolgt hierbei durch *Spitzenwiderstand* und *Mantelreibung* (Abb. 29)². *Standpfähle* durch dringen weiche Bodenschichten und stehen auf festem Boden (Spitzenwiderstand, Schaft auf Knickung beansprucht). *Reibungspfähle* übertragen die Last hauptsächlich durch Spitzenwiderstand, die beide beim Einrammen infolge Verdrängung und Verdichtung des Bodens geweckt werden. Bei im Boden hergestellten *Ortpfählen* wird im Gegensatz zu *Rammpfählen* vielfach der Fußdurchmesser gegenüber dem Schaftdurchmesser vergrößert (Spitzenwiderstand), ferner werden zum Teil Wulste am Schaft hergestellt (Mantelreibung).

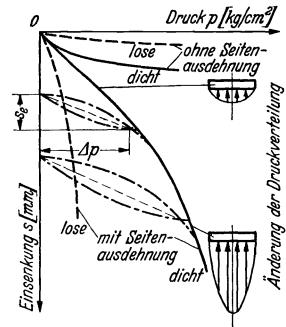


Abb. 26.

¹ JAEGER, E.: Bautechn. 12 (1934) S. 88.

² TERZAGHI, K. v.: Bautechn. 8 (1930) S. 475 (Abb. 1). — SCHENK, W.: Bautechn. 16 (1938) S. 731. — MÜLLER, R.: Veröff. Inst. Degebo, Heft 7. Berlin 1939, S. 10.

Die Form der Pfahlspitze ist praktisch bedeutungslos, weil sich vor ihr im Boden ein Staukörper bildet. Über Entstehung und Größe des Spitzenwiderstandes gilt sinngemäß das über Lastplatten Gesagte.

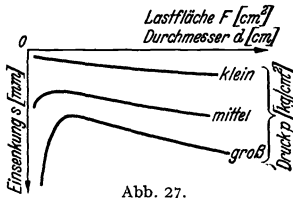


Abb. 27.

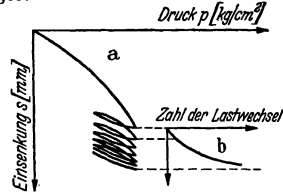


Abb. 28.

Mantelreibung entsteht infolge des Erddruckes auf den Pfahlfumfang. Sie erreicht mit zunehmender Tiefe schnell einen Grenzwert, da der Seitendruck infolge Verspannung im Boden dann nicht mehr zunimmt (Gewölbewirkung).

Die Größe der Mantelreibung ist durch Rechnung nicht erfassbar; man versucht, sie durch Zugversuch zu ermitteln (Abb. 30). Die Entlastung beim Zugversuch gibt nicht genau den Zustand eines durch den tragenden Pfahl belasteten Bodens wieder. Der Zugversuch liefert aber mindestens das Minimum der Mantelreibung; diese kann also bei Belastung des Pfahles größer sein.

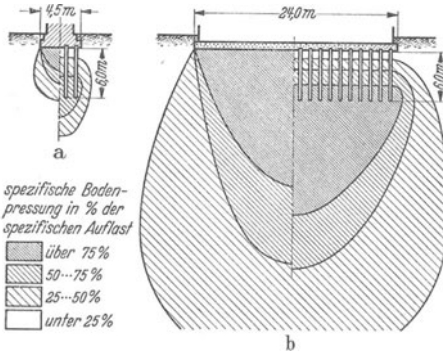


Abb. 29.

belasteten Pfählen aus. Bei Pfählen in Ton spielt der Verfestigungsgrad des Tones eine Rolle: Ist der Ton noch nicht konsolidiert oder durch das Rammen wieder gestört, so verdichtet er sich nach der Rammung und erzeugt eine „negative Mantelreibung“, die dem Pfahl eine zusätzliche Setzung erteilt.

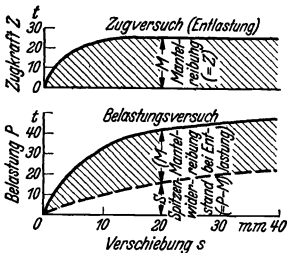


Abb. 30.

Bei *Pfahlgruppen* überschneiden sich die Wirkungen aus den einzelnen Pfählen. Eine Gruppe aus n -Pfählen trägt nicht das n -fache eines Einzelpfahles. Die inneren Pfähle tragen infolge der Randbedingungen weniger als die äußeren. Da theoretische Erwägungen bei der Ermittlung der Pfahltragkraft nicht zum Ziele führen, hilft man sich durch Proberammungen und Probelastungen, sowie durch Benutzung von *Rammformeln*. Diese sind mit großer Vorsicht zu benutzen, da sie das wirkliche Verhalten des

Pfahles zum Boden und das Verhalten des Bodens beim Rammen nicht völlig erfassen. Die Formel von REDTENBACHER für vollkommen unelastischen Stoß lautet z.B.:

$$Q_d = \frac{F}{l} \cdot E \cdot \left[-s + \sqrt{s^2 + \frac{2 h R^2}{E(R + G)} \cdot \frac{l}{F}} \right] \cdot 1.$$

¹ Es bedeutet: Q_d dynamischer Eindringungswiderstand (kg), F Pfahlquerschnitt (cm^2), l Rammtiefe (cm), E Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials (kg/cm^2), s Eindringung des Pfahles (cm) infolge der Fallhöhe h (cm) des Rammhämmer, R Bärgewicht (kg), G Pfahlgewicht (kg).

Andere Formeln sind ähnlich aufgebaut. Sie geben zum Teil nicht den Unterschied zwischen der bleibenden statischen und der durch den Rammstoß bewirkten dynamischen Eindringung, die wieder verschwindet¹, oder sie berücksichtigen nicht die hydrodynamischen Spannungen im Porenwasser.

Proberammungen und -belastungen, sowie Nachrammungen ermöglichen die Nachprüfung der Brauchbarkeit von Rammformeln.

γ) *Tiefgründung*. Für diese gilt sinngemäß das Entsprechende aus den Abschnitten α und β.

4. Vorwiegend waagrechte Kraftwirkung im Boden.

Die waagrechte Kraftwirkung im Boden wird allgemein unter dem Begriff „Erddruck“ zusammengefaßt. Es handelt sich um Kräfte, die der steiler als unter „natürlicher“ Böschung anstehende Boden durch einen „Gleitkörper“ auf eine ihn abstützende Wand ausübt. Bewegt sich der Boden gegen die Wand, versucht also ein Gleitkörper abzurutschen und die Wand fortzuschieben, so wirkt der „aktive Erddruck“ oder „Erdangriff“ (meist „Erddruck“ genannt). Bewegt sich dagegen die Wand unter dem Einfluß anderer Kräfte gegen den Boden, so entwickelt sich im Boden ebenfalls ein Gleitkörper, der der Wand einen Widerstand entgegensetzt; dann wirkt der „passive Erddruck“ oder „Erdrwiderstand“. Die Erdspannungen sind abhängig von den Festigkeitseigenschaften des Bodens. Im Grenzfall des Gleichgewichtes stellt sich im Boden eine Zone geringsten Scherwiderstandes ein, die *Gleitfläche*, die für den Erddruck den größtmöglichen und für den Erdrwiderstand den mindestens vorhandenen kleinsten Gleitkörper bestimmt. Erddruck E_a und Erdrwiderstand E_w werden in der „klassischen“ Erddrucklehre für diesen Grenzzustand ermittelt. Zur Entwicklung dieser Erdspannungen gehört stets eine vorausgehende Verschiebung im Inneren des Erdkörpers².

Die von COULOMB (1770) begründete Erddrucklehre wird heute noch angewendet. Sie setzt kohäsionsloses Material und ebene Gleitflächen voraus. Diese sind in Wirklichkeit gekrümmt, was auch schon COULOMB bekannt war. Die Rechnung mit ebenen Gleitflächen hat sich aber als praktisch brauchbar erwiesen. Als Festigkeitswerte sind dem Wesen der *Grenzwertrechnung* entsprechend die *Reibungsziffern* (oder *Reibungswinkel*) einzuführen (s. S. 783), die also geringer sind als die Scherziffern (vgl. Tabelle 4).

a) **Erddruck**. In der Tiefe z beträgt der senkrechte Druck in einem Bodenelement $\sigma_z = z \cdot \gamma$ (kg/cm²). Ist das Bodenelement durch starre Wände an seitlicher Ausdehnung verhindert, so wirkt ein waagrechter Druck $\sigma_h = \lambda_0 \cdot z \cdot \gamma$. Das Verhältnis $\lambda_0 = \sigma_h / \sigma_z$ ist die Ruhedruckziffer. TERZAGHI fand für:

dicht gelagerten Sand	$\lambda_0 = 0,40-0,45$
locker gelagerten Sand	$= 0,45-0,50$
Ton	$= 0,60-0,75$

Die Ruhedruckziffer liegt zwischen dem Kleinstwert (Erddruck) und dem Größt- wert (Erdrwiderstand): $\lambda_a < \lambda_0 < \lambda_w$.

COULOMB nahm an (Abb. 31), daß die Stützwand AB nachgibt und dabei im Boden die Gleitfläche AC entsteht. Der Gleitkeil ABC rutscht dann ab infolge Eigengewicht G . Die Gleitfläche ist unter ϑ gegen die Waagrechte geneigt. G wird zerlegt in die *Gleitflächenkraft* Q und den Erddruck E_a . Q greift unter dem Reibungswinkel ϱ gegen die Flächensenkrechte an. Der Erddruck ist um den *Wandreibungs-winkel* δ gegen die Senkrechte auf die Stützwand geneigt (Tabelle 5). Aus dem Kräfteplan ergibt sich:

$$E_a = G \cdot \frac{\sin(\vartheta - \varrho)}{\sin[90^\circ - \alpha + \delta - (\vartheta - \varrho)]}$$

E_a wird als Größt- wert durch Differentiation gefunden, ϱ und δ durch Versuch bestimmt. Die Gleichung gilt nur, wenn sich G , Q und E in einem Punkte

¹ Mit Ausnahme z. B. der Formel von RAUSCH [Bauing. 11 (1930) S. 514].
² MÜLLER-Breslau, H.: Erddruck auf Stützmauern. Stuttgart 1906. — RENDULIC, L.: Forschungsarb. a. d. Straßenwes., Heft 10. Berlin 1938. — HERTWIG, A.: Veröff. Inst. Degebo, Heft 7. Berlin 1939, S. 1. — HOMBERG, H.: Bautechn. 17 (1939) S. 474.

schneiden. Dieses ist meistens nicht möglich. Der hierin liegende Widerspruch in der COULOMBSchen Theorie verschwindet nur für den (RANKINESchen) Sonderfall: lotrechte Wand, waagerechte Erdoberfläche, waagerechter Erddruck. Für die anderen Fälle ergibt sich die Erddruckneigung aus der Wandreibung. Zum Gleichgewicht gehört dann genau genommen eine gekrümmte Gleitfläche.

Der Satz von REBHANN (1871) besagt zurückgreifend auf PONCELET (1840), daß der größte Erddruck E_a dann auftritt, wenn die Gleitfläche AC das Erdprisma

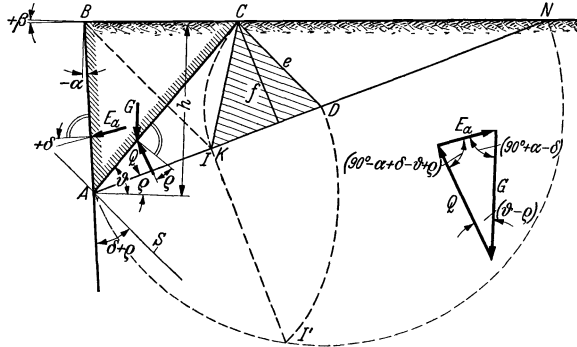


Abb. 31.

$ABCD$ halbiert. Dieses wird unter der Erdoberfläche von der Wandfläche AB der Böschungslinie AD (Böschungswinkel = Reibungswinkel) und einer Parallelen zur Stellungslinie AS , nämlich CD eingeschlossen. Die Stellungslinie ist um $(\delta + e)$ gegen die Wandfläche geneigt. Man zieht die Böschungslinie AN , dann die Stellungslinie AS und hierzu die Parallele in B , welche die Böschungslinie in J schneidet. In J wird ein Lot errichtet und über AN der Halbkreis gezogen (Schnittpunkt J'). Man schlägt mit AJ' um A den Kreis $J'D$. Durch D wird die Parallele zur Stellungslinie gezogen; sie schneidet die Geländelinie in C . AC ist dann die ungünstigste Gleitfläche. CD ist das Maß für den Erddruck. Trägt man die Länge $e = CD$ von D aus auf der Böschungslinie bis K ab, so ist die Größe des Erddruckes E_a durch das Gewicht des Erdprismas $CDK = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot e \cdot f$ gegeben (Erddruckdreieck).

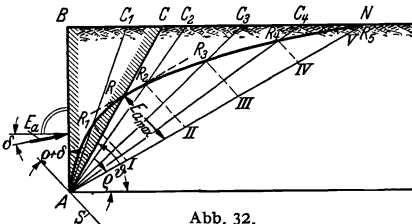


Abb. 32.

CULMANN (1866) legt das Kräfteck aus G, Q, E mit G in die Böschungslinie und Q in die Gleitfläche (Abb. 32). Für beliebige Gleitflächen AC_n werden die Gewichte der durch sie gebildeten Erdprismen ABC_1, AC_1C_2, \dots von A aus auf der Böschungslinie abgetragen. Durch die Endpunkte I, II, III, \dots dieser Gewichtsstrecken werden Parallelen zur Stellungslinie gezogen, die ihre zugehörigen Gleitflächen in R_1, R_2, R_3, \dots schneiden. Die Strecken $IR_1, IIR_2, III R_3, \dots$ geben die Größe des Erddruckes für die betreffende Gleitfläche an. Die Verbindungslinie $AR_1 R_2 \dots R_n$ ist die CULMANNsche E -Linie. Die parallel zur Böschungslinie geführte Tangente an diese E -Linie ergibt im Berührungspunkte die Lage der ungünstigsten Gleitfläche und den Wert $E_{a, \max}$.

Neuerdings entwickelte MUND verschiedene Verfahren zur Erddruckbestimmung¹.

¹ Handbuch für Eisenbetonbau Bd. IV, 4. Aufl. Berlin 1936, S. 38. — MUND, O.: Bautechn. 14 (1936) S. 441. — Der REBHANNsche Satz. Berlin 1936.

Für den RANKINESCHEN Sonderfall ($\alpha = 0, \beta = 0, \delta = 0$) gilt die Gleichung:

$$E_a = G \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varrho) = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\theta - \varrho)}{\operatorname{tg} \theta} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \varrho}{(1 + \operatorname{tg} \theta \cdot \operatorname{tg} \varrho) \operatorname{tg} \theta} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \theta}}{1 + \operatorname{tg} \theta \cdot \operatorname{tg} \varrho}$$

E_a wird zum Maximum, wenn $dE_a/d\theta = 0$ wird: Nach Rechnung ergibt sich:

$$\begin{aligned} 2\theta &= 90^\circ + \varrho \\ \theta &= 45^\circ + \varrho/2 \\ E_a &= \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varrho/2) = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \lambda_a \end{aligned}$$

Der Wert λ_a ist die Erddruckziffer (Seitendruckziffer).

Die Lehre vom unbegrenzten, unberührten Erdkörper geht aus vom reibungslosen Aufbau mit dem natürlichen Erddruck $\gamma \cdot h$ auf jede beliebige Fläche. Ist Reibung vorhanden, so ist die senkrechte Hauptspannung $= \gamma \cdot h$ und die waagrechte Hauptspannung $= \mu \cdot \gamma \cdot h$ ($\mu =$ Querszahl). Abb. 33 zeigt das Kräftegleichgewicht an einem kleinen Erdprisma bei beliebiger Spannungsrichtung nach KREY¹. Trägt man die Spannungen für beliebige Lagen der Fläche ds von einem Punkte nach Größe und Richtung auf, so erhält man die *Spannungsellipse* (WINKLER), für die σ_1 und σ_2 konjugierte Durchmesser sind. Abb. 33b zeigt die Spannungsellipse für den Erdkörper mit waagerechter Oberfläche bei innerer Reibung.

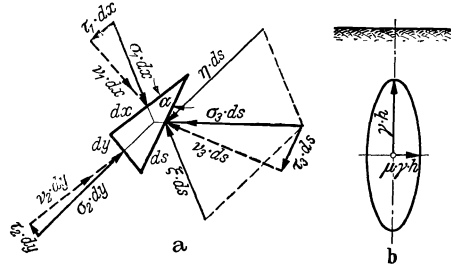


Abb. 33a und b.

KREY¹ baut auf der Konstruktion nach PONCELET und REBHANN Erddrucktabellen auf. Die Tabellen sind für verschiedenste Sonderfälle gerechnet und können überall angewendet werden, wenn es zulässig ist, ebene Gleitflächen vorauszusetzen.

Nutzlasten auf der Erdoberfläche werden im Verhältnis zum Raumgewicht des Bodens in Größe und Gewicht des Gleitkörpers mit eingerechnet².

Bei wasserhaltigen — insbesondere bindigen — Böden wird der Erddruck stark beeinflusst durch den Spannungszustand im Porenwasser. Durch den Porenwasserdruck erhöht er sich entsprechend der Größe p_w , bei Unterdruck im Porenwasser verkleinert er sich entsprechend p_K . FELLENIUS³ setzt die (wahre und scheinbare) Kohäsion K (kg/cm²) als in der Gleitfläche der Gleitung entgegengerichtet an; dann ist $E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \lambda_a - 2Kh \cdot \sqrt{\lambda_a}$. Im oberen Grenzfall wirkt bei Boden unter Wasser der Erddruck aus der um den Auftrieb erleichterten Festsubstanz und der volle Wasserdruck. Im unteren Grenzfall kann durch die Kapillarspannung oder Kohäsion der Erddruck zu Null werden. Regen vergrößert den Porenwasserdruck, der in Richtung der Porenströmung wirkt. (Bei einem schrägen Filter hinter der Stützwand, in den das Porenwasser senkrecht nach unten absickert, wird der Strömungsdruck auf die Wand verringert.)

Statischer Porenwasserdruck und Kapillardruck wirken senkrecht auf die Gleitfläche; sie haben auf den Neigungswinkel θ der ungünstigsten Gleitfläche keinen Einfluß. Es wird daher zuerst der reine Erddruck bestimmt, dann wird p_w bzw. p_K besonders ermittelt und mit G zusammen nach den Richtungen Q

¹ KREY, H.: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes (bearb. von J. EHRENBERG). Berlin 1936 (Abb. 22; Tabellen S. 295).

² MUND, O.: Bautechn. 13 (1935) S. 253 und 16 (1938) S. 47 und s. Fußnote 1, S. 794.

³ FELLENIUS, W.: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Berlin 1940.

und E zerlegt (Abb. 34). Bei strömendem Porenwasser wird p_w aus dem Stromliniennetz ermittelt und nach der Strömungsrichtung angesetzt.

TERZAGHI fand durch Versuche mit Sand den tatsächlich wirksamen Erddruck für:

Stützmauer und Untergrund undurchlässig		
keine Entwässerung	$(p_w = W)$	$E = 2,50 E_0 = 1,67 W$
senkrechte Filterschicht:		
vor dem Regen	$(p_K > 0)$	$E = 0,70 E_0 = 0,47 W$
während des Regens	$(p_w > 0)$	$E = 1,33 E_0 = 0,89 W$
schräge Filterschicht:		
während des Regens	$(p_w \rightarrow 0)$	$E = 1,00 E_0 = 0,67 W$
nach dem Regen	$(p_K > 0)$	$E = 0,70 E_0 = 0,47 W$

(Umrechnung in Wasserdruck W für $q = 27,5^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$).

Die Verteilung des Erddruckes und die Lage des Angriffspunktes wird gefunden, indem man den Erddruck für verschiedene Höhen feststellt. Die hydrostatische Druckverteilung gilt nur für den Grenzfall beim Abrutschen des Erdkeiles. Die Erddruckverteilung hängt grundsätzlich von den Verschiebungsmöglichkeiten im Boden und den dadurch geweckten Reibungs- und Kohäsionsspannungen ab. In größeren Tiefen tritt im Boden unter gewissen Bedingungen innere Verspannung auf (*Gewölbewirkung*), entsprechend weicht die Druckverteilung von dem hydrostatischen Verlauf ab. *Silowirkung* nennt man die Erscheinung, daß sich körniges Material in größeren Tiefen schmaler hoher Behälter infolge des Seitendruckes an den Seitenwänden aufhängt und weitere Druckzunahme verhindert (Abb. 35). Bei runden Schächten entwickelt sich infolge Nachgebens der senkrechten Erdwand nach innen eine tangentielle Verspannung, die ebenfalls die Erddruckverteilung an den Schachtwänden gegenüber dem hydrostatischen Zustand verändert.

Der Einfluß der Verschiebung im Erdkeil und damit der inneren Spannungen auf die Erddruckgröße ist Gegenstand neuerer Untersuchungen (Abb. 36)¹. Kippt die Stützmauer in die Lage $a b_2$, so ist die Längenänderung und Verschiebung innerhalb der Erdkeilelemente l_1 und l_2 verhältnismäßig, ebenso die Verkürzung der Dicken Δz . Es entstehen somit keine relativen inneren

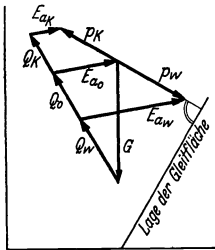


Abb. 34.

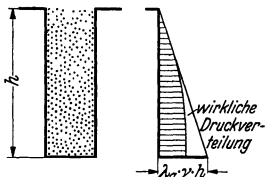


Abb. 35.

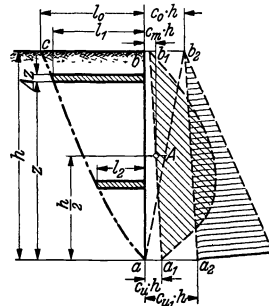


Abb. 36.

Verschiebungen und Verspannungen. Die hydrostatische Verteilung und die Größe des Erddruckes nach COULOMB bleibt erhalten. Bei Parallelverschiebung der Wand oder Kippen um einen oben gelegenen Punkt ($a_1 b_1$) treten im unteren Teil des Gleitkeiles größere spezifische Formänderungen auf, als im oberen, und damit

¹ TERZAGHI, K. v.: J. Bost. Soc. Civ. Eng. 23 (1936) S. 71. — STRECK, A.: Mitt. Hannov. Hochschulgem. 17 (1936) S. 225. — OHDE, J.: Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bautechn. 16 (1938) S. 150.

Verspannung; die Verteilung des Erddruckes ändert sich etwa nach der schraffierten Fläche. Der vorher vorhandene Ruhedruck fällt dabei auf die Größe des Grenzwertes nach COULOMB ab. Auch bei nicht hydrostatischer Druckverteilung ergibt sich in guter Annäherung die nach COULOMB errechnete Größe des Erddruckes. Verspannung tritt auch ein, wenn der Boden unter dem Wandfuß herausquellen kann oder der untere Teil der Wand etwas nachgibt (Bohlwand), weil dann ebenfalls größere relative Verschiebungen vorhanden sind.

Für die Gültigkeit der klassischen Erddrucktheorie nach COULOMB gibt TERZAGHI hiernach gewisse Grenzen an: Die Abweichung von der hydrostatischen Druckverteilung wächst von annähernd 0 ab mit dem Verhältnis c_u/c_m . Für dichten Sand wurde gefunden: $c_m = 0,0005$, $c_o = 0,005$. Bei losem Sand scheint die Verteilung fast hydrostatisch zu bleiben. Die mittlere Verschiebung der Wand bis zum Abfall des Ruhedruckes auf den Grenzwert des Erddruckes nach COULOMB ist hier wesentlich größer als $0,0005 \cdot h$.

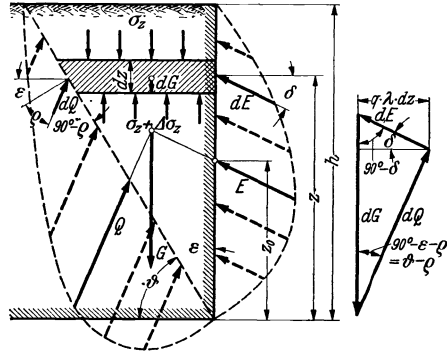


Abb. 37.

Bei der rechnerischen Erfassung der allgemeinen Druckverteilung findet TERZAGHI nach Abb. 37¹ aus einer allgemeinen Differentialgleichung: $\sigma_z = \frac{\gamma \cdot h}{a-2} \cdot \left[1 - \left(\frac{z}{h} \right)^{a-2} \right] \cdot \frac{z}{h}$. Hierin ist $a = \frac{\lambda'(\operatorname{tg} \delta + \cot(\vartheta - \varrho))}{\operatorname{tg} \varepsilon} = \frac{\lambda'}{\lambda}$, wenn λ die Erddruckziffer für den gesamten Gleitkeil und λ' für das Element ist. Der „Verspannungsindex“ a gibt die Abweichung von der hydrostatischen Druckverteilung an.

Die statische Beanspruchung eingebetteter Rohre ergibt sich aus dem Zusammenwirken von Erddruck und Erdwiderstand entsprechend der Verformung der Rohre².

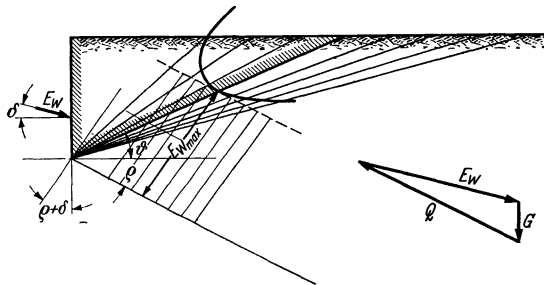


Abb. 38.

b) Erdwiderstand. Für den Erdwiderstand gilt grundsätzlich das Entsprechende des über den Erddruck Gesagten. Die klassische Erddrucktheorie liefert hier den oberen Grenzwert der Erdkraft. Die Verfahren zur Ermittlung des Erdwiderstandes entsprechen der des Erddruckes bei sinngemäß vorgenommener Umkehrung der Vorzeichen. Abb. 38 zeigt die Ermittlung von E_w nach CULMANN. Aus der analytischen Näherungsrechnung für den RANKINESCHEN

¹ Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau. Berlin 1936, S. 97 (Abb. 2).

² VOELLMY, A.: Eingebettete Rohre. Zurich 1937.

Sonderfall ist: $E_w = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \lambda_w$, bei Kohäsion nach FELLENIUS¹: $E_w = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \lambda_w + 2 K h \cdot \sqrt{\lambda_w}$. Das Tabellenwerk von KREY² gilt ebenfalls für Erdwiderstand. Da sich die in Abweichung von den tatsächlichen Verhältnissen gemachte Annahme ebener Gleitflächen hier stärker auswirkt, sind die hohen Werte für λ_w nicht zu gebrauchen.

Am Wandfuß hat die Gleitfläche eine Neigung von $\theta = 45^\circ - \varrho/2$. Den in Wirklichkeit gekrümmten Verlauf der Gleitlinie ersetzt z. B. STRECK durch gebrochene Linien (Abb. 39)³. Die

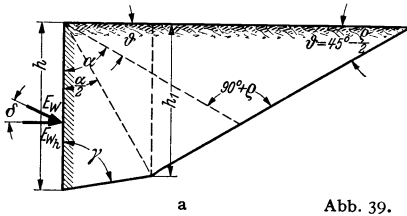
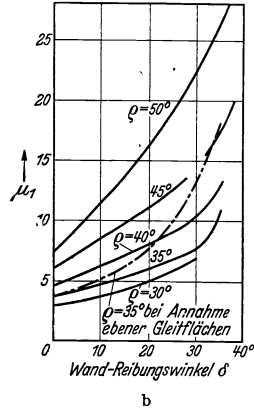


Abb. 39.



horizontale Komponente des Erdwiderstandes beträgt hierfür lotrechte Wand und waagrechtes Gelände: $E_{wh} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \mu_1$. Die Größe μ_1 ist aus 39b zu entnehmen.

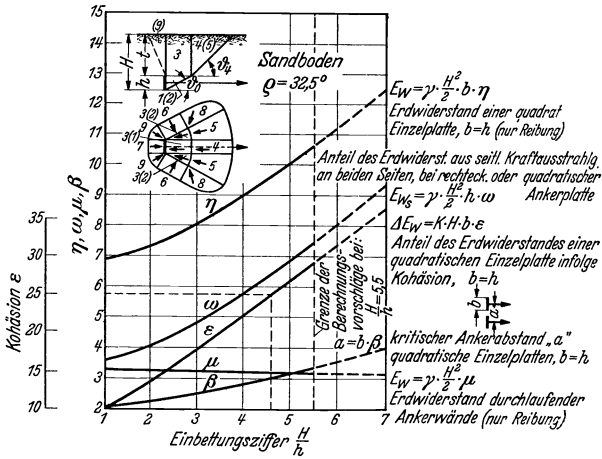


Abb. 40.

Kapillar-(unter-)druck, Kohäsion vergrößert den Erdwiderstand, Überdruck im Porenwasser verkleinert ihn.

Die Verschiebungen, die zur Weckung des Grenzwertes für Erdwiderstand erforderlich sind, betragen ein Vielfaches des entsprechenden Wertes für Erddruck. Große Verschiebungen im Boden, wie Sackung oder künstliche Verdichtung

¹ FELLENIUS: Siehe Fußnote 3, S. 795.

² KREY: Siehe Fußnote 1, S. 795.

³ STRECK, A.: Bauing. 7 (1926) (S. 1 u. 32, Abb. 12a u. 13).

hinter Stützmauern, können bewirken, daß der bisher herrschende Erddruck vergrößert wird und die Größenordnung des Erdwiderstandes erreicht. Aus großmaßstäblichen Versuchen fand FRANZIUS¹ für Erdwiderstand auf Druckwände:

- raue Wand, Sand unter Wasser. . . s [mm] = $33 \cdot h^{2,5}$ [m]
- raue Wand, sehr feuchter Sand. . . s [mm] = $50 \cdot h^2$ [m]
- glatte Wand, sehr feuchter Sand . . . s [mm] = $29 \cdot h^{1,5}$ [m]

(der zu Abb. 36 für Erddruck angegebene Wert lautet mit entsprechenden Dimensionen: s [mm] = $0,5 \cdot h$ [m]).

Bei Erdwiderstand für Einspannung von Masten² und Erdwiderstand auf Ankerplatten spielt die seitliche Kraftausstrahlung in den Boden über die Breite des Mastes oder der Platte hinaus eine wesentliche Rolle. KREY rechnet bei Ankerplatten den Widerstand auf die Breite b der Platte, und zwar den Grenzwert nach Entstehung des Gleitkörpers. Dabei erhöhen die an den seitlichen senkrechten Begrenzungsflächen dieses Gleitkeiles auftretenden Reibkräfte den Gesamtwiderstand.

Aus Modellversuchen mit Ankerplatten in Sand fand BUCHHOLZ den tatsächlich auftretenden Gleitkörper und damit einen rechnerisch erfassbaren Ersatzgleit-

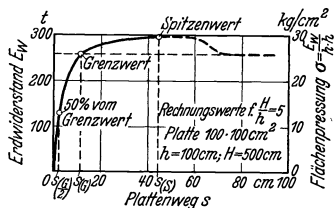


Abb. 41.

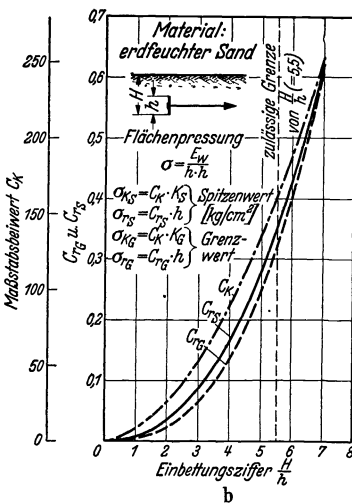
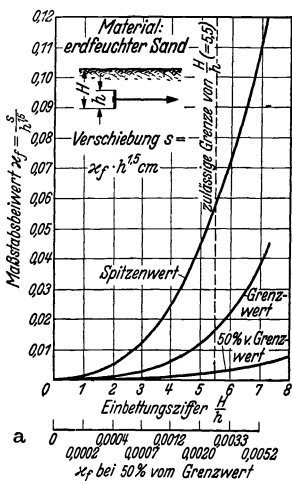


Abb. 42.

körper. Für Berechnung des Erdwiderstandes auf Ankerplatten und -wände gilt sein Berechnungsverfahren nach Abb. 40³, welches jeweils den Kraft-Grenzwert (vgl. Abb. 41) liefert. Der dem Koeffizienten η entsprechende Wert nach KREY erfaßt weniger als die Hälfte des tatsächlich vorhandenen Erdwiderstandes. Innerhalb des „kritischen“ Ankerabstandes wirken einzelne Platten nebeneinander wie eine durchgehende Wand.

¹ FRANZIUS, O.: Bauing. 9 (1928) S. 787 u. 813.
² NAKAMURA, M.: Bauing. 16 (1935) S. 269.
³ BUCHHOLZ, W.: Jb. hafentechn. Ges. 12 (1930/31) S. 300 (Abb. 19 u. 22).

Abb. 41¹ zeigt den Zusammenhang zwischen Kraft und Verschiebung bei Erdwiderstand auf quadratische Platten in Sand. Der Verlauf entspricht dem Scherversuch (vgl. Abb. 12). Die Entstehung des „Spitzenwertes“ hängt von Lagerungsdichte, Erschütterungen usw. ab; der Grenzwert wird immer erreicht, wenn nicht auch er durch Erschütterungen oder Strömungsdruck herabgesetzt wird.

Zur Beurteilung der Verschiebungsgröße ermittelte PETERMANN durch Modellversuche für quadratische Platten in Sand die zur Entwicklung einzelner ausgezeichneter Werte des Erdwiderstandes (Spitzenwert, Grenzwert, halber Grenzwert, Abb. 41) erforderliche Verschiebung. Das hierfür empirisch gefundene Maßstabgesetz zeigt Abb. 42¹. Diese Berechnungskurven haben keine Allgemeingültigkeit, sie zeigen aber den Zusammenhang zwischen Kraft und Verschiebung

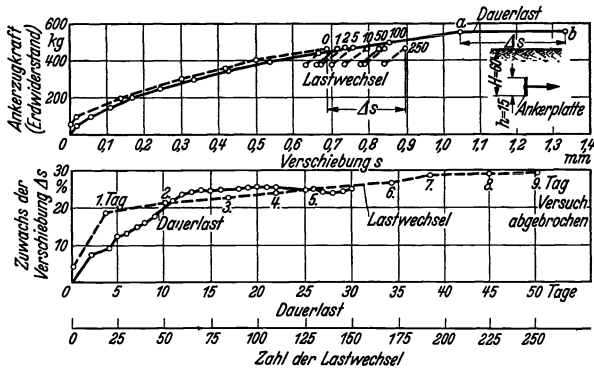


Abb. 43.

beim Erdwiderstand der Größenordnung nach auf. Die Gültigkeit der beiden obigen Berechnungsverfahren für Sandboden oberhalb des Grundwassers wurde durch Versuche im natürlichen Maßstab in gewachsenem Boden bestätigt².

Der zeitliche Spannungsausgleich im Boden verursacht zusätzliches Weiterverschieben der belasteten Platte unter gleichbleibender Belastung. Eine ähnliche Zusatzbewegung der Platte hat mehrfach wiederholter Lastwechsel zur Folge (Abb. 43)². (Die Lagerungsdichte betrug bei dem beschriebenen Versuche $D = 0,6$.) Von Einfluß ist der Kraftbereich, innerhalb dessen Dauerbelastung oder Lastwechsel erfolgt (elastischer oder plastischer Bereich), und der Grad der Entlastung.

5. Standfestigkeit.

a) Böschungsbruch. Hat der Boden eine Böschungsneigung, die steiler ist als Festigkeit und Belastungsverhältnisse es gestatten, so bricht er aus und rutscht ab. Die angreifenden Kräfte sind Eigengewicht, Auflast und Strömungsdruck. Bruch erfolgt nach der ungünstigsten Gleitfläche mit dem geringsten Schubwiderstand. Die Annahme gerader Gleitflächen ist nicht zweckmäßig, in der Regel werden kreiszylindrische zugrunde gelegt. Abb. 44 deutet die statische Untersuchung einer Böschung an: Die Gleitfläche wird angenommen und der Gleitkörper in senkrechte Lamellen geteilt. Für jede Lamelle bestimmt man das Drehmoment um den Mittelpunkt des Gleitkreises infolge der Angriffskräfte (Gewicht, Auflast, Strömungsdruck) und der Widerstandskräfte (Schubfestigkeit am Kreisumfang). Das Verhältnis der Momente aus Schubfestigkeit und Angriffskraft gibt den Sicherheitsgrad. Durch Untersuchung mehrerer willkürlich angenommenen Gleitkreise findet man den ungünstigsten.

¹ Siehe Fußnote 3, S. 775 (Abb. 7, 10 u. 11).

² BUCHHOLZ, W. u. H. PETERMANN: Bauing. 16 (1935) S. 227 (Abb. 2 u. 3).

Ein kapillar durchfeuchteter Damm sei standfest (Abb. 45); sein Porenwasser steht unter Unterdruck, welcher die Schubfestigkeit erhöht. Bei Regen verschwindet der Kapillardruck, es entsteht die angedeutete Sickerströmung¹ und der Poren-

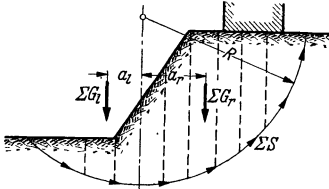


Abb. 44.

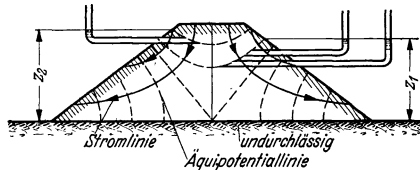


Abb. 45.

wasserdruck erhält einen positiven Wert; hierdurch verringert sich die Standfestigkeit. Bei der Staudamberechnung ist ferner auf die Veränderung des Raumgewichts durch Auftrieb zu achten.

b) Grundbruch. Grundbruch entsteht, wenn der Boden örtlich belastet ist und seine Schubfestigkeit dieser Belastung nicht entspricht². Dabei sinkt das belastende Bauwerk ein und drückt den Boden seitlich nach oben heraus. Die statische Untersuchung erfolgt hier sinngemäß wie bei der Böschungsuntersuchung. Der Grundbruch gehört zum Gebiet der Tragfähigkeit des Bodens, also des Widerstandes gegen seitliches Ausbrechen unter örtlichen Lasten. Abb. 46³ zeigt den Verlauf der größten Schubspannung im Boden unter örtlicher Last; Bruch erfolgt in Richtung der größten Schubspannung.

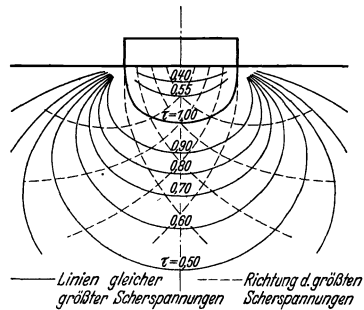


Abb. 46.

Die Berechnung eines Grundbruches z. B. nach KREY zeigt Abb. 47⁴: Für einseitiges Ausbrechen des Bodens gelte die Linie ALN . Der Teil LN hat die

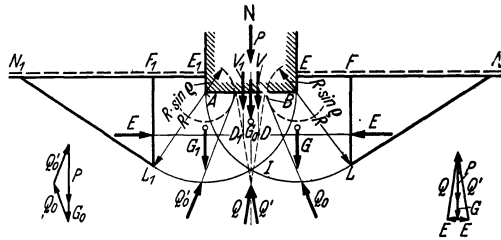


Abb. 47.

Neigung der Gleitfläche für Erdwiderstand beim RANKINESCHEN Sonderfall. Kurz vor dem Bruch müssen Gewicht des Gleitkörpers $ABEFLJA$, Fundamentlast P , Erdwiderstand E auf Fläche FL und Widerstand Q in der kreisförmigen Gleitfläche AJL im Gleichgewicht sein. Die Richtung von Q ergibt sich aus der Bedingung, daß Q in der Gleitfläche jeweils unter dem Winkel ϱ angreifen soll;

¹ Siehe Fußnote 1, S. 781 u. MEYER-PETER, E., H. FAVRE u. R. MÜLLER: Schweiz. Bauztg 108 (1936) S. 35.

² KNÖRLEIN, W. u. K. VOGL: Forschungsarb. a. d. Straßenwes. Heft 19. Berlin 1939.

³ Nach A. CASAGRANDE aus: A. AGATZ: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Berlin 1936 (Abb. 14).

⁴ Siehe Fußnote 1, S. 795 (Abb. 84).

Q berührt daher einen Kreis um B mit dem Radius $R \cdot \sin \varrho$. Aus dem Kräfteck ergibt sich die erforderliche Größe von E . Bruch tritt ein, wenn dieser Wert E den Grenzwert E_w des überhaupt möglichen Erdwiderstandes (nach COULOMB) überschreitet. — Für das praktisch selten vorkommende senkrechte Einsinken des Fundamentes gilt der symmetrische Zustand; Q wird zerlegt senkrecht und in Richtung zur Gleitfläche. Die Scherkraft in Richtung der Gleitfläche ist durch die Schubfestigkeit des Bodens aufzunehmen.

Einen weiteren Anhalt für die Tragfähigkeit liefert eine einfache Rechnung für Laststreifen (Abb. 48): Auf die gedachte Wand BC wirkt von links der Erd-
druck E_a und der Seitendruck aus der Fundamentbelastung p ; also $\frac{\gamma h^2}{2} \cdot \lambda_a + p \cdot \lambda_a \cdot h$. Bei Überschreitung der Tragfähigkeit hat der Gleitkörper ABC das Bestreben abzuleiten; dabei muß aber der Widerstandskörper BCD nach oben

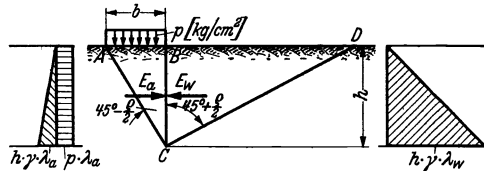


Abb. 48.

herausgedrückt werden ($E_w = -\frac{\gamma h^2}{2} \cdot \lambda_w$). Im Augenblick des Eintritts der Bewegung herrscht die Grenzbelastung $p_{\max} = \frac{\gamma \cdot b}{2 \sqrt{\lambda_a}} \cdot \left(\frac{\lambda_w}{\lambda_a} - 1\right)^2$. Bei Fundamentplatten von gedrungener Fläche ist dieser Grenzwert infolge der Kraftausstrahlung nach allen Seiten erheblich größer (Größenordnung: etwa das Doppelte).

6. Erdodynamik.

Schwingungen und Erschütterungen können das Verhalten des Bodens, seine Standfestigkeit und Tragfähigkeit erheblich beeinflussen. Sie treten auf: künstlich erzwungen durch Schwingungserreger, auf natürlichem Wege durch Erdbeben und als Nebenerscheinung irgendwelcher Vorgänge (Rammen, Sprengen, Verkehr, Maschinenschwingung). Dynamische Vorgänge im Boden ändern dessen statischen Verhältnisse durch Änderung von Gewicht, Druck, Dichte, Einsenkung usw. Die Erforschung der dynamischen Eigenschaften des Bodens erfolgt mit Hilfe künstlich erregter Schwingungen¹ (sinusförmige Schwingungen mit veränderlicher Frequenz). Dabei werden als Kennziffern beobachtet: die Amplitude des Schwingers, die Phasenverschiebung zwischen erregender Kraft und erregter Schwingung, die Einsenkung des Schwingers, die Ausbreitungsgeschwindigkeit der erregten Schwingungen, die Amplituden der Bodenschwingungen an der Bodenoberfläche und in verschiedener Tiefe, die Energieverzehrung durch die Dämpfung der Schwingung. Alle diese Größen werden gemessen in Abhängigkeit von der Frequenz, der Intensität der Erregung und von der Zeit. Die Degebo, Berlin, arbeitet mit einem Schwinger von etwa 2000 kg Gewicht. Dieser wird angesehen als schwingender Massenpunkt auf elastischer Unterlage (Baugrund). Man nimmt an, daß dieses schwingende System durch den Boden wie durch eine Feder gestützt ist. Das System besitzt eine bestimmte Eigenfrequenz. Ist α die Eigenschwingungszahl, gemessen in Hz, so gilt: $2 \pi \alpha = \sqrt{c/m}$; hierin ist c die sog. Federkonstante und m die schwingende Masse. Die wichtigste der weiteren Kennziffern ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schwingungen, abhängig von der Frequenz. Eigenschwingungszahl und Ausbreitungsgeschwindigkeit insbesondere ermöglichen

¹ Vgl. auch J. W. SCHWEDLER: Zbl. Bauverw. 11 (1891) S. 95.

² Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen. Veröff. Inst. Degebo, Heft 4. Berlin 1936.

einen relativen Vergleich von Bodenarten mit verschiedenen Bedingungen und Eigenschaften und stellen eine wertvolle Ergänzung zu den übrigen bodenmechanischen Kennziffern dar (vgl. Tabelle 3).

III. Vorschläge, Richtlinien und Tafeln für die Praxis.

Für die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Bauausführung ist es dringend erforderlich, den Boden eingehend zu untersuchen. Die geologische Entwicklung und starke Verschiedenartigkeit der einzelnen Bodenarten, die Wirkung des Porenwassers und der wechselnde Einfluß der örtlichen Bedingungen gestatten es nicht, genormte Festwerte zu verwenden und „Rezepte“ für die Behandlung des Bodens anzugeben. Der Ingenieur muß bei jedem Bauwerk auf oder mit dem Boden dessen Eigenschaften richtig erkennen und danach technisch richtig bauen. Für den Gang der Bodenuntersuchungen ergibt sich etwa folgende Reihenfolge:

1. Geologische Grundlagen.
2. Beobachtungen und Erfahrungen über Geländebildung, Pflanzenwuchs¹, Wasserführung, Untergrund und an bestehenden Bauwerken in der Nähe (Rutschungen, Sackungen, Grundwasser, Frosttiefe).
3. Bohrungen, Schürfungen; Verwertung alter Bodenaufschlüsse (Einschnitte, Schächte, Sand-, Mergel-, Tongruben), geophysikalische Aufschlüsse (gravimetrisch, seismoelastisch, dynamisch, elektrisch, radioaktiv)².
4. Entnahme ungestörter oder gestörter Bodenproben.
5. Durchführung der erforderlichen bodenmechanischen Versuche in der Bodenprüfstelle; Probelastung, Proberammung, Baugrundprüfung im Bohrloch, dynamische Untersuchungen auf der Baustelle³. Ermittlung des Sitzes der voraussichtlichen Setzung.
6. Wahl des statischen Systems des Bauwerks (Setzungen) und der Gründungsart sowie anderer Baumaßnahmen; beim Erdbau Wahl des Schüttbodens und des Abbau-⁴ bzw. Einbauverfahrens, Berücksichtigung der Pflanze als Baustoff¹.
7. Zusätzliche Versuche und Untersuchungen auf Grund des endgültigen Entwurfes.
8. Von Baubeginn an Messung der senkrechten und waagrechten Bewegung des Bauwerkes; bei Erdbauten Kontrolle des Einbauverfahrens (Wassergehalt).
9. Nach Fertigstellung des Bauwerkes weitere Beobachtungen über den zeitlichen Verlauf der Bewegungen.
10. Vergleich zwischen den Ergebnissen aus den vorausgegangenen Prüfstellenuntersuchungen und den tatsächlich beim Bau und am fertigen Bauwerk gemachten Beobachtungen; kritische Überprüfung der Untersuchungs- und Kontrollverfahren.

Der Durchführung der Untersuchungen dienen folgende Richtlinien und Tafeln:

„*Richtlinien für bautechnische Bodenuntersuchungen*“ Deutscher Baugrundausschuß, Berlin 1937.

DIN 4021: „*Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben zur Untersuchung des Untergrundes für Bau- und Wasserschließungszwecke*“.

DIN 4022: „*Einheitliches Benennen der Bodenarten und Aufstellen der Schichtenverzeichnisse zur Untersuchung des Untergrundes für Bau- und Wasserschließungszwecke*“.

¹ KRUEDENER, A. Freiherr von: Straße 3 (1936) S. 648.

² Siehe Fußnote 2, S. 774.

³ Loos, W.: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen. Berlin 1937.

⁴ USINGER, C. u. A. GARRAS: Die Wirtschaftlichkeit des Moorsprengverfahrens. Forschungsarb. a. d. Straßenwes. Heft 4. Berlin 1937.

- DIN 4150: „Erschütterungsschutz im Bauwesen“. (Vornorm 1939.)
„Anweisung für die Durchführung der bodenkundlichen Vorarbeiten und die Ausführung der Erdarbeiten“. Reichsautobahnen Berlin 1938.
- TVE. „Technische Vorschriften für die Ausführung von Erdarbeiten im Straßenbau.“ Berlin 1940.
- „Richtlinien für die Verhütung von Frostschäden.“ Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, E. V., Berlin 1936.
- „Vorläufiges Merkblatt für bodenphysikalische Prüfverfahren.“ Forschungsges. f. d. Straßenwesen. Berlin 1939.
- DIN 4107: „Richtlinien für die Ausführung von Beobachtungen der Bewegungen von entstehenden und fertigen Bauwerken“, 1937.
- DIN E 1055: „Lastannahmen, Raumgewicht und Böschungswinkel von Hinterfüllungstoffen und Schüttgütern“.
- TVU. „Technische Vorschriften für die Ausführung des Deckenunterbaues auf Landstraßen“. Vorläufige Fassung. Berlin 1939.
- „Vorläufiges Merkblatt für den Bau von zementverfestigten Erdstraßen.“ Mitt. Forsch. Ges. f. d. Straßenwesen, Straße 7 (1940) S. 534.

Bodenbeanspruchung (Tragfähigkeit).

Zulässig ist die Bodenpressung, bei der für den Einzelfall das Verhältnis der eintretenden Setzung zur Setzungsempfindlichkeit des Bauwerkes (mit Rücksicht auf innere Spannungen) und zur Setzungsfreiheit (mit Rücksicht auf planmäßige Höhenlage und Anschluß an andere Bauteile) tragbar bleibt. Für seitliche Verschiebung gilt sinngemäß dasselbe.

Die zulässige Bodenpressung σ_{zul} ist also nicht ein allgemein gültig festgelegter Anteil der Tragfähigkeit (Grenzbelastung) einer Bodenart. (Es kann im Einzelfall für ein Bauwerk von setzungsunempfindlicher Bauart die Bodenpressung 4 kg/cm^2 noch tragbar sein, weil die zu erwartenden Setzungen keine besonderen Schäden nach sich ziehen, während auf demselben Baugrund für ein andersartiges Bauwerk nur eine Bodenpressung von 2 kg/cm^2 ratsam sein mag.)

Die voraussichtliche Zusammendrückung preßbarer Schichten ist gegebenenfalls besonders zu ermitteln.

Es ist zu unterscheiden: statische und dynamische Bodenbeanspruchung sowie ständig und zeitlich wirkende Last.

DIN 1054 „Richtlinien für die zulässige Belastung des Baugrundes und der Pfahlgründungen“.

Vorschläge für Bodenbeanspruchung bei Flachgründung².

Bei Fehlen preßbarer Schichten ist die zulässige Belastung im wesentlichen von den in Tiefen bis zur doppelten Fundamentbreite (mindestens bis 2 m Tiefe) anstehenden Bodenarten abhängig. Bei verschiedenen Fundamentbreiten sollte der für die kleinste Abmessung gewählte Wert σ für die größeren Fundamente im Verhältnis etwa der Plattenbreite verringert werden (etwa nach: $\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{b_1}{b_2}$).

Bei größeren Fundamentbreiten und mitteldicht gelagertem Stand kann die Größenordnung der Setzung etwa aus der Beziehung: $s \text{ (mm)} = 1 \text{ bis } 2 \cdot \sigma \text{ (kg/cm}^2) \cdot b_{\text{mittel}}$ geschätzt werden.

Ein Einfluß der Nachbargrundamente ist zu berücksichtigen, wenn der Abstand geringer ist als etwa vierfache Fundamentbreite.

¹ Neue Richtlinien siehe: Der Generalbevollmächtigte für die Regelung der Bauwirtschaft Amtliche Mitteilungen, Februar 1940, Richtlinien zur Eisenersparnis, IV. Gründung. Bautechn 18 (1940) S. 197.

² Aus einem Vorschlag von A. STRECK.

Zusammenstellung von gebräuchlichen Werten für Bodenpressung, mit denen sich bei Bauten mit normaler Setzungsempfindlichkeit erfahrungsgemäß keine besonderen Bauwerksschäden gezeigt haben. (Vorwiegend senkrechte, ständige, ruhende Belastung.)

Tabelle 2.

Bodenart	Bodenpressung σ (kg/cm ²)	Bemerkungen ¹
Schlamm, Torf, Moor	wenig > 0	} Druck des menschlichen Fußes: } ~ 0,5 kg/cm ² } Je nach Alter } Mit über 20% Wassergehalt; je } nach Wassergehalt
Mutterboden, aufgeschütteter Boden	bis 0,5	
Sandige Anschüttungen	bis 1,5	
Plastischer Ton, Lehm, Mergel	0,5— 2,0	
Toniger Sand	1,5— 2,5	} Je nach Wassergehalt und } Lagerung
Reiner Sand (fein- bis mittelkörnig) (rund- bis scharfkörnig)	2,0— 3,0 ¹	
Grobsand bis Kies	2,0— 4,5 ¹	
Fester Ton, Lehm	3,0— 5,0 ¹	
Mergel, fest gelagert	3,0— 6,0 ¹	
Kies, Schotter, besonders fest gelagert	5,0— 6,0 ¹	
Weichere Gesteine, Sandstein, Trachyt, Tuffstein	7,0—15,0	} Schichtung nahezu waagrecht
Harter, fester Fels	20,0—30,0	

Dynamische Baugrunderkennziffern².

Tabelle 3.

Bodenart	Ausbreitungsgeschwindigkeit gemessen für Frequenzen von 20—25 Hz m/sek	Eigenschwingungszahl α für die Normalversuchseinrichtung Hz
<i>Natürlich gelagert</i>		
3 m Moor über Sand	80	4,0
Mehlsand	110	19,3
Tertiärer Ton, feucht	130	21,8
Lehmiger Feinsand	140	20,7
Mittelsand, trocken	160	22,0
Kies mit Steinen	180	23,5
Lehm, feucht	190	23,5
Mergel	220	25,7
Diluvialer Löß, trocken	260	23,5
Grobkies, dicht gelagert	420	30,0
Buntsandstein, verwittert	500	32,0
Buntsandstein, unverwittert	1100	—
<i>Auf (künstlich verdichteten) Dämmen</i>		
Mittelsand, unverdichtet	140	23,7
Mittelsand, geschlammt und gestampft	160	24,3
Mittel-Feinsand, gestampft	180	23,0

Bodengrundwerte für erdstatische Rechnungen³.

Die in der Tabelle enthaltenen Festigkeitswerte entsprechen dem beim Scherversuch ermittelten, etwas geringeren *Reibungswiderstand* (Reibungsziffer, Reibungswinkel), nicht dem höchsten Schubwiderstand (Scherziffer) (s. Abb. 12). Die Reibungsziffer der bindigen Böden gilt für den Zustand des natürlichen Wassergehaltes. Alle Werte gelten für Belastungen über 0,5 kg/cm².

¹ Voraussetzung: preßbare Schichten in größerer Tiefe nicht vorhanden; Mächtigkeit der aufgeführten Bodenart mindestens 3—4 m unter Gründungssohle. Vgl. Fußnote 1 S. 804.

² Siehe Fußnote 2, S 802. (Tab. S. 13).

³ Werte der Tabellen 4 und 5 vorwiegend nach Versuchen von FRANZIUS, STRECK, JAEGER, MALKWITZ, BUCHHOLZ, PETERMANN (Franzius-Institut der Techn. Hochschule Hannover).

Bei Böden unter Wasser verringert sich das Raumgewicht um den Auftrieb. Die Zusammenstellung beschränkt sich auf einige grundsätzliche Angaben. Es wird betont; daß je nach Entstehung und Zusammensetzung der Bodenarten alle Zwischenwerte möglich sind und daß insbesondere die Festigkeitsziffern der bindigen Böden in einem großen Bereich schwanken. Hydrodynamische Einflüsse (Unterdruck oder Überdruck im Porenwasser) können die angegebenen Werte erheblich verändern. Bei wichtigen praktischen Bauaufgaben sind daher die Grundwerte der angetroffenen Bodenarten besonders zu ermitteln.

Tabelle 4.

Bodenart	Raumgewicht γ (t/m ³)	Reibungsziffer μ_r (= tg ϱ)	Reibungswinkel ϱ (°)	Kapillardruck p_K (t/m ²)	Kohäsion K (= $p_K \cdot \text{tg } \varrho$) t/m ²)
Splitt, Schotter					
dicht, trocken	1,9—2,0	0,81—0,84	39—40	—	—
locker	1,8—1,9	0,73—0,78	36—38	—	—
Kies					
dicht, trocken	1,9—2,0	} 0,67—0,70	34—35	—	—
feucht	1,9—2,1				
naß	2,2—2,4				
locker, trocken	1,8—1,9	} 0,65—0,67	33—34	—	—
feucht	1,8—2,0				
naß	2,1—2,3				
Sand					
dicht, trocken	1,8—2,0	0,60—0,62	31—32	—	—
feucht	1,9—2,1	0,62—0,65	32—33	0,16	0,10
naß	2,1—2,3	0,60—0,62	31—32	—	—
locker, trocken	1,4—1,8	0,58—0,60	30—31	—	—
feucht	1,6—1,9	0,60—0,62	31—32	0,09	0,05
naß	1,9—2,1	0,58—0,60	30—31	—	—
Lehm, Mergel, sandig	2,0—2,2	0,40—0,56	22—29	0,7—0,2	0,3—0,4
fett	1,8—2,2	0,29—0,40	16—22	2,0—0,7	0,6—0,3
Moorboden	1,1—1,4	0,40—0,49	22—26	1,2—0,0	0,5—0,0
Lößlehm, Klei, Schlick	1,8—2,2	0,29—0,40	16—22	2,0—0,7	0,6—0,3
Löß	1,8—2,2	0,29—0,40	16—22	2,0—0,7	0,6—0,3
Ton, sandig	1,8—2,2	0,29—0,40	16—22	2,0—0,7	0,6—0,3
fett	1,7—2,3	0,19—0,34	11—17	6,0—2,0	1,2—0,6

Reibungswerte zwischen Boden und festen Stoffen (Wandreibung).

Tabelle 5.

	Reibungsziffer μ_r (= tg δ)	Wandreibungswinkel δ (°)
Grober Sand auf Flußeisen, trocken	0,48	25 ¹ / ₂
Grober Sand auf Flußeisen, feucht	0,50	26 ¹ / ₂
Feiner Sand auf Flußeisen, trocken	0,56	29 ¹ / ₂
Feiner Sand auf Flußeisen, feucht	0,61	34 ¹ / ₂
Sand und Kies auf Mauerwerk	} 0,60	31
Sand und Kies auf Beton		
Beton, schalungsrau auf grobem Sand	0,52	27 ¹ / ₂
Beton, auf grobem Sand betoniert	0,60	31
Beton, schalungsrau, auf Kleiboden	0,31	17
Beton, auf Kleiboden betoniert	0,39	21

Schrifttum.

Praktisch das gesamte wesentliche Schrifttum über das Gebiet Bodenmechanik ist durch folgende Bibliographien zusammengefaßt:

PETERMANN, H., unter Mitarbeit von E. BOEDEKER: Schrifttum über Bodenmechanik. Berlin 1937 (Schriftenreihe d. Forschungsges. f. d. Straßenw. Heft 12).

PETERMANN, H.: Schrifttum über Bodenmechanik (Bautechnische Bodenkunde) Nachtrag 1936—1940. Forschungsges. f. d. Straßenw. Heft 12 [2. Folge]. Umbruchexemplar liegt aus bei der Forschungsges. f. d. Straßenw., Berlin.

Grundbau.

Von

Prof. Dr.-Ing. A. AGATZ,
Präsident der Hafenbauverwaltung Bremen.

I. Allgemeine Grundlagen für Entwurf und Berechnung von Grundbauwerken.

A. Ermittlung der angreifenden Kräfte.

Beim Entwurf von Grundbauwerken sind *alle Kräfte*, die durch die Herstellung eines Grundbauwerkes hervorgerufen werden können, anzusetzen. Für jede Kraft sind Größe, Richtung und Angriffspunkte zu bestimmen. Ferner sind die verschiedenen möglichen Belastungsfälle festzustellen, die in Bauwerk und Untergrund Beanspruchungen hervorrufen. Deren Ermittlung ist erforderlich, um aus dem Wechsel und der Häufigkeit der verschiedenen Belastungen die maßgebenden Beanspruchungen der Bauwerksglieder bestimmen zu können. Es sind meist folgende Belastungsfälle zu untersuchen:

der ungünstigste Belastungsfall (bei den einzelnen Baugliedern können hierfür verschiedene Lastzusammenstellungen maßgebend sein),
der günstigste Belastungsfall, der am häufigsten eintretende Belastungsfall.

Jede an einem Grundbauwerk wirksam werdende Kraft ist für sich zu untersuchen, damit der Einfluß jeder einzelnen Kraft klar erkannt werden kann.

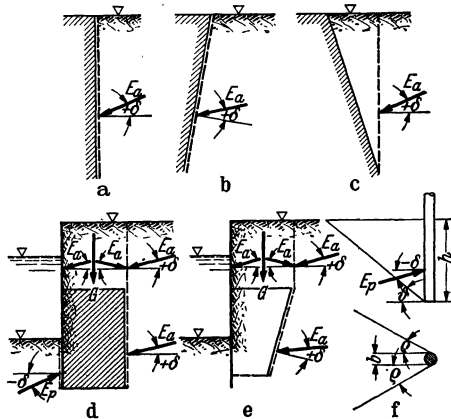


Abb. 1.

1. **Eigengewicht G .** Das Eigengewicht eines Bauwerkes ist nach dem Raumgewicht der Baustoffe zu bestimmen. Auftrieb und Auflasten (Nutzlasten und Bodenhinterfüllung) sind für sich zu behandeln.

2. **Erddruck E_a , Erdwiderstand E_p .** Um die Wirkung von Erddruck und Erdwiderstand an einem Bauwerk zu ermitteln, ist folgendes festzustellen:

a) die Wirkungsfläche von Erddruck und Erdwiderstand auf das zu untersuchende Grundbauwerk:

Je nach der Neigung und Form des Bauwerkes ergeben sich folgende Wirkungsflächen ([-----] Abb. 1), wobei G = Gewicht der Bodenhinterfüllung; a) senkrechte Rückwand, b) rückwärts geneigte Rückwand, c) vorwärts geneigte Rückwand, d) gebrochene Form der Rückwand (z. B. Brunnengründung), e) gebrochene Form der Rückwand (z. B. Kaje auf Pfahlrost), f) einzelstehende Bohle oder Pfahl.

b) Das Raumgewicht γ (über und unter Wasser) (s. S. 773 und 806), der Reibungswinkel ϱ und die Kohäsion k_s (s. S. 781 und 806) für jede Bodenart.

c) Der Wandreibungswinkel $\pm \delta$ für E_a und E_p , und zwar für die Untersuchungen der Festigkeit des Bauwerks und der Standsicherheit des Bauwerks und des Baugrundes (s. S. 806).

Bei dem Fehlen näherer Anhaltspunkte kann für δ_a gesetzt werden: bei Betonbauwerken mit senkrechter Rückwand $+ \varrho/2$, bei Betonbauwerken mit geneigter Rückwand sowie bei Winkelstützmauern wegen des Auftretens zweier Bruchfugen¹ des Bodens 0, bei Stahlspundwänden $+ \varrho/2$, für δ_p bei Betonbauwerken $- \varrho/2$, jedoch für den Nachweis der Gleitsicherheit und bei Grundbruchuntersuchungen 0, bei Spundwänden $- \varrho/2$ (gerade Gleitlinien) bis $- \varrho$ (kreisförmige Gleitlinien), bei Stahlspundwänden als freiaufgelagerte Ankerwand 0. Die oft benutzte Näherung, $\delta_p = 0$ zu setzen und den Erdwiderstand mit 2 zu multiplizieren, ist ungenau und daher abzulehnen.

d) Die Gleitflächen θ_a bzw. θ_p (vgl. S. 793), auf denen sich der Erddruck und Erdwiderstand ausbildet, nach den Tabellen von KREY².

e) Die Größe des wirksamen E_a und E_p aus den Tabellen für die Erddruckziffern λ_a und λ_p von KREY² (vgl. S. 795) oder nach folgenden Bestimmungsformeln von OHDE³:

$$\lambda \cos(\alpha + \delta) = \left[\frac{1 + \mu a}{\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{(\mu + m)(\mu - b) \frac{1 + a^2}{(1 + a b)(1 - m a)}}} \right]^2.$$

Bei senkrechter Wand wird daraus ($a = 0$):

$$\lambda \cos \delta = \frac{1}{[\sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{(\mu + m)(\mu - b)}]}.$$

Das obere Vorzeichen gilt für Erddruck, das untere für Erdwiderstand. Ferner ist $a = \operatorname{tg} \alpha$, α = Neigung der Wand zur Senkrechten (+ nach vorn überhängend), b = Tangens der Geländeneigung (+ bei hinter der Wand ansteigendem Gelände), $m = \operatorname{tg} \delta$, Vorzeichen von δ_a wie Abb. 1, von δ_p entgegengesetzt, $\mu = \operatorname{tg} \varrho$. Die Vorzeichen unterscheiden sich in diesen Formeln also von denen von KREY (Abb. 1).

Es ist dann die Erddruck- oder Erdwiderstandsordinate $e = \gamma \lambda h$ in der Richtung von E gemessen. Der gesamte Erddruck ist $E = \frac{\gamma \lambda h^2}{2}$. Durch die Annahme ebener Gleitflächen ergibt sich die Darstellung der Erddruck- und Erdwiderstandsflächen als dreieckförmige Flächenlast, die mit zunehmender Wandtiefe geradlinig wächst. Bei einem Wechsel der Bodenart ist die Höhe der darüberliegenden Boden- und Auflast nach dem Gewicht der darunterliegenden Bodenschicht umzurechnen und mit der neuen Höhe zu rechnen. Wo γ sich ändert, erhält man einen Knick, wo ϱ sich ändert, einen Sprung in der Begrenzungslinie des Erddruckes.

Beim Erdwiderstand ist es zweckmäßig, die Tabelle für kreisförmige Gleitflächen von KREY² zu benutzen. Bei Schachtaussteifungen ist die Druckverteilung beim Spannungsnachweis für die oberen Steifen gemäß S. 797 mit $a = 10$ anzusetzen. Für die unteren Steifen ist ein Nachweis der Steifenkräfte für die dreieckförmige Erddruckverteilung erforderlich, jedoch dürfen hierbei die zulässigen Spannungen mit etwa 80% der Streckgrenze angesetzt werden.

f) Die Kräftewirkung von E_a und E_p auf die einzelnen Bauwerksteile, auf das gesamte Bauwerk und auf den Baugrund.

3. Wasserdruck W. Beim Wasserüberdruck ist meist der ungünstigste Fall: NNW, der Regelfall: MW, der günstigste Fall: HHW. Dies hängt aber von der Größe des Überdruckes bei den verschiedenen Wasserständen ab. Gegebenenfalls ist auch MNW zu untersuchen.

4. Auflasten u. a. a) Belastungen des Bauwerks: Auflagerkräfte von Hochbauwerken: Wenn genauere Angaben fehlen, Auflasten in Höhe der zulässigen Beanspruchung des Baugrundes einsetzen.

Radlasten aus Kran- und Gleisanlagen: bei See- und Binnenhäfen wird im Mittel mit einer Kranlast von etwa 5—11 t/lfd. m in rd. 1,00—1,50 m von der

¹ JENKIN, C. F.: Earth pressure tables. London 1934.

² KREY, H.: Erddruck, Erdwiderstand. 5. Aufl., Berlin 1936, S. 295 ff.

³ OHDE, I.: Zur Theorie des Erddruckes. Bautechnik 16 (1938) S. 150 ff.

Vorderkante und mit einer gleichmäßig verteilten Auflast von 2—3 t/m², für die Berechnung der Ankerplatte von Spundwänden unter Umständen mit 5 t/m² hinter der Platte gerechnet. Über die Umrechnung von Eisenbahnlastzügen in Flächenlasten vgl. Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE.) 1934, S. 28.

Pollerzug: wird nach der Bruchlast der stärksten um den Poller gelegten Trosse ermittelt. Die stärksten Trossenzüge schwanken zwischen 60 und 250 t. Bei einer Pollerentfernung von 25—50 m ergibt sich für eine massive Mauer die Belastung von 2—5 t/m. Bei Mauern ist für die Verteilung die Baublocklänge maßgebend.

Schiffstoß: ist zu schätzen und kann unter erhöhten Beanspruchungen aufgenommen werden¹.

b) Belastungen des Bodens: Kran- und Gleisanlagen wie vor. Für Belastungen durch Massen (Kohle-, Erzlager u. a.) geben folgende Werte einen Anhalt:

Steinkohle: 1,5—3,0 t/m², Eisenerze: 3,0—10,0 t/m², Kali: etwa bis 8,0 t/m², Weizen: 0,5—1,0 t/m², Petroleum: 10,0—15,0 t/m².

Wirkt eine Auflast unmittelbar auf ein Bauwerk, so ist sie ihrem wirklichen Auftreten entsprechend nach Größe, Richtung und Angriffspunkt anzusetzen, wirkt eine Auflast unmittelbar auf den Boden, so ist sie für die Ermittlung von E_a und E_p je nach dem Wirkungsbereich als gleichmäßig verteilte Flächenbelastung oder als Einzellast anzusetzen.

B. Nachweis der Festigkeit der Grundbauwerke und des Baugrundes.

1. Grundbauwerke (Abb. 2a). Die Festigkeit eines Grundbauwerkes (Abb. 2a) ist nach den festgelegten Belastungsannahmen für die maßgebenden Belastungsfälle zu untersuchen. Alle wesentlichen Bauwerksteile sollen unter sonst gleichen Voraussetzungen möglichst die gleiche Sicherheit besitzen.

Der allgemeine Gang für den Nachweis der Festigkeit eines Bauwerkes ist folgender:

1. Festlegung der allgemeinen Belastungsannahmen:

a) Raumgewicht, Reibungsbeiwert und Wandreibung der Bodenschichten, Wasserdruck (waagrechter, senkrechter), Auflasten, Eigengewicht des Bauwerkes.

b) zulässige Beanspruchung der zu verwendenden Baustoffe und des Bodens.

2. Festlegung der Belastungsfälle.

3. Ermittlung aller angreifenden Kräfte: senkrechte und waagrechte Komponenten aller angreifenden Kräfte für die einzelnen Bauwerksglieder in den verschiedenen Belastungsfällen.

4. Bestimmung des Verlaufs der Momente, Normal- und Querkräfte in den Bauwerksschnitten.

5. Ermittlung der auftretenden Beanspruchungen.

2. Baugrund (Abb. 2c): Die Festigkeit des Baugrundes und damit die zulässige Belastung σ ist durch seine Setzung gekennzeichnet. Die neuere Baugrundlehre zeigt Wege, wie Setzungen des Baugrundes und ihre Auswirkungen auf die zu errichtenden und auf die in der Nähe gelegenen Bauwerke (Grund- wie Hochbauten) zu ermitteln sind (s. S. 779, 787 und 803). Jeder baureife Entwurf

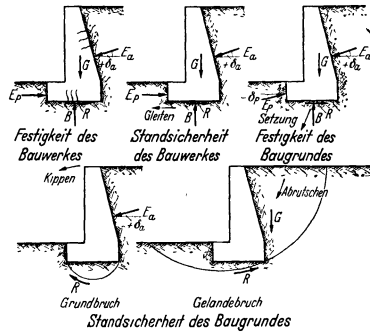


Abb. 2.

B Bodengegendruck, R Bodenreibung.

¹ Vgl. auch K. BAYER: Untersuchungen an Dalben. Berlin 1939. — SCHULTZE: Theorie des Schiffstoßes. Bautechnik 4 (1926) S. 724.

muß daher nicht nur über die Festigkeit des Bauwerkes, sondern ebenso auch über die Festigkeit des Baugrundes klaren Aufschluß geben.

C. Nachweis der Standsicherheit der Grundbauwerke und des Baugrundes.

1. Grundbauwerke (Abb. 2b). Die Standsicherheit von Grundbauwerken ist für ein Gleiten, Kippen, Drehen des Bauwerkes nachzuweisen.

Die übliche Untersuchung auf Kippen erübrigt sich, da die Kantenpressung das zulässige Maß für Baustoff und Boden nicht überschreiten darf. Dafür ist der Grundbruch für eine Kippbewegung nach vorn (Abb. 2d) nachzuweisen¹.

Die Gleitsicherheit erfordert eine Neigung der Resultierenden in der Bodenfuge, die kleiner als der Reibungswinkel in der gleichen Fuge ist. Ihr rechnerischer Ausdruck ist das Verhältnis der beiden tg. Hierbei kann E_p mit $\delta_p = 0$ als Widerstand eingesetzt werden.

2. Baugrund (Abb. 2d, e). Die Standsicherheit des Baugrundes ist nachzuweisen, wenn ein Abgleiten des Geländesprunges, Grundbruch oder waagrechte Verschiebung eintreten kann.

Die Untersuchung des Geländesprunges auf Abgleiten soll zeigen, wo im Untergrund die ungünstigste Gleitfuge liegt, und wie groß die Sicherheit gegen Abgleiten auf dieser Fuge ist. Von diesem Ergebnis hängen Art, Abmessungen und Tiefenlage des erforderlichen Grundbauwerkes ab. Die Geländesprunguntersuchung ist daher zuerst vorzunehmen, wenn sie sich als erforderlich herausstellt. Hierzu wählt man mehrere Gleitkreise und weist deren Gleitsicherheit nach. Sobald Sicherheiten unter 1 auftreten, ist Gefahr für das Bauwerk vorhanden. Für jeden Kreis wird die Sicherheit folgendermaßen bestimmt² (vgl. S. 801, Abb. 44):

Man teilt die Kreisscheibe vom Radius R in senkrechte Streifen von der Breite $\frac{1}{10}R$. Der Kreismittelpunkt wird in die Mitte des Streifens 0 gelegt. In einer Tabelle wird alsdann berechnet für jeden Streifen:

1. Gewicht G des Streifens;

2. Höhe des Streifens h für das Gewicht 1;

3. $\sin \varphi = \frac{\text{Abstand der Mittellinie des Streifens vom Kreismittelpunkt}}{\text{Radius des Gleitkreises}}$

= fortlaufend $\pm 0,1; 0,2; 0,3$ usw.;

4. $h \sin \varphi$;

5. $\frac{h}{\cos \varphi \cotg \varrho + \sin \varphi} = \xi$, wobei für ϱ der Reibungswert am Kreisumfang ein-

zusetzen ist. Die Sicherheit ist dann:

$$\eta = \frac{\Sigma \xi + \Sigma h \sin \varphi \text{ links}}{\Sigma h \sin \varphi \text{ rechts} + \frac{M_w}{bR}} = \frac{\text{Summe der linksdrehenden Momente}}{\text{Summe der rechtsdrehenden Momente}}$$

M_w ist das Moment des Wasserüberdruckes um den Kreismittelpunkt.

Grundbruch (vgl. S. 801) tritt bei Massivbauwerken nur für eine Kippbewegung nach vorn auf. Bei Pfahlrosten ist die entgegengesetzte Bewegung (Abb. 32) zu untersuchen. Sind Bodenschichten geringer Wertigkeit unter dem Bauwerk vorhanden, so muß auch die Möglichkeit einer waagrechten Verschiebung auf einer Grenzfläche dieser Bodenschicht in Betracht gezogen werden.

II. Die Herstellung von Grundbauwerken.

A. Spundwandbauwerke.

1. Spundbohlen.

a) Hölzerne Spundbohlen. Der Querschnitt der Bohlen ist abhängig von der Beanspruchung und der Länge der Bohlen. Bohlenstärken von 5—30 cm.

¹ KREY: Erddruck, Erdwiderstand. Berlin 1936, S. 134.

² KREY, H.: Erddruck, Erdwiderstand. Berlin 1936, S. 117.

Die Spundung der Bohlen ist eine Dreiecksspundung, eine halbe Rundung, eine rechteckige Spundung (Abb. 3) oder eine Keilspundung.

Zum Rammen wird das untere Ende der Bohle angespitzt und die Schneide in der Rammrichtung abgeschrägt. Unter Umständen wird die Spitze durch einen eisernen Rammschuh geschützt. Man unterscheidet einfache Bohlen und Doppelbohlen und Bohlenformen für besondere Zwecke: Keilbohlen, Eckbohlen.

b) Stahlbetonspundbohlen (Abb. 4). Im allgemeinen verwendet man Rechteckquerschnitte, daneben für besondere Zwecke besondere Formen: T- und I-Querschnitte. Die Spundung besteht aus Feder und Nut in verschiedener Form und ist abhängig von der Bewehrung der Bohle; unter Umständen benutzt man auch eiserne Schlösser. Die Querschnittsgröße und Länge der Bohlen ist abhängig von den statischen und konstruktiven Erfordernissen und von der

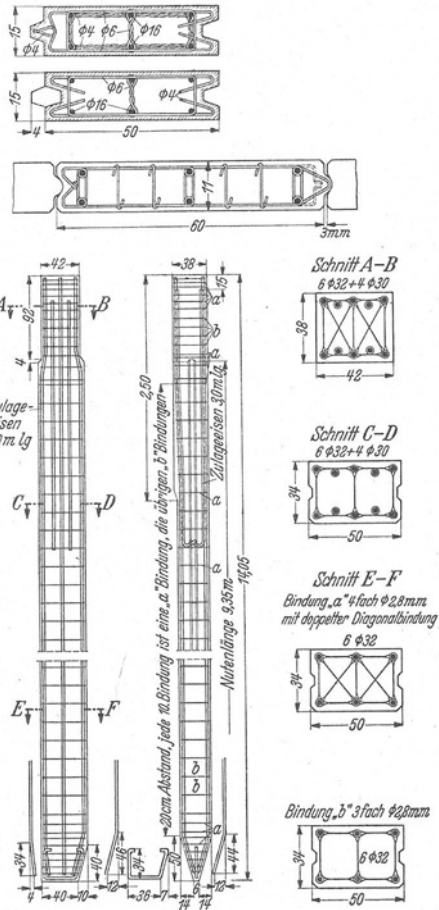


Abb. 4. (Nach MUND-COLBERG.)

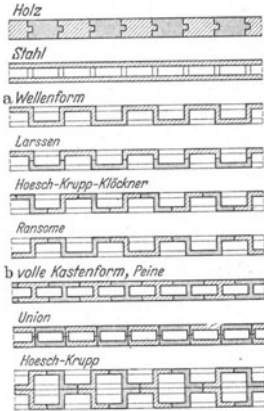


Abb. 3.

Rammung der Bohlen (Gewicht der Bohlen, Durchbiegung beim Hochnehmen der Bohlen unter die Ramme). Breite etwa 0,40—0,60 m. Höhe des Querschnitts etwa 0,15—0,40 m.

c) Stahlbohlen. Neuere deutsche Systeme (gewalzte Bohlenquerschnitte): LARSEN, HOESCH, KRUPP, KLÖCKNER, PEINE. Sie unterscheiden sich durch: die Lage des Schlosses (Abb. 3, 5) in Wandachse oder an den Außenkanten, die Ausbildung des Schlosses, die Anbringung der Konstruktionsteile je nach Lage der Schlösser, die Höhe der Profile, die maßgebend für die Durchbiegung ist, die Wandstärke der Profile, die wichtig für die Korrosion ist, die Paßbohlen

und Anschlußstücke, das Voreilen am Kopf oder am Fuß beim Rammen, die Längung bzw. Kürzung der gesamten Wand beim Rammen.

Amerikanische Systeme: Außer den U- und Z-förmigen Profilen wie in Deutschland gestreckte Profile, die lediglich auf Zugbeanspruchung in den Schließern konstruiert sind, geringes Widerstandsmoment haben (z. B. JONES und LAUGHLIN) und für Sonderkonstruktionen (Zellenfangedämme) verwendet werden.

Bei den Stahlbohlen kommt es im wesentlichen auf einfache und wirksame Schloßverbindung, großes Widerstandsmoment bei geringem Gewicht, leichte Rammfähigkeit, einwandfreie Eckanschlüsse- und Verholmung an.

Die verschiedenen Systeme der eisernen Bohlen werden in verschiedenen Profilstärken (verschiedene Widerstandsmomente) und aus verschiedenen Stahlsorten (verschiedene zulässige Beanspruchungen) hergestellt.

Doppelbohlen werden durch Zusammenziehen, Pressen oder Schweißen geschaffen.

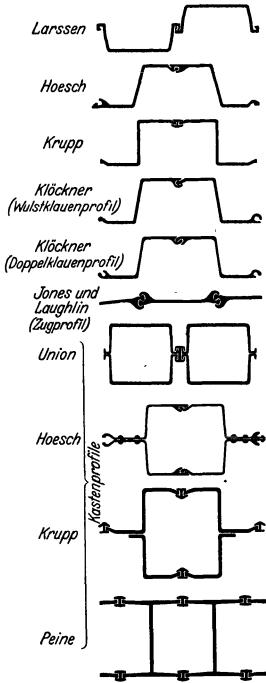


Abb. 5.

2. Spundwandbauwerke.

a) Anwendung von Spundwänden. Man unterscheidet einwandige und mehrwandige Spundwandbauwerke. Spundwände werden verwendet als selbständige Bauwerke für Stützwände, Ufer-einfassungen, Schleusen- und Dockwände, Molen, Dalben und Pfeiler, als Teile von Bauwerken zum Schutz gegen Unterspülen, als Abschlußwand für Ufer-einfassungen, Schleusen- und Dockwände, Molen auf hohem Pfahlrost und Ankerwände, als Hilfsbauwerke für Einfassung von Baugruben und Fangedämme.

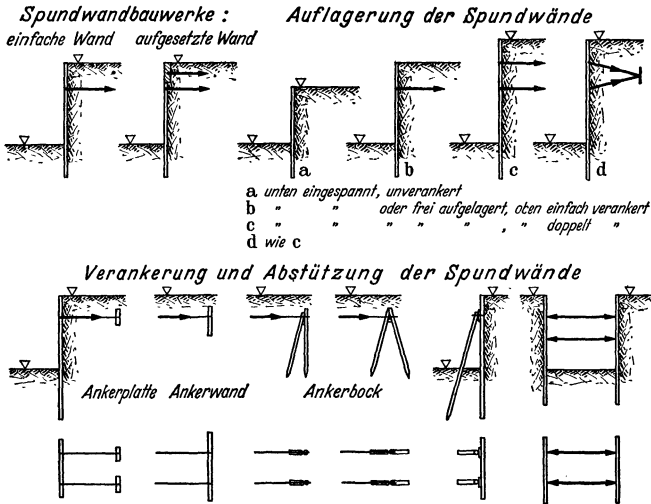
b) Einfache und aufgesetzte Wand (Abb. 6). Seitdem durch Stahl und Stahlbeton die Verwendung von Spundbohlen für größere Höhen und Lasten möglich ist, und derartige Bohlen gegen mechanische und chemische Einwirkung genügend widerstandsfähig hergestellt werden können, wird man nur in besonderen Fällen zum aufgeständerten Bohlwerk übergehen (Wiederherstellung alter Holzspundwandbauwerke).

c) Auflagerung der Spundwände (Abb. 6). Spundwände haben im wesentlichen waagrechte Kräfte (Erd- und Wasserdruck) aufzunehmen. Die

Übertragung dieser Kräfte auf den Baugrund erfolgt durch den im Boden stehenden Teil der Spundwand allein (freistehende Wand) oder durch den im Boden stehenden Teil der Spundwand — untere Auflagerung — und durch Auflagerung des oberen Spundwandteiles — obere Auflagerung — an einer oder an mehreren Stellen. Die Art der Auflagerung einer Spundwand ist abhängig von der Höhe der belasteten Spundwand und der Größe der Belastung (γ , e und δ des wirksamen Erddruckes und Erdwiderstandes, dem Wasserdruck, der Beanspruchung und Durchbiegung der Spundwand, der Bauausführung). Die obere Auflagerung kann als Verankerung und als Abstützung ausgebildet werden. Die Übertragung der Auflagerkräfte auf die gesamte Wand geschieht durch die Gurtung (auf der Vorderseite oder auf der Rückseite der Wand).

d) Doppelte Spundwandbauwerke. Man unterscheidet bei den Baugrubeneinfassungen unverankerte Wände, Wände mit rückwärtiger Verankerung, mit gegenseitiger Abstützung durch Steifen, und mit Rahmenaussteifung. Bei den Fangedämmen (Abb. 7) ist zwischen der Verwendung des Erdkörpers nur als Dichtungsmittel (Abb. 7b—d) oder auch als tragender Teil (Abb. 7e—f) zu

unterscheiden. Im ersteren Fall ist jede Spundwand für sich abgestützt oder eingespannt bzw. beide Spundwände sind zusammen abgestützt. Das geschieht entweder mit inneren Zug- und Drucksteifen oder durch äußere Streben. Im zweiten Fall sind meist nur Zuganker vorhanden. Ferner gibt es Zellenfangedämme aus gestreckten Spundwandprofilen (z. B. FL 23, S. 814 und F 12, S. 815), die lediglich auf Zug beansprucht werden.



e) Konstruktive Ausbildung¹. Allgemeine Gesichtspunkte für die konstruktive Ausbildung von Spundwandbauwerken:

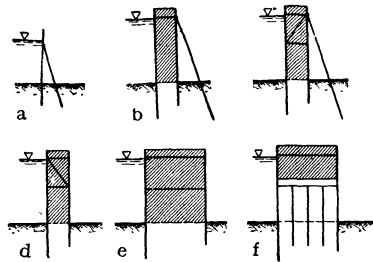
α) Alle Glieder eines Spundwandbauwerkes sind in einfachster Form auszubilden. Weniges und starkes Kleiseisenzeug ist wegen des geringeren Abrostens zahlreichem und weniger stark bemessenem Kleiseisenzeug vorzuziehen.

β) Die auftretenden Kräfte müssen in allen Teilen eines Spundwandbauwerkes einwandfrei und möglichst mit gleich großer Sicherheit aufgenommen werden können.

γ) Teile, die nach der Fertigstellung eines Bauwerkes nicht mehr zugänglich sind (im Wasser oder im Boden liegen), sind durch ihre innere Zusammensetzung oder durch äußere Anstriche vor Zerstörung zu schützen.

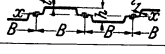

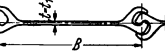

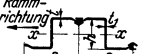
δ) Die Herstellung eines Spundwandbauwerkes in Holz, Stahl oder Eisenbeton ist abhängig von dem Verwendungszweck, der Verwendungsdauer, den Boden- und Wasserverhältnissen und dem Kostenvergleich.

ε) Die Art der Auflagerung (Verankerung, Abstützung) eines Spundwandbauwerkes (Abb. 6) hängt ab von der Größe der Auflagerkräfte, der Höhenlage und dem Abstand des Ankerpunktes von der Wand, den Untergrundverhältnissen (Beschaffenheit des Bodens γ , e , δ , Grundwasserstand u. a.), den örtlichen Verhältnissen (Behinderung durch andere Bauwerke u. a.) und dem Kosten-



¹ AGATZ: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Berlin 1936. S. 127. — BRENNKE-LOHMEYER: Der Grundbau, Bd. 1. Berlin 1927.

Tabelle 1: Spundwand-Stahlprofile.

Lieferwerk	Form	Bezeichnung Profil	Abmessungen mm				Gewicht		Für 1 lfd. m Wand		
			B	h	t	t ₁	g Bohle kg/m	G Wand kg/m ²	W _z cm ²	F Stahl cm ²	Um- fang U cm
			<p>Dortmund-Hoerder Hüttenverein AG., Dortmund</p> <p>Larsen-Bohlen</p>  <p>o a</p> <p>I a neu</p> <p>I</p> <p>II</p> <p>II neu</p> <p>III</p> <p>III neu</p> <p>IV neu</p> <p>V</p> <p>VI</p> <p>VII</p> <p>X</p> <p>X v</p> <p>XI</p> <p>XII</p> <p>Union-Kastenbohlen</p>  <p>I^a</p> <p>II</p> <p>Union-Flachprofil</p>  <p>FL 23</p> <p>Schloßzerreißfestigkeit 200 t/m Schloß.</p>								
<p>Eckbohlen, gewalzte (Gewicht 43,5 kg/m) und geknickte sowie genietete Eckbohlen und genietete Abzweigbohlen sind lieferbar.</p>											
Fried. Krupp, Aktiengesellschaft Friedrich-Alfred-Hütte Rheinhausen	 <p>Rammrichtung</p> <p>Mit meiselartigen Schloßspitzen (DRP) zur Erleichterung der Rammung auch bei schwierigstem Untergrund</p>  <p>Ramm- richtung</p> <p>Krupp-Kastenprofile</p>	KS Ia	430	160	8,3	7,0	38,3	89	600	113	236
		KS I	430	160	8,8	8,0	43,0	100	635	127	236
		KS Ib	430	160	9,5	9,5	45,6	106	665	135	236
		KS II	430	180	12,0	10,0	52,5	122	850	155	258
		K II	400	200	8,2	8	48,8	122	1100	155	295
		K III	400	240	10	9	62,0	155	1600	198	315
		K IIIb	400	200	12	10	62,0	155	1350	198	295
		K IV	400	280	13,5	10	74,0	185	2200	236	336
		K V	360	320	17	11,5	85,7	238	3000	303	368
		K VI	360	320	23,5	13	104,4	290	3900	369	364
		KK II	800	400	8,2	8	168	210	2600	268	300
		KK III	800	480	10	9	212	265	3800	338	320
		KK IIIb	800	400	12	10	212	265	3200	338	300
		KK IV	800	560	13,5	10	260	325	5000	414	340

¹ Für 2 Halbkasten ohne Schloßeisen

² Einschließlich der erforderlichen Schloßeisen } Gewicht für 1 m Schloßeisen 20 kg.

³ Wird nur auf Grund besonderer Vereinbarung geliefert.

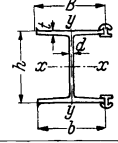
Fortsetzung Tabelle 1: Spundwand-Stahlprofile.

Lieferwerk	Form	Bezeichnung Profil	Abmessungen mm				Gewicht ¹		Je lfd. m Wand			
			B	h	t	t ₁	g Bohle kg/m	G Wand kg/m ²	W _z cm ³	F cm ²	U cm	
Hoesch, Aktiengesellschaft, Dortmund	Regelprofile 	0	350	100	6	6	25,9	74	338	94,3	252	
	v-Profile, mit großen Wanddicken für Seebuhnen, Abwässerkanäle usw. sowie bei Bauwerken mit zu erwartender großer Korrosion. Sonder-Profil Oa, Oav, Iv	Oa	400	100	9	9	38,0	95	358	121	223	
		Oav	400	100	9,5	9,5	39,2	98	374	125	225	
		I	400	150	8	8	40,0	100	700	127	254	
		Ia	400	150	7	7	35,6	89	600	113	252	
		Iv	400	130	12	12	51,2	128	600	163	230	
		II	400	185	9,5	8,5	48,8	122	1100	155	275	
		III	400	230	12	9,5	62,0	155	1600	197	291	
		IV	400	267	14	10,5	74,0	185	2200	236	306	
		V	425	290	18	12	101,2	238	3000	303	327	
Flachprofil für Zellenbauweise 		F 12	333	—	12	—	46,7	140	120	—	—	
Kastenprofile (Genietet) 	I	800	300	8	8	160	200	1655	255	460		
	II	800	370	9,5	8,5	195,2	244	2538	311	500		
	III	800	456	12	9,5	248	310	3870	395	540		
	IV	800	534	14	10,5	296	370	5000	471	570		
	Klöckner-Werke AG., Werk Osnabrück	Normal-Profil 	Doppel-Klauenprofile	1 D	400	130	8	8	40,0	100	580	127
2 D			400	175	9	8	48,8	122	1000	155	326	
3 D			400	220	11	9,5	62,0	155	1500	197	345	
4 D			400	250	12	10,5	74,0	185	2000	235	365	
5 D			375	300	14	11	89,3	238	3000	303	400	
Wulst-Klauenprofile 		Ia	333	150	6,5	6	29,7	89	600	113	315	
		II	400	200	9,5	8,5	48,8	122	1100	155	328	
		III	400	231	11	9	62,0	155	1600	197	345	
		IV	375	270	12,5	9,5	69,4	185	2160	235	376	
Sonder-Profil 		X	400	100	9,5	9,5	40,8	102	385	130	260	
	XII	400	130	12	12	51,2	128	600	163	265		
Klöckner-Kastenbohlen	Doppel-Klauenprofile 	1 D+1 D	800	260	8	8	162	202	1410	254	300	
		2 D+2 D	800	350	9	8	197	246	2360	311	326	
		3 D+3 D	800	440	11	9,5	250	312	3670	395	345	
		4 D+4 D	800	500	12	10,5	298	372	4940	471	365	
	Wulst-Klauenprofile 	Ia+Ia	666	300	6,5	6	120	180	1450	227	315	
		II+II	800	400	9,5	8,5	197	246	2660	311	328	
		III+III	800	462	11	9	250	312	3880	395	345	
		IV+IV	750	540	12,5	9,5	280	373	5000	471	376	
	Sonder-Profil 	X+X	800	200	9,5	9,5	165	206	1040	260	260	
		XII+XII	800	260	12	12	207	259	1660	326	265	

¹ Einschließlich Nietköpfe.

2. Fortsetzung Tabelle 1: Spundwand-Stahlprofile.

Peiner Kastenspundwand-Stahlprofile der Ilse der Hütte, Abt. Peiner Walzwerk, Peine. Abmessungen und statische Werte

Profilbezeichnung					Bohlenbreite einschl. Schloß B mm	Angaben für 1 lfd. m Wand				Querschnitt der Zelle F' cm ²
	Abmessungen in mm					Erdberrührte Außenfläche für 1 m Höhe F m ²	Gewicht für 1 m ² G kg	Widerstandsmoment W _x cm ³	Umfang U m ²	
	h	b	d ¹	t ¹						
PSp										
30 L	300	319	8	11,0	334	414	325	4440	2,22	892
30 S	304	320	9	13,0	338	498	391	5330	2,30	894
35 L	350	382	9	12,5	400	470	369	5920	2,24	1230
35 S	354	383	10	14,5	401	518	407	6505	2,24	1230
40 L	400	378	10	13,5	396	509	399	7290	2,24	1420
40 S	404	380	12	15,5	398	567	445	8040	2,24	1420
50 L	500	379	11	14,5	397	564	443	10060	2,24	1800
50 S	504	380	12	16,5	398	616	483	10980	2,24	1800
60 L	600	380	12	14,5	398	606	476	12740	2,24	2180
60 S	604	380	12	16,5	398	646	507	13770	2,24	2180
80 S	806	380	16	21,5	400	885	694	24050	2,24	2910
35 SS ²	368	380	15	21,5	400	698	548	8700	2,24	1230
40 SS	416	380	16	21,5	400	725	569	10230	2,24	1410
50 SS	514	380	16	21,5	400	764	600	13450	2,24	1790
60 SS	614	380	16	21,5	400	805	631	16920	2,24	2170

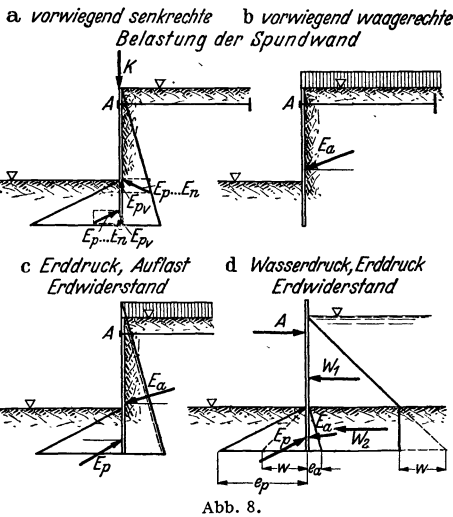


Abb. 8.

vergleich. Im besonderen hängt die Höhenlage des Ankers von der Momentenverteilung, dem Grundwasserstand und der Durchbiegung des Spundwandkopfes ab.

ζ) Die Ausbildung des Spundwandkopfes hängt vom Verwendungszweck (über oder unter Wasser, Art und Größe der Auflasten u. a.) ab.

3. Statische Untersuchung³.

Zweck der statischen Untersuchung ist die Bestimmung der Unterkante der Spundwand (t), des Profils der Spundwand (größtes Moment maxM), der Durchbiegung der Spundwand (maxf), des Profils des Ankers (Durchmesser aus der Ankerzugkraft maxA), der Länge des Ankers l, der Oberkante der Ankerwand oder -platte, der Unterkante der Ankerwand oder -platte,

¹ Die Bohlen können in besonderen Fällen auch in anderen Flansch- und Stegdicken gewalzt werden. Für Anschlüsse und Kurvenrammungen können entsprechende Anschluß- bzw. Ausgleichstücke geliefert werden.

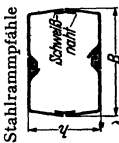
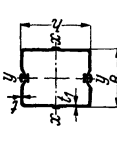
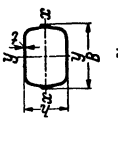
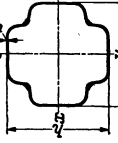
² Die mit SS bezeichneten Sonderprofile werden nur auf Grund besonderer Vereinbarung geliefert.

³ AGATZ: Kampf des Ingenieurs, S. 88.

Tab. 2: Stahlpfähle. Angaben für einen Pfahl.

Lieferwerk	Form	Bezeichnung Profil	Abmessungen mm					G kg/m	F Stahl cm ²	Gesamt schweiß- mittel	W z cm ²	J z cm ⁴	i z cm	W y cm ³	J y cm ⁴	i y cm	Außen- umfang cm
			B	h	t	t ₁	t ₂										
Dortmund- Hortel-Hütten- vereln A.G.		LP 1	344	260	7,5	6,3	71,2	91	370	600	7850	9,3	860	18600		120	
		LP 2	436	341	8,4	7,5	92,8	118	1100	970	15200	11,4	1240	26350		138	
		LP 3	436	336	13	8,5	124	158	1180	1520	25520	12,7	1470	32000		142	
		LP 4	436	411	14,8	10,0	148	189	1380	2080	42630	14,2	1744	38000		152	
		UP 2	446	363	14,5	10,5	155,0	187	1400	2240	41300	14,5	1960	43650		160	
		SP 2	330	330	9,5	9,5	96,0	122	1060	1150	19060	12,5	1150	19060		120	
Klockner-Kastenpfähle Form 1		2 x 2 D	408	175	9	8	99	125	690	800	7000	7,5	900	18380		110	
		2 x 3 D	410	220	11	9,5	124	158	865	1200	13200	9,1	1160	23710		118	
		2 x 4 D	411	250	12	10,5	148	188	982	1600	20000	10,3	1390	28550		125	
		2 x 5 D	386	300	14	11	179	228	1114	2230	33750	12,2	1580	30440		130	
		4 x 2 D	463	350	9	8	125	160	1435	1810	2910	31660	14,1	1470	33940		149
		4 x 3 D	475	440	11	9,5	166	212	2063	3840	96050	17,4	2000	47480		166	
Klockner-Kastenpfähle Form 2		4 x 4 D	484	500	12	10,5	198	252	2663	5530	165770	23,1	2720	57430		176	
		4 x 5 D	464	600	14	11	244	311	2332	5530	165770	23,1	2720	62910		195	
		2 D + [20	836	550	9	8	250	313	0,303	3770	105290	18,3	4860	222090		308	
		2 D + [22	836	570	9	8	258	324	0,318	4010	116430	19,0	5160	234960		312	
		2 D + [24	836	590	9	8	265	333	0,333	4270	128320	19,6	5440	247120		316	
		2 D + [26	836	610	9	8	273	345	0,351	4530	141340	20,2	5850	265180		320	
Klockner-Werke A.G., Werk Onabtrick		2 D + [28	836	630	9	8	283	355	0,377	4810	155330	20,9	6120	277100		328	
		2 D + [30	836	650	9	8	291	366	0,382	5110	170400	21,6	6410	290090		328	
		3 D + [24	838	680	11	9,5	318	401	0,370	5810	200760	22,4	6000	275440		336	
		3 D + [26	838	700	11	9,5	328	413	0,387	6120	218060	23,0	6540	298920		340	
		3 D + [28	838	720	11	9,5	336	423	0,403	6450	236860	23,7	7190	310500		344	
		3 D + [30	838	740	11	9,5	344	434	0,424	6770	256080	24,3	7700	327300		348	
Klockner-Werke A.G., Werk Onabtrick		4 D + [28	841	780	12	10,5	385	483	0,425	7990	171000	25,6	7440	341730		366	
		4 D + [30	841	800	12	10,5	394	494	0,443	8360	340940	26,3	7770	357680		370	
		4 D + [32	841	820	12	10,5	421	528	0,458	8780	367720	26,4	8760	400120		374	
		4 D + [35	841	850	12	10,5	423	531	0,480	9310	404710	27,6	8940	405860		380	
		5 D + [30	796	900	14	11	455	573	0,450	10800	497600	29,3	7860	338050		376	
		5 D + [32	796	920	14	11	482	607	0,463	11260	526530	29,4	8700	372700		380	
5 D + [35	796	950	14	11	484	610	0,484	11880	573770	30,7	8850	377360		386			
5 D + [38	796	980	14	11	488	641	0,505	12520	624990	31,9	8980	382570		392			

Fortsatzung Tabelle 2: Stahlpfähle. Angaben für einen Pfahl.

Lieferwerk	Form	Bezeichnung Profil	Abmessungen mm				G kg/m	F Stahl cm ²	Gesamtschnitt	W z cm ³	J z cm ⁴	i z cm	W y cm ³	J y cm ⁴	i y cm	Außenumfang cm	
			B	h	t	t ₁											
Hoesch-Aktien-gesellschaft, Dortmund		I	408	150	8	8	80	101,92		560	4200					100	
		II	409	185	9,5	8,5	97,6	124,34		880	8140					120	
		III	410	230	12	9,5	124	157,90		1280	14720					130	
		IV	411	267	14	10,5	148	188,54		1760	23496					135	
		V	437	290	18	12	202	257,70		2550	36975					145	
		KP II	408	400	8,2	8	130	166	1630	2220	44370	16,3	1840	37550	15,0	162	
		KP III	409	480	10	9	164	209	1960	3140	75300	19,0	2370	46560	15,2	178	
		KP IIIb	410	400	12	10	162	207	1640	2670	53450	16,1	2320	47630	15,2	162	
		KP IV	410	560	13,5	10	198	252	2290	4320	121000	21,8	2880	59000	15,3	194	
		KP V	372	640	16	11,5	236	300	2640	5550	173000	24,4	3170	59000	14,0	210	
		KP VI	373	640	23,5	13	282	359	2640	6910	221000	24,8	3700	71000	14,1	210	
	Krupp-Rheinhausen		KP 22	290	200	10	10	65	82	521	489	4890	7,7	554	8040	9,9	86
			KP 23	404	365	10	10	98	123	1107	1099	20440	12,9	1011	20440	12,9	126
			KP 24	476	476	10	10	130	164	1803	1875	44600	16,5	1875	44600	16,5	164

des Profils der Ankerwand oder -platte (größtes Moment) und des Profils der Gurtung.

Zur Berechnung dieser Größen sind gegeben: die Oberkante der Spundwand, die Höhenlage des Ankers, die Lage der Sohle vor der Spundwand, die Auflasten, das Raumgewicht γ und der Reibungswinkel ϱ der verschiedenen anstehenden Bodenschichten und damit die Größe des Erddruckes und Erdwiderstandes, unter Umständen auch die Kohäsion k , die freien Wasserstände, die dazugehörigen Grundwasserstände und damit die Größe des Wasserdruckes.

Eine Spundwand kann, entsprechend ihrer Auflagerung, statisch genügend genau als Kragbalken oder Balken auf zwei oder mehreren Auflagern betrachtet werden. Beim Balken auf zwei oder mehreren Auflagern können die Endauflager beide frei aufgelagert, beide eingespannt oder das eine frei aufgelagert und das andere eingespannt sein.

Das untere Spundwandauflager wird vom Erdwiderstand gebildet. Es kommt darauf an, für eine Spundwand diejenige Rammtiefe zu bestimmen, bei welcher der entstehende Erdwiderstand allein oder zusammen mit der oberen Auflagerung die Spundwandbelastung (Abb. 8) aufnehmen kann. Ist diese Rammtiefe bekannt, so kann die Bemessung einer Spundwand nach der zulässigen Beanspruchung bzw. Durchbiegung vorgenommen werden.

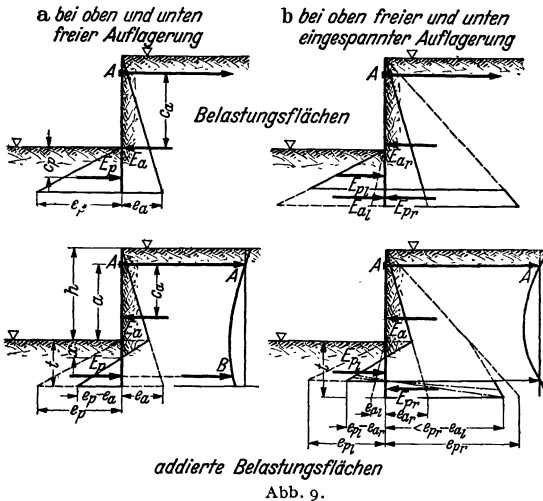
a) **Oben und unten frei aufgelagerte Einzelwand** (Abb. 9). Zum Verständnis der statischen Berechnungsweise von Spundwänden geht man zweckmäßig von einer Spundwand aus, die oben an einer Stelle frei aufgelagert

Fortsetzung Tabelle 2: Stahlprofile. Angaben für einen Stahl.

Lieferwerk	Profilbezeichnung	1 Bohle ohne Schloßer						1 Bohle mit 2 Schloßern						1 Bohle mit 4 Schloßern						2 Bohlen mit 2 Schloßern					
		F	G	J _x	J _y	J _x	J _y	F	G	J _x	J _y	J _x	J _y	F	G	J _x	J _y	F	G	J _x	J _y				
	30 L	106	83	19140	7500	138	108	26950	14470	134	34750	25620	244	192	46090	74200									
	30 S	122	96	22420	8730	168	132	33790	18370	214	45150	35190	290	228	56200	87070									
	35 L	141	111	34850	14100	187	147	49760	28010	233	183	64675	50890	329	258	84615	140570								
	35 S	160	126	40150	16170	207	162	55640	30710	253	199	70930	53620	367	288	95790	166570								
	40 L	155	122	48750	14410	201	158	68070	28420	247	194	87380	50650	356	280	116800	150300								
	40 S	179	140	56280	16650	225	177	76100	31380	272	214	95900	53770	404	317	132400	174800								
	50 L	178	140	84240	14940	224	176	114100	29430	270	212	143900	51360	401	315	198300	169700								
	50 S	198	156	95140	16970	245	192	125700	32000	291	229	156200	54050	443	348	220800	190600								
	60 L	195	153	127500	15150	241	189	170200	29980	287	225	212900	51750	436	342	297700	184400								
	60 S	210	165	141400	16980	257	202	185000	32170	303	238	228600	54050	467	366	326400	200100								
	80 S	303	238	338000	21570	353	277	420800	39070	404	317	503500	62400	656	515	758800	284800								
	35 SS	228	179	58720	21550	279	219	76150	38270	330	259	93590	62380	507	398	134870	235200								
	40 SS	239	188	77430	21850	290	228	99550	38410	340	268	121770	62390	529	416	176880	233900								
	50 SS	255	200	123430	21560	305	240	157200	38600	356	280	191000	62390	560	440	280650	246400								
	60 SS	271	212	183080	21560	321	252	231200	38770	372	292	279300	62390	592	465	414270	259200								

Tabelle 3: Leichte Spundwand-Stahlprofile und Kanaldielen für Kanalisationsarbeiten, kleine Baugruben, Uferbefestigungen, Bühnen u. dgl.

Lieferwerk	Form	Bezeichnung	Abmessungen mm				Gewicht		Je lfd. m Wand		
			B	h	t	t ₁	g Bohle kg/m	G Wand kg/m ²	W _z cm ³	F cm ²	Umfang U cm
Dortmund-Höcher-Hüttenverein AG, Dortmund	Union-Kanaldielen (Walzprofil) 	mm									
		4	245	35	4	4	10,8	44,1	27,2	56,2	—
		5	245	36	5	4,5	12,9	52,7	30,4	67,2	—
	6	245	37	6	5	15,0	61,2	34,7	78,0	—	
Krupp-Rheinhausen	Krupp-Kanaldielen 	KD Ia	330	35	4	4	12,0	36	38	46	260
		KD I	330	35	5	5	15,0	45	50	58	260
		KL IX	240	125	6,0	6,0	17,8	74,0	324	95,0	322
		KL VI a	285	57	4,6	4,6	14,0	49,0	84,0	62,0	275
	KL VI	285	57	5,0	5,0	15,7	55,0	91,0	68,0	275	
Hoesch-Aktien-gesellschaft Dortmund	Kanaldielen „Kölner Modell“ 	HKM 1	220	30	5	5	10,3	46,6	29,8	59,4	238
		HKM 2	220	32	6	6	12,5	57,0	35,1	72,6	242
Klöckner-Werke AG, Droisdorf bei Köln	Klöckner-Kanaldielen (Modell Köln) 	mm									
	5	220	30	5	5	10,3	46,6	29,8	59,4	238	



addierte Belastungsflächen
Abb. 9.

Rechnerisches Verfahren nach der klassischen Erddrucktheorie (Abb. 9a): Ermittlung der Rammtiefe aus den Gleichungen (Bezeichnungen nach Abbildung 9 a unten

$$E_a = A + E_p \quad M E_a = M E_p, \quad y = t - x$$

ist. Die Spundwand ist nur so tief gerammt daß der Erd- druck E_a , der die Wand um A nach links drehen will, durch den Erdwiderstand E_p links der Spundwand im Gleichgewicht gehalten wird.

Vom Erdwiderstand sind allgemein die Belastungs- ordinaten e_p für jede Tiefe bekannt, d. h. also, die seitliche Begrenzungslinie der E_p -Fläche. Es kann also für freie Auflagerung des Spund- wandfußes der erforderliche Erdwiderstand und daraus die Rammtiefe der Spundwand als Funktion des Erdwider- standes bestimmt werden.

Es lassen sich folgende Be- rechnungsweisen für Spund- wände, die oben frei auf- gelagert sind, entwickeln:

$E_a \cdot c_a = 1/3 \gamma (\lambda_p \cos \delta_p - \lambda_a \cos \delta_a) y^2 + 1/2 \gamma (a + x) \cdot (\lambda_p \cos \delta_p - \lambda_a \cos \delta_a) y^2$,
wobei λ_a und λ_p die Erddruckziffern nach KREY sind. Daraus kann die Rammtiefe (l) errechnet werden. Die Ermittlung des größten Biegemomentes und der Durchbiegung geschieht wie für Balken auf zwei Stützen.

Zeichnerisches Verfahren nach der klassischen Erddrucktheorie (Abb. 10a): Ermittlung der Rammtiefe mit Hilfe der Momentenfläche (zur Kontrolle und zur Ermittlung der Durchbiegung die Biegelinie für die Spundwand zeichnen). Der Spundwandfuß liegt im Berührungspunkt der Tangente an die Momentenlinie, von A aus gezogen. Das größte Biegemoment und die Durchbiegung ergeben sich aus den Zeichnungen.

Rechnerisches Verfahren nach den dänischen Normen (Abbildung 10d).

Die nach der COULOMBSCHEN Erddrucktheorie errechneten Verformungen der Spundwand treten nicht ein. Der Ansatz des Erddruckes als dreieckförmige Fläche ist nur richtig, wenn sich die Spundwand um ihren Fußpunkt drehen kann (z. B. frei eingespannte Wand). Wird jedoch die Spundwand oben verankert, so ändert sich die Verteilung der angreifenden Kräfte. Zwischen dem Anker und dem unteren Spundwandauflager verspannt sich der Boden zu einem Gewölbe. Dadurch wird der Bodendruck, der die Spundwand auf Biegung belastet, bedeutend geringer¹.

Berücksichtigt man die Durchbiegung der Wand, so kann bei unnachgiebigem Anker, oberhalb des Ankers statt des Erddruckes Erdwiderstand auftreten. Es ergibt sich dann ein Moment A, das man entweder als verstärktes Kragmoment oder als teilweises Einspannungsmoment ansehen kann. Die Auflagerkraft bei A wird etwa doppelt so groß wie bei der gewöhnlichen Berechnungsweise.

In den dänischen Normen² ist ein Rechenverfahren entwickelt, das aus zahlreichen Messungen an ausgeführten Bauwerken rein empirisch abgeleitet ist und das diese Zusammenhänge berücksichtigt.

Die Ermittlung des Feldmoments geschieht nach folgendem Ansatz der angreifenden Kräfte (Abb. 10d):

Das gewöhnliche Erddruckdiagramm nach COULOMB wird auf der linken Seite durch eine Parabel begrenzt, die durch die Größe q bestimmt wird.

$$q = \frac{k \left(4 + \frac{10 h_i}{l} \right)}{5 + \frac{l}{h_i}} p_m \quad (1)$$

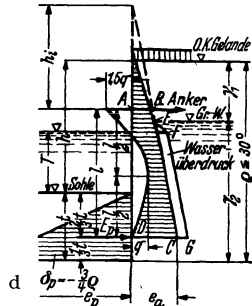
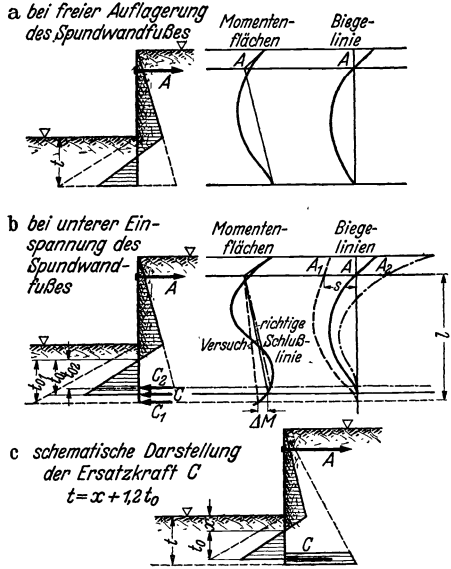


Abb. 10.

¹ OHDE: Bautechn. 16 (1938) S. 150.

² In deutscher Sprache veröffentlicht in Z. ständ. Verb. intern. Schiffahrtskongr. Nr. 7 Jan. 1929 und AGATZ, A.: Der Kampf des Ingenieurs. Berlin 1936, S. 96. Ferner s. auch RIMSTAD, I. A.: Zur Bemessung des doppelten Spundwandbauwerks. Diss. T. H. Berlin 1940.

Es bedeutet:

h_i = Ideelle Höhe der Auflast und Erdschicht über dem Anker, für das Raumgewicht γ_s unterhalb des Ankers.

p_m = Belastungsordinate für eine gleichmäßig verteilte Belastung, die ein ebenso großes Moment M_l in der Wand hervorruft wie die Belastungsfigur $ABCD$,

d. h. $p_m = 8 \frac{M_l}{l^2}$. Etwaiger Wasserüberdruck wird hierbei nicht eingesetzt.

k = Koeffizient. Kann für die erste Durchrechnung mit 0,9 angenommen werden. Allgemeiner Ausdruck für k :

$$k = \frac{1}{1 + \frac{0,01}{\sin \varrho} \sqrt{\frac{(1+n) \cdot E \cdot a}{l \cdot \sigma}}} \quad (2)$$

n = Verhältnis des negativen Kragmoments beim Anker zum positiven Feldmoment.

E = Elastizitätsmodul der Wand (für Stahlbeton = 210000 kg/cm²)
(für Stahl = 2100000 kg/cm²).

a = Größte Wellenhöhe oder Wandstärke.

σ = Zulässige Biegebungsanspruchung der Wand, die folgendermaßen festgesetzt wird:

Resista-Stahl	2100 kg/cm ²
St 37	1400 kg/cm ²
Stahlbeton	70/1400 kg/cm ²
Holz	150—170 kg/cm ²

$$A = \text{Ankerzug} = A_l + A_o - \frac{1}{12} q l \quad (3)$$

$$B = \text{Auflagerdruck im Boden} = B_l - M_o/l - \frac{1}{8} q l \quad (4)$$

$$M = \text{Feldmoment} = M_l - M_o/2 - \frac{17}{192} q l^2 \quad (5)$$

wo A_l , B_l und M_l , die der Druckfigur $ABEFGD$ entsprechenden Werte und A_o = Erd- und Wasserdruck oberhalb des Ankers, M_o = Kragmoment um den Anker sind.

Zuerst wird der Druck A_o über dem Anker ausgerechnet und das Moment M_o ermittelt.

Die theoretische Rammtiefe t wird mit 0,30 T bis 0,35 T geschätzt, wobei T die Wassertiefe vor der Spundwand bedeutet. Mit dem auf diesem Wege bestimmten l ergeben sich die vorläufigen Größen q , M , A und B durch die Gleichungen (1), (4) und (5). Für k wird der Wert 0,9 eingesetzt. Es wird nachgeprüft, ob die Rammtiefe richtig geschätzt ist. Dann muß $E_p = B$ sein. Andernfalls ist die Rechnung mit einer anderen Rammtiefe zu wiederholen. Das vorläufige Spundwandprofil wird auf Grund des $M_{\text{vorläufig}}$ bestimmt.

Von diesen vorläufigen Rechnungswerten ausgehend kann die endgültige Größe k nach Gleichung (2) und damit auch von q , M , A und B ermittelt werden.

Die praktische Rammtiefe wird mit 2facher Sicherheit gewählt, also gleich der theoretischen Rammtiefe t multipliziert mit $\sqrt{2}$.

b) Oben frei aufgelagerte und unten eingespannte Einzelwand (Abb. 9). Die Spundwand ist tiefer gerammt, es entsteht links und rechts der Spundwand Erdwiderstand. Bei freier Auflagerung der Spundwand im Boden tritt also nur $E_{p\text{links}}$ und bei Einspannung der Spundwand im Boden treten $E_{p\text{links}}$ und $E_{p\text{rechts}}$ als Unbekannte auf.

Bei eingespanntem Spundwandfuß muß für die Bestimmung der Erdwiderstände E_{pl} und E_{pr} noch die Lage und der Verlauf des Überganges von E_{pl} zu E_{pr} bekannt sein. Da dieser nicht genau zu ermitteln ist, so läßt sich die Größe und Lage von E_{pl} und E_{pr} nur annähernd bestimmen.

Zeichnerisches Verfahren¹: Man arbeitet mit Hilfe der „ideellen Belastung“ oder der „stellvertretenden Belastung“. BLUM ersetzt die unbekannte Verteilung von E_p links und E_p rechts dadurch, daß er den Erdwiderstand links bis zum Spundwandfuß voll wirken läßt und im Fußpunkt der Spundwand von rechts eine Einzelast C wirken läßt, deren Größe sich aus der zeichnerischen Untersuchung ergibt (Abb. 10b). Die Wirkung von E_p links voll und C wird nach den von ihm

¹ BLUM, H.: Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin 1931.

durchgeführten Untersuchungen der Größe und Wirkung von E_p links und E_p rechts nahe kommen. Es wird für eine angenommene Rammtiefe der Spundwand die Momentenfläche (Abb. 10b) und daraus zunächst durch Annahme einer beliebigen Schlußlinie die Biegelinie gezeichnet. Die richtige Rammtiefe ist gefunden, wenn der letzte Seilstrahl der Biegelinie im Fußpunkt der Spundwand gleichzeitig durch den Schnittpunkt der Biegelinie mit der oberen Auflagerlinie geht. Aus dem Fehler s der Biegelinie (Abb. 10b) für die angenommene Schlußlinie erhält man nach HEDDE¹ folgendermaßen die richtige Schlußlinie:

$$\Delta M = 3sH/l^2,$$

wenn H = Polabstand im Krafteck für die Biegelinie, und $\Delta t = \frac{3sH}{l^2 C_1}$, wenn C_1 die C-Kraft des ersten Versuches bedeutet. Die so gefundene Rammtiefe $t_0 = t_{01} \pm \Delta t$ ist noch mit dem Faktor 1,05—1,2 zu multiplizieren, denn die angenommene Einzellast C ist in Wirklichkeit eine Flächenlast, wirkt also nicht in einem Punkt, sondern auf eine Fläche („ideelle Belastung“) (Abb. 10c).

Rechnerisches Verfahren. Da Belastungsfläche und Momentenfläche ziemlich an der gleichen Stelle ihren Nullpunkt haben, kann der obere Teil der Spundwand näherungsweise als Balken auf zwei Stützen berechnet werden. (Die genaue Berechnung ist von HEDDE² angegeben worden.) Aus der Gleichung der Biegelinie für den unteren Teil der Wand ergibt sich für deren Raumtiefe bei dreieckiger Erdwiderstandsverteilung die Näherungsgleichung:

$$t = 1,6x - 0,6u + 1,05 \text{ bis } 1,2 \sqrt{\frac{6B_0}{\gamma(\lambda_p \cos \delta_p - \lambda_a \cos \delta_a)}},$$

wo u = Lage des Momentennullpunktes unter Sohle, schätzungsweise

bei $\varrho = 20^\circ$	$u =$	0,25 h
30°		0,08 h
35°		0,035 h
40°		— 0,007 h

$B_0 = E_a \cdot c_a / (a + u)$ = unterer Auflagerdruck des Ersatzbalkens ist.

Die Momente werden in der üblichen Weise für die Stelle Q (Querkraft) = 0 gerechnet. Für vereinfachte Belastung und bestimmte Ankerlagen hat LUETKENS³ einfache Formeln zur Bestimmung des Momentes aufgestellt.

Man erhält für eine oben aufgelagerte Spundwand allgemein bei freier Auflagerung des Spundwandfußes geringe Rammtiefe und großes Biegemoment, bei Einspannung des Spundwandfußes große Rammtiefe und geringes Biegemoment. Zur Ersparnis an Baustoffen kann nur jede 2. oder 3. Bohle auf die volle rechnerische Raumtiefe gebracht werden. Für die anderen Bohlen genügt nach d) eine geringere Raumtiefe.

c) Sonstige Auflagerungen der Einzelwand. Die bisher angegebenen Berechnungsweisen gelten für Spundwandbauwerke, die oben frei aufgelagert sind. Ist ein Spundwandbauwerk oben eingespannt oder oben nicht aufgelagert, so ergeben sich aus den vorstehenden Überlegungen die entsprechenden Berechnungswege.

Bei der oben nicht aufgelagerten Wand (unverankerte Spundwand, Maste, Dalben) ist bei Belastung durch eine Einzellast die Lage der Schlußlinie durch die Größe dieser Einzellast, bei Belastung durch Erddruck durch die Bedingung, daß eine Tangente an die Momentenlinie im Kopfpunkt der Wand das Momentenseileck im Fußpunkt der Wand schneidet, gegeben. Bei beiderseitiger Einspannung der Wand muß die Schlußlinie durch Probieren so gelegt werden, daß die Biegelinie oben und unten den letzten Seilstrahl berührt.

d) Einzelstehende Spundwände und Pfähle. Der Erdwiderstand wird durch das Herausscheren eines Keiles unter dem Winkel ϱ im Grundriß vergrößert⁴ (Abb. 1f). Bei $\delta = 0$ wird die Erddruckordinate

$$e_p = \gamma \lambda_p h \left(b + \frac{2}{3} h \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \delta_p} \right),$$

wo h = Rammtiefe und b = Bohlenbreite.

¹ HEDDE: Bautechn. 15 (1937) S. 659. — ² HEDDE: Bautechn. 15 (1937) S. 661. — ³ LUETKENS: Bauing. 11 (1930) S. 39, 430. — ⁴ BAYER, K.: Untersuchungen an Dalben. Berlin 1939.

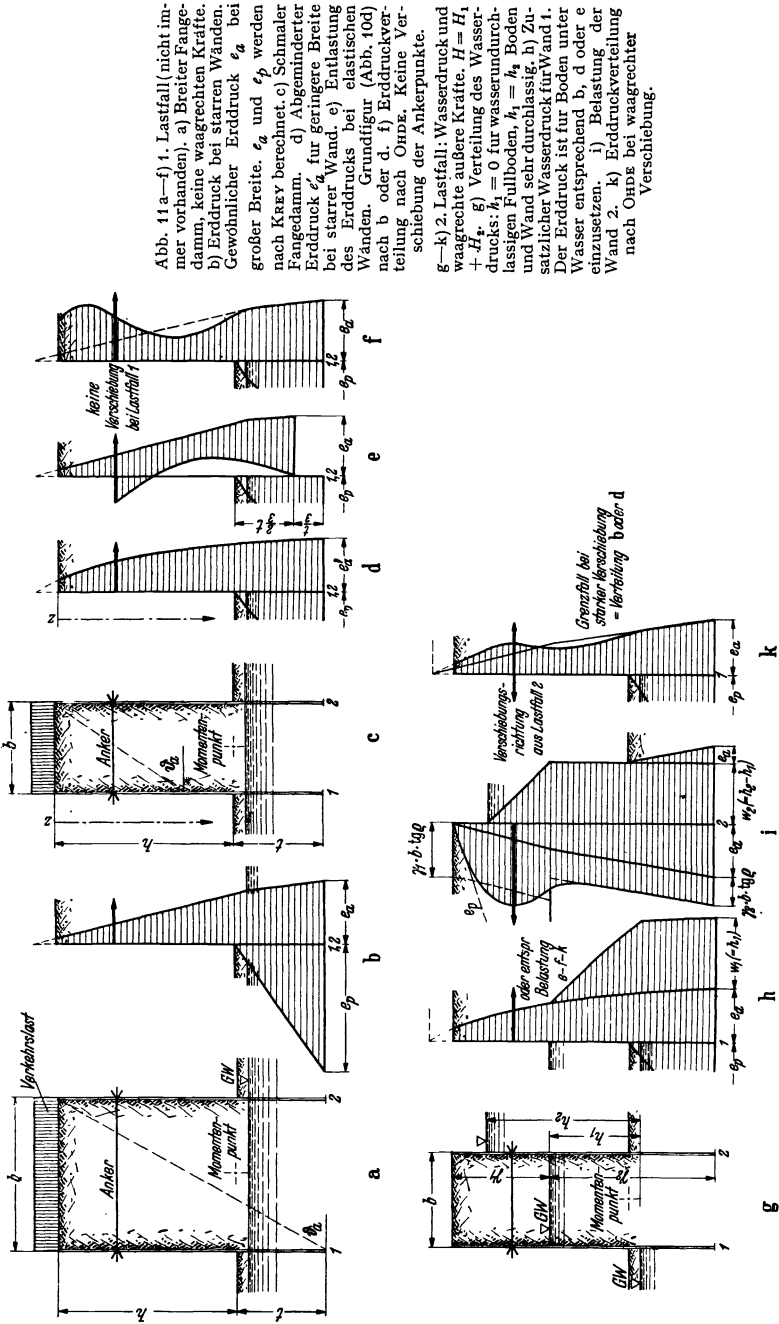


Abb. 11 a—f) 1. Lastfall (nicht immer vorhanden). a) Breiter Fangedamm, keine waagrecht Kräfte. b) Erddruck bei starren Wänden. Gewöhnlicher Erddruck e_p bei großer Breite. e_a und e_p werden nach Krey berechnet. c) Schmäler Fangedamm. d) Abgeminderter Erddruck e_p für geringere Breite bei starrer Wand. e) Entlastung des Erddrucks bei elastischen Wänden. Grundfigur (Abb. 10d) nach b oder d. f) Erddruckverteilung nach Ohpz. Keine Verschiebung der Ankerpunkte.

g—k) 2. Lastfall: Wasserdruk und waagrecht äußere Kräfte. $H = H_1 + H_2$. g) Verteilung des Wasserdruks: $h_1 = 0$ für wasserundurchlässigen Fußboden, $h_1 = H_2$ Boden und Wand sehr durchlässig. h) Zusatzlicher Wasserdruk für Wand 1. Der Erddruck ist für Boden unter Wasser entsprechend b, d oder e einzusetzen. i) Belastung der Wand 2. k) Erddruckverteilung nach Ohpz bei waagrecht Verschiebung.

e) **Doppelte Spundwandbauwerke (Fangedämme)**¹. Ohne Angreifen äußerer waagrechtter Kräfte haben beide Spundwände nur den Erddruck innerhalb des Fangedammes aufzunehmen. Bei breiten Fangedämmen (Abb. 11 a) ist die Berechnung die gleiche wie bei gewöhnlichen Spundwänden (s. unter a und b) (Abb. 11 b). Bei schmalen Fangedämmen mit starren Wänden (Abb. 11 c) tritt eine Erddruckentlastung auf, weil die Gleitkeile sich nicht mehr voll ausbilden können.

Der Erddruck kann dann mit Hilfe der CULMANNschen *E*-Linie unter Berücksichtigung des Erddruckes auf die Ruckwand nach COULOMB punktweise ermittelt werden (Abb. 11 d).

Die Silodrucktheorie ist für Fangedämme wegen anderer Gleitflächenlagen nicht verwendbar.

Sind die Wände des Fangedammes nicht starr, was meist der Fall ist, so tritt die gleiche Entlastung wie bei einer einfachen Spundwand (siehe unter a) ein (Abb. 11 e). Die Grundfigur *ABCD* (Abb. 10 d) ist nach dem oben Gesagten bei schmalen Fangedämmen zu vermindern, wenn keine waagrechte Verschiebung der Ankerpunkte eintritt, was jedoch bei waagrechtter Belastung des Fangedammes immer der Fall ist (Abb. 11 f und k).

Die Aufnahme waagrechtter äußerer Kräfte ist von der Breite des Fangedammes abhängig. Wegen der ungeklärten statischen Verhältnisse im Innern kann hierfür nur eine Näherungslösung angegeben werden. Wird angenommen, daß sich in Unterkante Wand für eine waagrechte äußere Belastung *H* eine waagrechte Bodenfuge ausbildet, so ist für nicht-bindige Böden:

$$G \operatorname{tg} \varrho = H \text{ (Gleitsicherheit).}$$

$$G = z \gamma b = \text{Gewicht der Füllung über der untersuchten Fuge,}$$

$$z = \text{Bauwerkshöhe über der Fuge,}$$

$$b = \text{Bauwerksbreite.}$$

Man erhält daraus die Breite:

$$b = \frac{H - (e_a \text{ bis } e_p) t/2}{(h + t) \gamma \operatorname{tg} \varrho}.$$

Bei der Benutzung der Formel muß γ für Bauwerke im Wasser unter Berücksichtigung des Auftriebes eingesetzt werden. Für die Tiefe *t* wird hier besser e_a eingesetzt, da das gleichzeitige Entstehen von Bodenreibung und E_p links beim Gleiten unsicher ist (Abb. 11 b). Außer dieser Bedingung müssen bei Fangedämmen die gleichen Standsicherheitsbedingungen wie bei Massivbauwerken erfüllt sein. Die Breite soll ferner so bemessen sein, daß keine Zugkraft in der Sohlenfuge oder in einer darunter liegenden Fuge, die oft ungünstiger ist, auftritt.

$$\frac{M}{W} = \frac{P}{F} \quad \frac{6M}{b^2} = \frac{z b \gamma}{b} \text{ (Kippsicherheit).}$$

Daraus ergibt sich die Breite: $b = \sqrt{\frac{6M}{z \gamma}}$, wobei *M* = Moment der äußeren

Kräfte um die Mitte der Sohlenfuge oder einer darunter liegenden Fuge des Fangedammes (Abb. 11 a, g) ist. Die Zugkraft der Wand 2 soll für die Standsicherheit des Fangedammes möglichst nicht in Anspruch genommen werden.

Ist die Breite nach diesen Ansätzen ermittelt worden, so kann die Belastung der Spundwände durch äußere Kräfte näherungsweise folgendermaßen bestimmt werden. Der Wasserdruck verteilt sich entsprechend der Höhe h_1 auf die beiden Wände (Abb. 11 g). Dabei ist $h_1 = 0$, wenn der Füllboden wasserundurchlässig

¹ HENDERDOR, B.: Erddruck zwischen Stützwänden. Borna-Leipzig 1936. — KREY, Erd- druck, Erdwiderstand, Berlin 1936, S. 247. — RIMSTAD, J. A.: Zur Bemessung des doppelten Spundwandbauwerks. Diss. T. H. Berlin 1940.

ist oder der Fangedamm zwischen den Wänden entwässert wird, gegebenenfalls unter Einschaltung eines senkrechten Filters hinter der Wand 1, und $h_1 = h_2$, wenn der Füllboden und die Wand 2 sehr wasserdurchlässig sind. Dieser Fall ergibt meist unwirtschaftliche Abmessungen der Wand 1. Die Kraft H wird von Wand 2 entweder durch unmittelbaren Angriff von H auf die Wand oder über die

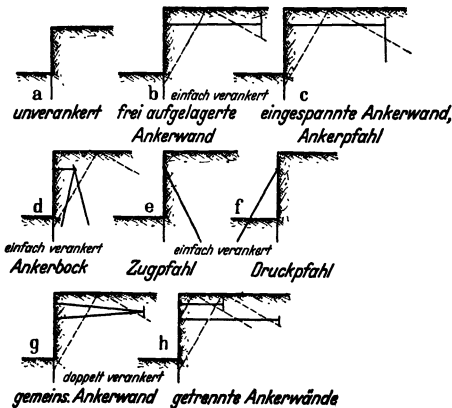


Abb. 12.

rechten Gleitfugen $\gamma \cdot b \cdot \tan \varphi$ vergrößert (Abb. 11). Der Erdwiderstand beginnt an der Oberkante der Vorderwand in der gleichen Größe wie der Erdwiderstand im ungestörten Erdreich. Der Übergang zwischen der Erdwiderstandslinie und der erhöhten Erddrucklinie wird durch eine abgerundete Übergangskurve hergestellt. Die Wand 2 wird als unten eingespannte Ankerwand betrachtet (Abb. 14). Beide Wände bilden statisch ein gemeinsames System, dessen Wirkungsweise von der Anzahl der Anker und Aussteifungen abhängt.

Man kann auch den Fangedamm als einzelnes Grundbauwerk (unverankerte Wand) rechnen und die Momente nach S. 849 auf zwei Wände verteilen.

Die angegebenen Verfahren sind als Näherungen aufzufassen, da Genaueres über den Kräfteverlauf innerhalb eines Fangedammes nicht bekannt ist.

f) **Ankerplatte oder -wand**^{1, 2, 3}. Die gesamten auf eine Ankerwand wirkenden Kräfte sind folgende⁴: Beanspruchung durch die Ankerzugkraft, Zusatzbeanspruchung infolge Wachsens der Ankerzugkraft durch etwa vorhandene obere Einspannung der Spundwand, Zusatzbeanspruchung des Ankers infolge auf ihm ruhender Erdlast und Nachgeben des Untergrundes unter dem Anker, Zusatzbeanspruchung der innen liegenden Ankergurtung, infolge der auf der Ankergurtung ruhenden Erdlast und des unter der Ankergurtung sich setzenden, durch die Durchbiegung der Spundwand wegsackenden Bodens, Zusatzbeanspruchung durch Vorspannung, soweit diese die ursprüngliche Ankerkraft überschreitet.

Arten der Verankerungen (Abb. 12):

geringer Ankerzug	} Ankerplatte frei aufgelagert
guter Boden	
tiefe Lage des Ankers	} Ankerwand frei aufgelagert
großer Ankerzug	
schlechter Boden	} Ankerwand eingespannt.
hohe Lage des Ankers	

¹ BUCHHOLZ, W.: Erdwiderstand auf Ankerplatten. Jb. Hafenbautechn. Ges., 12. Band. Berlin 1932.

² BUCHHOLZ, W. u. H. PETERMANN: Berechnungsverfahren für Ankerplatten und Wände. Bauing. 16 (1935) S. 227.

³ PETERMANN, H.: Bewegung und Kraft der Ankerplatten. Bauing. 14 (1933) S. 531.

⁴ AGATZ, A.: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Berlin 1936, S. 112

Ankerkraft der Wand 1 aufgenommen. Wand 1 wird also gegenüber dem 1. Lastfall zusätzlich durch den Wasserüberdruck h_1 belastet (Abb. 11h). Wand 2 nimmt den restlichen Wasserdruck und die gesamte Ankerkraft mit Hilfe der Erdwiderstände innerhalb und außerhalb des Fangedammes auf (Abb. 11i).

Der Erdwiderstand in Fangedämmen ist von KREY behandelt worden. Er berücksichtigt die Möglichkeit der Bildung von waagrecht Gleitflächen innerhalb des Dammes. Bei der Belastung des Bauwerkes werden die auf der Wand 2 auftretenden Erddrücke um den Reibungswiderstand in waag-

Die Ankerplatte wird für die gewählte Breite b , die Ankerwand für den lfd. m berechnet.

Frei aufgelagert (Abb. 13). Der Zug des Ankers muß kleiner sein als der vor der Ankerplatte errechnete Erdwiderstand. Der Anker greift im Schwerpunkt des Erdwiderstandstrapezes an. Ober- und Unterkante der Ankerwand werden zeichnerisch durch Probieren gefunden. Sie werden durch dasjenige Tangenten-

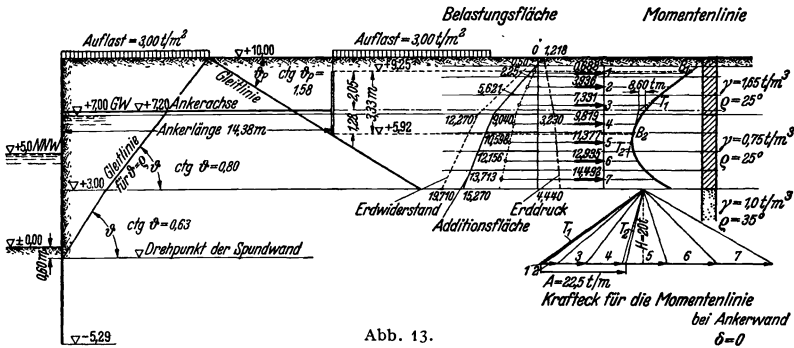


Abb. 13.

paar an das Seileck bestimmt, deren Parallelen aus dem Krafteck eine Strecke gleich der Ankerkraft heraus schneiden. Dabei müssen die Tangenten sich auf der Ankerlinie schneiden. Bei tiefliegenden Ankerplatten tritt eine Erhöhung des Erdwiderstandes nach S. 797 ein.

Eingespannt (Abb. 14). Die Ermittlung wird nach dem gleichen

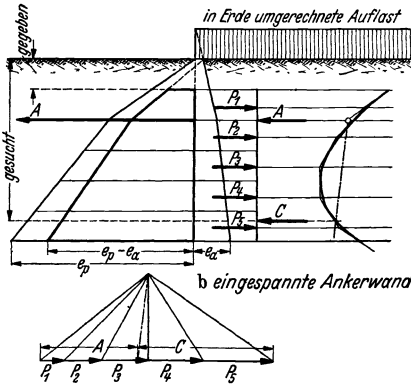


Abb. 14.

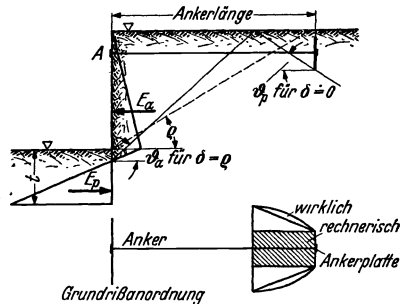


Abb. 15.

graphischen Verfahren durchgeführt wie bei der Bestimmung der Rammtiefe der Spundwand. Jedoch ist ein Probieren hier nicht nötig, da die Auflagerkraft A (Ankerzug) schon bekannt ist. Der Anker kann in beliebiger Höhe an der Ankerplatte angreifen und die Oberkante der Ankerwand frei gewählt werden.

Die Entfernung der Ankerwand oder -platte von der Spundwand zeigt Abb. 15.

Die Gleitflächen werden vom Drehpunkt der gerammten Wand im Boden, der näherungsweise durch den Nullpunkt der Biegelinie gegeben ist, aus angetragen. Rückt die Ankerwand näher an die vordere Spundwand heran, so kann der vorhandene Erdwiderstand mit erzwungenen Gleitflächen zwischen dem Drehpunkt der vorderen und dem Fußpunkt der Ankerwand ermittelt werden¹. Die Ankerwand darf jedoch nicht völlig im Gleitkeil des Erdrückes θ_a liegen, da dort eine Ankerwirkung nicht mehr vorhanden ist.

¹Vgl. E. KRANZ: Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin 1940.

B. Pfahlrostbauwerke.

1. Pfähle.

a) **Tragfähigkeit von Pfählen**¹. Zu unterscheiden ist:

α) der Widerstand des Baugrundes
als Mantelreibung,
als Spitzenwiderstand;

β) die zulässige Beanspruchung des Pfahlmaterials.

Die Feststellung des Widerstandes im Boden geschieht

α) durch Probelastung des Pfahles
(Lastsenkungsdiagramm) (DIN 1054),

β) durch Rammformeln²,

γ) durch Erddruckformeln³. Die Tragfähigkeit ist gleich dem Spitzenwiderstand und der senkrechten Komponente des Erdwiderstandes oder Erddruckes, wobei die Größe des anzunehmenden Reibungswinkels δ eine große Rolle spielt:

Spitzenwiderstand + Mantelreibung

$$P = \left[F \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right) \gamma t + U \gamma \frac{t^2}{2} \operatorname{tg} \delta \right] \cdot k,$$

wo k zwischen 1 und λ_p schwankt. Die Verfahren nach β und γ liefern keine genauen Ergebnisse.

Die *Tragfähigkeit P eines Pfahles* hängt ab von:

1. dem Material des Pfahles (σ_{zul} für Druck- oder Zug und Elastizitätsmodul E);
2. dem Querschnitt F und Umfang U des Pfahles;
3. der Rammtiefe t des Pfahles;
4. der Form des Pfahles (zylindrisch oder konisch);
5. den Bodenverhältnissen (γ und ϱ der Bodenschichten);
6. dem Reibungswinkel zwischen Pfahlmantel und Erde δ ;
7. dem Abstand der einzelnen Pfähle untereinander.

Erfahrungsmaße zur Festlegung der Tragfähigkeit:

1. Beim Rammen in Sand: Eindringungen in der letzten Hitze zu 10 Schlägen von nachstehender Größe:

Holz: bei einem Arbeitsvermögen von 3,0 tm nicht mehr als 8 cm, jedoch nicht weniger als 4 cm;

Stahlbeton: bei einem Arbeitsvermögen von 4,0 tm nicht mehr als 7 cm, jedoch nicht weniger als 3 cm;

Stahl: bei einem Arbeitsvermögen von 4,0 tm nicht mehr als 12 cm, jedoch nicht weniger als 2 cm.

Die verschiedenen Arten der Aufzeichnungen der Rammresultate sind in Abb. 16 dargestellt⁴, wobei 3 die Summenlinie von 2 und n = Anzahl der Hitzten, Q = Bärge wicht und h = Fallhöhe ist.

2. Bei der Probelastung:

Die zulässige Belastung der Pfähle hängt von der Bruchlast oder der zulässigen Einsenkung des Pfahles ab, da es eine ausgesprochene Proportionalitätsgrenze

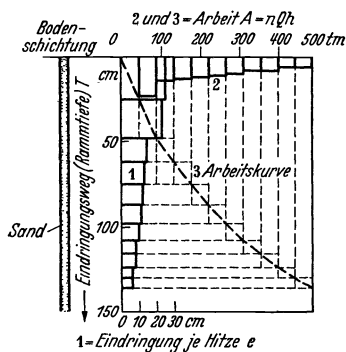


Abb. 16.

¹ Vgl. S. 785, TERZAGHI: De Ingenieur 50 (1935) S. B 263. — SCHENK, W.: Zur Frage der Tragfähigkeit von Rammpfählen. Berlin 1939. — BUISSON: Conditions de stabilité des fondations sur pieux, Travaux 23 (1939) S. 123, 207, 291.

² Siehe die Zusammenstellung in HETZEL-WUNDRAM: Die Grundbautechnik. Berlin 1929, S. 58 und TERZAGHI: Erdbaumechanik. Leipzig 1925, S. 267.

³ DÖRR: Die Standsicherheit von Masten und Wänden im Erdreich. Berlin 1922 und Baut 10 (1932) S. 447.

⁴ AGATZ, A.: Kampf des Ingenieurs, S. 151.

im Lastsenkungsdiagramm nicht gibt. Die Bruchlast ist daraus erkenntlich, daß das Versinken des Pfahles beginnt, also daß die bleibende Einsenkung des Pfahls die elastische Einsenkung merklich übertrifft.

Es sind daher mindestens 2 Laststufen anzuordnen. Nach jeder Laststufe ist bis 0 zu entlasten und dadurch die bleibende und elastische Einsenkung festzustellen.

Eine Beanspruchung von $\frac{1}{5}$ der Bruchlast ist unter der Voraussetzung zulässig, daß durch zuverlässige Abbohrung des Geländes, Feststellung der Bodenbeiwerte in den Versuchsanstalten, Proberammungen und Probelastungen in genügender Zahl und Durchführung von Vergleichsrechnungen der Nachweis für den ungünstigsten Belastungsfall erbracht wird, daß die untersuchten Belastungsfälle wirklich die absoluten Grenzlasten für die einzelnen Pfahlgruppen darstellen und daß der ungünstigste Belastungsfall wesentlich größere Spannungen erzeugt als der Regelfall.

b) Hölzerne Pfähle. Holzart: In Deutschland werden Weichhölzer verwendet (Tanne, Fichte, Kiefer), Harthölzer nur in besonderen Fällen.

Abmessungen: Der mittlere Pfahldurchmesser beträgt 25 bis 45 cm, der Zapfdurchmesser nicht unter 20 cm, die Länge der Pfähle bis 25 m. Die Tragfähigkeit bei genügend fester Rammung in die tragfähige Schicht kann beim Fehlen einer Probelastung unter normalen Verhältnissen schätzungsweise bei Druck bis zu etwa 45 t, bei Zug etwa zu 30 t angesetzt werden. Der Pfahlkopf ist zum Rammen anzuspitzen. Die Länge der Spitzen und die Anzahl der Anspitzflächen hängt von der Bodenart ab. Der Pfahlkopf ist durch einen eisernen Ring zu schützen und wird für den Konstruktionsverband je nach Art der Belastung (Druckpfahl oder Zugpfahl) und der Ausbildung der Pfahlrostplatte (Holz, Eisenbeton oder Stahl) bearbeitet (Abb. 19 a).

c) Beton- und Stahlbetonpfähle (Abb. 17). Rammpfähle. Die Bewehrung der Pfähle besteht etwa aus 4, unter Umständen auch 8 \varnothing 16—35 mm mit Bügeln im Abstand von 0,08—0,30 m. Bei spiralförmiger Bügelbewehrung sind höhere Spannungen zulässig und damit eine bessere Ausnutzung möglich (umschnürte Säulen). Der Querschnitt ist entweder viereckig, meist quadratisch mit abgeschrägten Ecken bei einer mittleren Seitenlänge von etwa 0,30—0,34 m, achteckig oder rund. Bei großen Längen verwendet man hohle Querschnitte (Schleuderbetonpfähle). Gerammt werden volle Querschnitte bis etwa 20 m Länge, hohle Querschnitte von etwa 20—50 m Länge. Die Tragfähigkeit bei Sand kann unter normalen Verhältnissen bei Druck bis zu etwa 60 t, bei Zug bis zu etwa 40 t geschätzt werden und ist meist nur von der zulässigen Betondruckspannung σ_b abhängig. Die Pfahlspitze und der Pfahlkopf werden für den Rammvorgang besonders ausgebildet. *Ortspfähle* werden im Boden hergestellt. Entweder wird ein Mantelrohr aus Stahl gerammt oder gebohrt und dann, bei einigen Systemen auch unter Druck, mit Beton mit oder ohne Eiseneinlagen ausgefüllt. Wenn das Mantelrohr wieder gezogen wird, trägt der Pfahl hauptsächlich durch Mantelreibung, sonst durch Spitzenwiderstand. Die Tragfähigkeit kann bei gutem Baugrund 100 t Druck beträchtlich überschreiten. Als Zugpfähle werden Ortspfähle im allgemeinen nicht verwendet.

d) Stahlpfähle. Sie werden meist aus St 37 und St 45/52 mit und ohne Zusatz (Rostschutz) hergestellt.

Als Querschnitte (Abb. 18) verwendete man bisher IP ohne und mit Wulst, Rohre mit Durchmesser, 0,35—0,40 m, einwandige Spundbohlen, doppelwandige Spundbohlen (Kasten- und Peiner-Profile), Schraubenpfähle und Sonderprofile

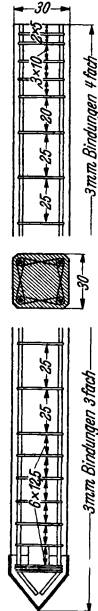


Abb. 17.
(Nach
MUND-
COLBERG.)

(s. S. 817 ff.). Die Regellängen betragen 4—15 m, auf besondere Bestellung bis über 25 m.

Die Tragfähigkeit bei gutem Baugrund kann je nach Konstruktion bis 90 t Druck und 50 t Zug betragen.

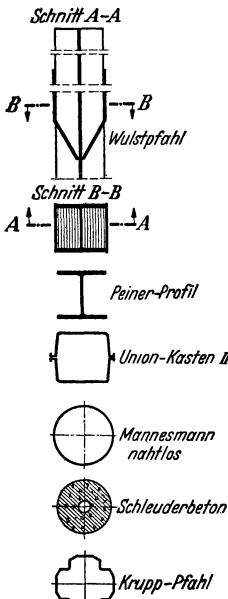


Abb. 18.

2. Pfahlrostbauwerke.

Ein Pfahlrostbauwerk besteht aus den Pfählen, der Spundwand und dem Aufbau über der Pfahlrostplatte, der als Schwergewichtskörper oder Winkelstützmauer ausgebildet werden kann. Unter der Pfahlrostplatte versteht man denjenigen Bauwerksteil, der die Pfahlköpfe zusammenfaßt und die Belastung auf die einzelnen Pfähle verteilt. Die Ausbildung der Pfahlrostplatte hängt von der Art und der Verwendung des Pfahlrostbauwerkes ab. Meist ist sie ein Teil des Aufbaues und als Beton- oder Stahlbetonkonstruktion ausgeführt. Je nach der Höhenlage der Rostplatte gibt es hohe und tiefe Pfahlroste.

Man unterscheidet verschiedene Grundformen von Pfahlrostbauwerken zur Sicherung von Geländesprüngen (Abb. 20) und zur Aufnahme von vorwiegend senkrechten Kräften, und zwar hinsichtlich:

a) Neigung der Pfähle.

α) Eine Pfahlneigung kommt nur bei tiefen Pfahlrosten in Frage, da die Pfähle nur Kräfte einer Richtung aufnehmen können. Man wendet lotrechte Pfähle (Lotpfähle) oder schräge Druckpfähle an.

β) Zwei Pfahlneigungen ergeben oft infolge starker Drehung des Systems eine ungleichmäßige Beanspruchung der Pfähle. Sie sind bei Widerlagern zweckmäßig. Man benutzt lotrechte und schräge Druckpfähle.

γ) Drei Pfahlneigungen ergeben die brauchbarste Pfahlrostkonstruktion für Mauern mit starken waagrecht Lasten (Kaimauern). Man verwendet lotrechte und schräge Druck- und Zugpfähle.

δ) Mehr als drei Pfahlneigungen in einer Ebene sind unvorteilhaft. Räumliche Pfahlroste für Gründungen von Hochbauten sind möglichst symmetrisch anzuordnen.

b) Verteilung der Pfähle in der Rostplatte.

α) Aus konstruktiven Gründen: Überschneidungen der einzelnen Pfahlgruppen in großer Tiefe unter der Rammebene sind zu vermeiden, da die Gefahr gegenseitiger Rammbeschädigung besteht. Abweichungen der Pfahlspitze von der theoretischen Pfahllage, die abhängig von der Pfahllänge und dem Pfahlmaterial sind, können infolge der Pfahlverbiegung und von ungenauer Rammung bis zu 1 m betragen. Der Jochabstand und der gegenseitige Pfahlabstand in den einzelnen Gruppen soll wegen der Bodenverdrängung durch die Rammarbeiten nicht unter 1,20 m betragen.

β) Aus statischen Gründen: Die Zugpfähle sind grundsätzlich mit Rücksicht auf die Momente und Querkräfte in der Rostplatte mit Druckpfählen zu Bockkonstruktionen zusammenzufassen. Die Pfahlgruppen sollen auch aus statischen Gründen weitgehend auseinandergezogen werden.

c) Jochaufteilung.

α) Gleichmäßige Aufteilung (jedes Joch in einer Querschnittsebene).

β) Versetzte Aufteilung (Unterbringung eines Jochs in mehreren Querschnittsebenen).

d) Spundwandabschluß.

α) Pfahlrostbauwerke ohne Spundwandabschluß (überbaute Böschung).

3) Pfahlrostbauwerke mit Spundwandabschluß:

Lage der Spundwand vorn. Vorteile:

1. geringe Knickbeanspruchung der Pfähle;
2. Anordnung schräger Zugpfähle als wirkungsvollster H -Kraft-Aufnahme;
3. keine Zusatzbeanspruchung der Pfähle durch Hängenbleiben des Bodens beim Fortbaggern der Sohle;
4. Heranziehen des Bodenkörpers zwischen den Pfählen zur Aufnahme des waagrecht Schubs durch Abschirmwirkung der Rostplatte;
5. Erhöhte Tragfähigkeit der Pfähle bei gleicher Länge.

Nachteil: Kosten für die längere und stärkere Spundwand.

Lage der Spundwand hinten. Vorteil: Verringerung der Spundwandlänge und der Horizontalkräfte auf das Bauwerk. Nachteil: Verringerung der Pfahl-lasten wegen Knickbeanspruchung, Vergrößerung des Füllraumes bei Schleusen, Schwierigkeiten bei der Entfernung des Bodens unter der Rostplatte.

Lage der Spundwand zwischen den Pfählen ist selten.

Die Neigung der Spundwand ist lotrecht oder schräg (aber nur im beschränkten Maße, da schwer zu rammen). Zur Verringerung der freien Länge wird der Spundwandkopf herabgezogen und auf eine Mauerschürze aufgelagert.

e) **Breite der Pfahlrostplatte.** Sie steht im umgekehrten Verhältnis zum Jochabstand, der zweckmäßig nicht unter 1,25 m gewählt werden sollte. Näherungsweise wird man die Rostplattenbreite so festlegen, daß die Resultierende der äußeren Kräfte bei Ansatz der größten H -Kräfte ungefähr in die Richtung der schrägen Druckpfähle fällt.

Da durch Verbreiterung der Rostplatte nur die senkrechten, aber nicht die waagrecht äußeren Kräfte vermehrt werden, kann die Richtung der Resultierenden dadurch in beliebigem Maße beeinflusst werden.

3. Konstruktive Ausbildung¹.

a) **Allgemeine Gesichtspunkte** für die konstruktive Ausbildung von Pfahlrostbauwerken sind klare und einfache Kräfteübertragung und einfache Herstellungsmöglichkeit (Abb. 20).

b) **Anschluß der Pfähle.** Grundformen für den Anschluß von Druck- und Zugpfählen in Holz sind die hölzerne Verzimderung, die eiserne Konstruktion, meist aber die Beton- und Stahlbetonkonstruktion. Die Druckpfähle werden in den Beton etwa 0,30 m, die Zugpfähle 0,80—1,00 m eingebunden. Die Überdeckung beträgt 0,20—0,30 m. Die Ausbildung des Zugpfahlkopfes zeigt die Abb. 19a.

Bei Stahlbetonpfählen werden für den Anschluß von Druck- und Zugpfählen die Eisen der Köpfe freigeschlagen, abgebogen und in die Platte einbetoniert.

Stahlruckpfähle werden mit einem geflochtenen Stahlkorb bzw. verbreitertem Kopf zur Innehaltung der Betondruckspannungen einbetoniert (Abb. 19 b). Stahlzugpfähle erhalten im Beton eine besondere Bearbeitung des Kopfes (Abb. 19 b, c). Holz- und Stahlpfähle können auch unmittelbar zu Böcken verbunden werden.

c) **Pfahlrostplatte.** Die Verteilung der Pfähle unter der Pfahlrostplatte geht aus der Abb. 20 hervor. Die Ausbildung der Platte in Holz, Stahl und Beton ist veraltet. Man verwendet heute bei Stützbauwerken fast ausschließlich Stahlbeton in einer Stärke von etwa 0,60—1,30 m bei Rippenkörpern und bis 2,00 m bei Winkelkörpern. Trennungsfugen werden im Abstand von 15—25 m angeordnet. Die Höhe der Rostplatte ist bei Holzpfählen durch das NW gegeben. Bei Stahl- und Stahlbetonpfählen ist die wirtschaftlichste Höhenlage (häufig in

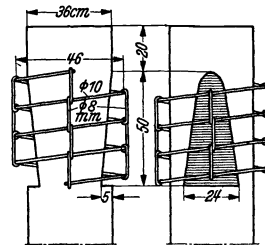
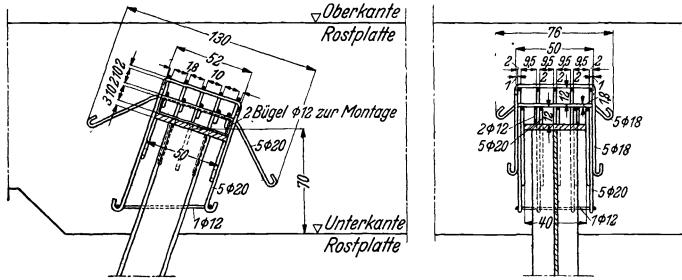


Abb. 19 a.

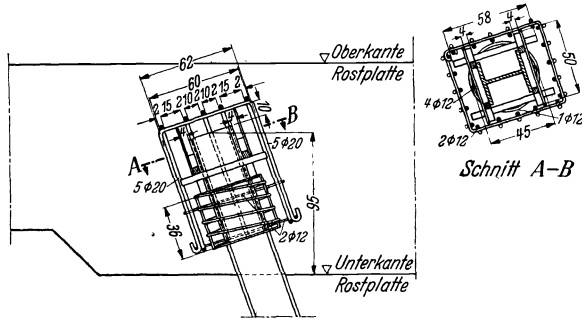
¹ AGATZ u. Mitarbeiter: Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Berlin 1931. — BRENNECKE-LOHMEYER: Der Grundbau. 3 Bände. Berlin 1938, 1930, 1931. — XVI. Intern. Schiffahrtkongreß Brüssel 1935. Bericht 104—114.

Höhe des Grundwassers vor oder während des Baues) jeweils zu bestimmen. Bei hintenliegender Spundwand gilt für Stahlpfähle wegen der Korrosionsgefahr das gleiche wie für Holzpfähle.

d) **Aufbau.** Als Aufbau unterscheidet man den massiven Körper (bei Stützbauwerken mit einer Mauerbreite an der Oberkante von etwa 0,80—1,20 m) und

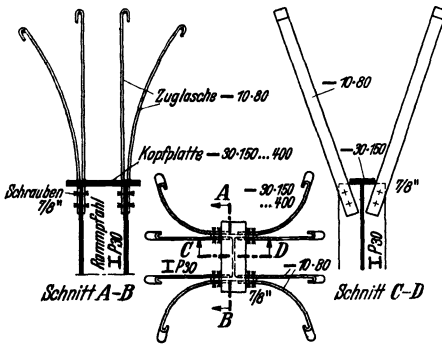


Druckpfahlverankerung



Zugpfahlverankerung

Abb. 19 b.



Druck-Zugpfahlverankerung

Abb. 19 c.

den biegefesten Körper. Bei Stützbauwerken wird in letzterem Fall der einheitliche Winkelkörper und der Rippenkörper verwendet. Der hintere Anzug des Aufbaues beträgt etwa 1 : 5 bis 1 : 10, der Rippenabstand etwa 3,50—5,00 m und die Rippenbreite etwa 0,40—1,20 m. Der Aufbau wird gegen Beschädigungen durch Schiffsstöße durch Fender und Reibhölzer geschützt.

e) **Anschluß der Spundwand.** Der Spundwandkopf wird entweder fest bei horizontaler und vertikaler Belastung oder beweglich bei nur horizontaler Belastung an die

Pfahlrostplatte angeschlossen. Eine einwandfreie Übertragung der Kräfte ist wegen der Wirkung auf die Verbiegung der Wand besonders zu gewährleisten. Vornliegende Spundwände werden durch Vorziehendes Aufbaues geschützt.

f) **Ausrüstung.** Eine obere Abdeckung durch Natursteine sowie eine Verblendung der Mauer ist meist entbehrlich, da sich zwischen ihr und dem darunterliegenden Beton doch häufig eine Fuge bildet. Besser ist die Herstellung eines einheitlichen Körpers, wenn nötig unter Verwendung von Basaltsplitt für die vom Verkehr stark beanspruchten Teile oder stählernem Kantenschutz. Bei Stützbauwerken werden Poller etwa im Abstand von 25—50 m angebracht. Haltekreuze und Halteringe werden in zwei oder drei Höhenlagen, im Tidegebiet gewöhnlich in Höhe des MHW und 1—2 m darüber befestigt, Steigeleitern im Abstand von 50—60 m. Ferner sind Kranschienen, gegebenenfalls auch Reibepfähle, Reibehölzer, Fender, Kabel- und Rohrgräben u. a. erforderlich.

4. Statische Untersuchungen.

Zweck der statischen Untersuchungen ist die Bestimmung der zweckmäßigen Anordnung der Pfähle, der Pfahlkräfte, der zusätzlichen Pfahlkräfte infolge Durchbiegung der Pfähle, der Abmessungen der Spundwand, der Abmessungen der Rostplatte, Rippe und der Abschlußwand und der Grundbruchsicherheit. Zur Berechnung dieser Größen sind die Oberkante des Geländesprunges, die Höhenlage der Rostplatte, die Lage der Sohle vor dem Bauwerk, die senkrechten und waagrechten Auflasten, das Raumgewicht γ und der Reibungswinkel ϱ der verschiedenen anstehenden Bodenschichten und damit die Größe des Erddruckes und Erdwiderstandes, unter Umständen auch die Kohäsion k , die freien Wasserstände und die dazugehörigen Grundwasserstände und damit die Größe des Wasserdruckes gegeben.

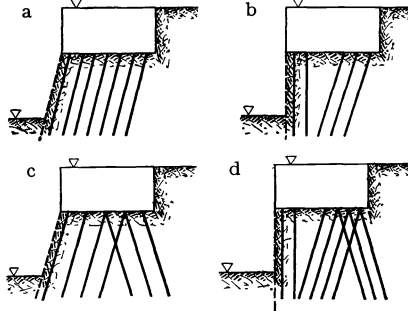


Abb. 20.

a) **Ermittlung der in den Pfählen auftretenden Kräftewirkungen** (Druck-, Zug- und Biegebungsbeanspruchungen).

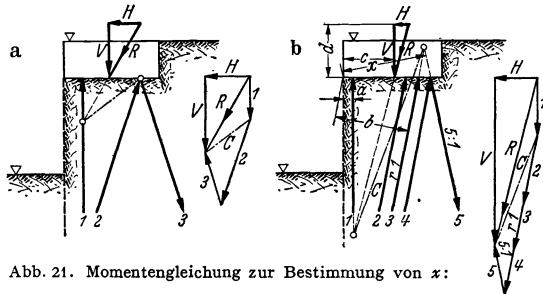


Abb. 21. Momentengleichung zur Bestimmung von x :

$$V \cdot c - H \cdot d - \sum_1^3 S \cdot b - S_1 \cdot a + S_6 \cdot x = 0.$$

Die Belastung eines Pfahlrostes kann durch lotrechte und waagrechte Kräfte (V und H) hervorgerufen werden. Dabei sind folgende Fälle zu unterscheiden:

Sind die Pfähle in den Köpfen und Spitzen frei (gelenkig) aufgelagert, so entstehen in den Pfählen Druck- und Zugbeanspruchungen je nach der Lage der Pfahlachsen zur Richtung der äußeren Kräfte und Biegebungsbeanspruchungen wenn die Pfähle unmittelbar seitlich durch Erddruck belastet werden. Sind die Pfähle an den Spitzen und Köpfen eingespannt oder an einem Ende

eingespannt und am andern frei aufgelagert, so treten zu den genannten Druck- und Zugbeanspruchungen noch die infolge der [Einspannungen hervorgerufenen Biegebungsbeanspruchungen hinzu, die jedoch gewöhnlich vernachlässigt werden können, da sie meist unerhebliche Werte annehmen.

Die in den Pfählen auftretenden Zug- und Druckkräfte können nach folgenden Verfahren ermittelt werden: Ist die Pfahlrostplatte statisch bestimmt, d. h., auf drei gelenkig angeschlossenen Pfählen gelagert, so ergeben sich die Pfahlkräfte durch Zerlegen der Resultierenden R (aus V und H der äußeren Belastung) in die Richtung der Pfähle, also Zerlegung einer Kraft nach drei Richtungen mit Hilfe des CULMANN-Verfahrens (Abb. 21a). Bei Pfahlrosten mit überwiegender lotrechter Belastung ($V > 5H$) und statisch unbestimmter Lagerung können die

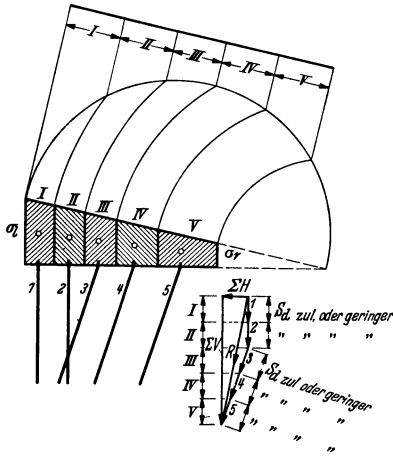


Abb. 22.

Pfahlkräfte *näherungsweise* für die erste überschlägliche Berechnung aus R mit Hilfe der Spannungsfläche (Abb. 22 und 49) bestimmt werden. Bei hohen Pfahlrosten mit unbestimmter Lagerung und großen H -Kräften ist für die überschlägliche Berechnung das CULMANN-Verfahren (Abb. 21 b), für die genaue Berechnung die elastische Formänderung der Pfähle zu verwenden.

Die Ermittlung der Pfahlkräfte nach der Spannungsfläche liefert nur dann ein statisch genaues Ergebnis, wenn der Pfahlrost entweder nur aus Lotpfählen oder aus gleich geneigten Schragpfählen besteht und wenn die Pfahlhöhe und der Baustoff für alle Pfähle der gleiche ist.

Für den Entwurf des Pfahlrostes sind die Näherungsmethoden und das später beschriebene Verschiebungsverfahren zu verwenden. Für die Nachrechnung eines gegebenen Pfahlrostes eignen sich die Näherungsverfahren und die Berechnung

nach NÖKKENTVED. Jedoch erhält man genaue Ergebnisse nur mit den elastischen Verfahren.

a) Ermittlung der Pfahlkräfte mit Hilfe der Spannungsfläche (Abb. 22). Entwurf:

1. Lage der Resultierenden aus V und H der Belastungen des Pfahlrostes in der Pfahlrostplatte ermitteln,

2. Ermittlung der Randspannungen σ_l und σ_r :

$$\sigma_l = \frac{V}{b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right), \quad \sigma_r = \frac{V}{b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right);$$

3. Spannungsfläche (= V -Kraftfläche) auftragen;

4. Anzahl und Neigung der Pfähle festsetzen;

5. Aufteilen der Spannungsfläche in Streifen, so daß im Kräfteck gleich große Pfahlkräfte entstehen;

6. die Lage der Pfahlköpfe ist durch den Schwerpunkt der Streifen gegeben. *Nachrechnung.* 1. bis 3. wie vor.

4. Die Spannungsfläche wird durch die Mittellinie zwischen den Pfahlköpfen in einzelne Streifen geteilt, wenn es nicht möglich ist, eine flächengleiche Zerlegung vorzunehmen.

5. Projektion der Streifenlasten auf die Pfahlrichtung im Kräfteck.

β) Ermittlung der Pfahlkräfte durch Zerlegung einer Kraft in drei Richtungen nach CULMANN¹ (Abb. 21). *Entwurf:* Ermittlung der Pfahlanzahl im Kräfteplan. Die Resultierende der äußeren Kräfte wird in einem Kräfteck nach drei Richtungen zerlegt. Man wählt hierzu die Neigungen der drei Pfahlgruppen und der C -Geraden

¹ AGATZ, A.: Kampf des Ingenieurs. Berlin 1936, S. 171.

Tabelle 4. Übersicht über die Berechnungsmöglichkeiten mit der Zerlegung einer Kraft in drei Richtungen.

Gegeben	Gesucht	Bemerkungen
3 Pfahlneigungen Lage der 3 Pfahlköpfe	3 Pfahlkräfte	Zur Nachrechnung
3 Pfahlneigungen Lage von 2 Pfahlköpfen 1 Pfahlkraft = S_{zul} .	Lage von 1 Pfahlkopf 2 Pfahlkräfte	Zum Entwurf
2 Pfahlneigungen Lage von 2 Pfahlköpfen 2 Pfahlkräfte = S_{zul} .	1 Pfahlneigung Lage von 1 Pfahlkopf 1 Pfahlkraft	Möglichkeit beschränkt, da die gesuchte Pfahlneigung innerhalb der ramntechnisch ausführbaren Neigungen bleiben muß. Ermittlung der Pfahlneigung am besten graphisch
1 Pfahlneigung Lage von 2 Pfahlköpfen 3 Pfahlkräfte = S_{zul} .	2 Pfahlneigungen Lage von 1 Pfahlkopf	Wie vor

(d. h. also die Pfahlzahl einer Gruppe) und teilt nach der Zerlegung die erhaltenen 3 Kräfte durch 75—90 % der zulässigen Pfahlkräfte, je Joch, um die Anzahl der Pfähle zu erhalten. Das Verfahren wird für die Resultierenden der anderen Belastungsfälle wiederholt, wobei die Neigung der C-Geraden noch ein zweites Mal neu gewählt werden kann. Für jede Pfahlgruppe wird alsdann die größte erhaltene Pfahlzahl angesetzt.

Ermittlung der Pfahlstellung im Lageplan. Man ordnet einer Pfahlgruppe, meist die vorderen lotrechten Druckpfähle, soweit solche vorgesehen, nach konstruktiven Gesichtspunkten (Entfernung a , Abb. 21 b) an und schneidet die Resultierende mit der Schwerlinie dieser Pfahlgruppe. Zieht man eine Parallele zur C-Geraden des Kräfteplanes durch diesen Punkt, dann müssen sich die Schwerlinien der anderen beiden Pfahlgruppen auf dieser Parallelen in einem Punkt K schneiden. Wiederholt man dieses Verfahren für die Resultierende eines zweiten Belastungsfalles, so ist der Punkt K als Schnittpunkt zweier C-Geraden festgelegt. Es ist nicht gesagt, daß die auf diesem Wege erhaltenen Pfahlroste konstruktiv immer befriedigen. Sie hängen von der im Kräfteplan getroffenen Wahl der beiden C-Geraden ab. Diese müssen gegebenenfalls entsprechend abgeändert werden. Daher ist es häufig einfacher, zuerst die Entfernung a_k (Abb. 28) und die Stellung der drei Pfahlachsen nach Abb. 20 und S. 830 anzunehmen und das System an Hand der erhaltenen Pfahlzahlen aus dem Kräfteplan zu verbessern.

Das Verfahren kann auch rechnerisch durch Aufstellung einer Momentengleichung durchgeführt werden. Man hat bei einer Resultierenden R freie Wahl bei der Anordnung zweier Pfahlgruppen, z. B. der beiden Druckpfahlgruppen. Um den Zugpfahl voll zu belasten, stellt man dann mit den zulässigen Pfahlkräften die Momentengleichung um einen beliebigen Punkt auf, in der die Entfernung des Zugpfahles als Unbekannte x auftritt. $V \cdot c - H \cdot d - \sum_2^4 S \cdot b - S_1 \cdot a + S_5 \cdot x = 0$, wobei S die zulässigen Pfahlkräfte sind. Den aus dieser Gleichung erhaltenen Wert für die Entfernung x setzt man dann in das Pfahlssystem ein.

Da die vordere, bei Stützbauwerken meist senkrechte Pfahlgruppe im allgemeinen durch konstruktive Rücksichten gegeben sein wird, verfährt man zweckmäßig in der Art, daß man die Resultierende der schrägen Druckpfähle so verschiebt, bis die zwangsmäßig sich ergebende Resultierende der Zugpfähle eine zweckmäßige Lage im Gesamtrost einnimmt (siehe B 2 b). Die voraussichtliche Breite und damit das Gewicht des Pfahlrostes muß anfangs geschätzt werden.

Nachrechnung. Im Lageplan:

1. Ersatz der drei Pfahlgruppen durch ihre Schwerlinien;
2. Schnitt der Resultierenden der äußeren Kräfte mit einer Schwerlinie;
3. Schnitt der anderen beiden Schwerlinien;
4. Zeichnen der C-Geraden durch die beiden Schnittpunkte.

Im Kräfteplan:

5. Zerlegung von R nach Gruppe 1 und C;
 6. Zerlegung von C nach Gruppe 2 und 3;
 7. Teilen der drei Kräfte durch die jeweilige Anzahl der Pfähle.
- γ) Ermittlung der Pfahlkräfte mit Hilfe der elastischen Formänderung (Verfahren nach OSTENFELD und NÖRKENTVED, nur zur Nachrechnung¹).

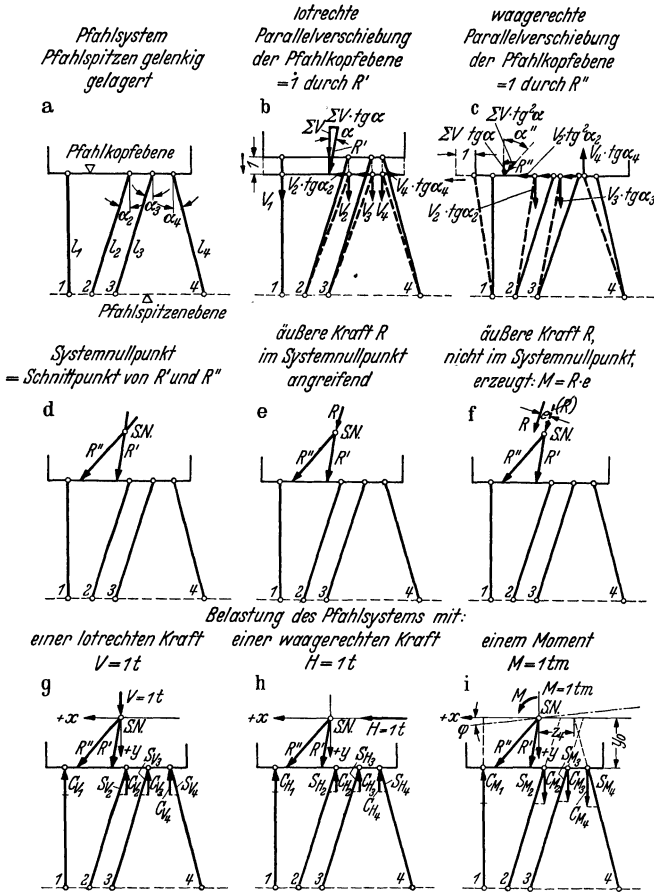


Abb. 23.

Allgemeine Erläuterungen. Das Pfahlrostsystem eines Pfahlrostbauwerkes (Abb. 23a) wird unter der Einwirkung einer äußeren Belastung eine Bewegung erleiden, die als Drehung um einen Drehpunkt aufgefaßt werden kann. Diese Drehung kann zerlegt werden in eine Parallelverschiebung in lotrechter Richtung, eine Parallelverschiebung der Pfahlkopfebene in waagerechter Richtung und eine

¹ OSTENFELD: Berechnung von Pfahlrosten. Beton u. Eisen 1922. — NÖRKENTVED: Berechnung von Pfahlrosten. Berlin 1928. — FRIESEN, B.: Bollwerke und Kaimauern des Stettiner Hafens in statischer und wirtschaftlicher Beziehung. Leipzig 1933. — HEDDE, P.: Einflußlinien zur statischen Untersuchung der Grundbauwerke. Bauing. 10 (1929) S. 1.

Drehung um einen zunächst unbekanntem, zu ermittelnden Drehpunkt (Systemnullpunkt), durch die eine Schräglage der Pfahlkopfebene entsteht.

Folgende Annahmen werden weiterhin getroffen: Die Einsenkung der Pfahlspitzen in den Baugrund ist elastisch oder gleich Null (starre Unterlage). Die elastische Formänderung der Rostplatte kann gegenüber der elastischen Formänderung der Pfähle vernachlässigt werden (starrer Aufbau). Die Längenänderung eines Pfahles wächst geradlinig mit der Belastung (elastische Pfähle).

Die Tatsache, daß der Pfahl in Wirklichkeit elastisch in den Boden einsinkt, kann durch Einführung einer vergrößerten rechnerischen Pfahlänge berücksichtigt werden. Der Umstand, daß der Pfahl nicht nur am Fuße, sondern auf seine ganze Länge im Boden aufgelagert ist, führt dagegen zu einer Verkürzung der rechnerischen Länge. Bei dreieckförmigem Erddruck beträgt das Verkürzungsmaß etwa $\frac{1}{3}$. Die endgültige rechnerische Pfahlänge L ist unter Beachtung dieser Gesichtspunkte einzusetzen: $L = \frac{2}{3} l + EF \frac{S}{P}$. S = elastische Senkung der Pfahlspitze im Boden unter der Last P (aus dem Lastsenkungsdiagramm der Probelastung), l = wirkliche Pfahlänge. Nimmt man zunächst die Parallelverschiebung der Pfahlkopfebene in lotrechter Richtung gleich ι und dann die Parallelverschiebung der Pfahlkopfebene in waagrechter Richtung ebenfalls gleich ι an, so kann man die aus der Längenänderung jedes Pfahles infolge der beiden Parallelverschiebungen entstehenden Kräfte in jedem Pfahl ermitteln.

Die resultierende Kraft (R') (Abb. 23b u. c) aus den Pfahlkräften infolge der senkrechten Parallelverschiebung $= \iota$ schneidet sich mit der resultierenden Kraft (R'') aus den Pfahlkräften infolge der waagrecht Parallelverschiebungen $= \iota$. Der Schnittpunkt von R' und R'' ist der Nullpunkt des Pfahlsystems $S.N.$ (Abb. 23d). Kräfte, die im Systemnullpunkt angreifen, verursachen nur parallele Verschiebungen. Ist ρ der Abstand des Nullpunktes von einer Pfahlachse, so wird der Ausdruck $J = \Sigma \frac{EF}{L} \rho^2$ (Abb. 25c), genannt das Trägheitsmoment des Pfahlsystems, zum Minimum.

Läßt man die Pfahlkopfebene im Systemnullpunkt sich um einen Winkel ϕ drehen, so entstehen ebenfalls Längenänderungen der Pfähle und infolge dieser Längenänderung Kräfte in den Pfählen.

Läßt man nun eine äußere Kraft von der Größe, Richtung und Lage der genannten Resultierenden R' wirken, so entsteht eine Parallelverschiebung in lotrechter Richtung $= \iota$, entsprechend infolge einer äußeren Kraft R'' eine Parallelverschiebung in waagrechter Richtung $= \iota$. Ebenso kann auf die Pfahlkopfebene eine Kraft wirken, die die Pfahlkopfebene im Systemnullpunkt um den Winkel ϕ dreht.

Wirkt daher auf ein Pfahlsystem eine beliebig gerichtete Belastung, so kann die hierdurch entstehende lotrechte und waagrechte Parallelverschiebung und Drehung der Pfahlkopfebene (im Systemnullpunkt) ermittelt werden, und aus der sich ergebenden Längenänderung der Pfähle kann die der Belastung entsprechende Pfahlkraft ermittelt werden (Abb. 23e u. f).

Die Lage des Systemnullpunktes ist abhängig von der Lage der einzelnen Systemnullpunkte jeweils zweier Pfahlgruppen mit verschiedenen Neigungen. Für Pfahlroste mit nur zwei Neigungen ist der Systemnullpunkt der Schnittpunkt der beiden Gruppenachsen. Man kann daher die Fläche, innerhalb derer sich der Systemnullpunkt bei drei Pfahlrichtungen bewegen muß, dadurch festlegen, daß man den Systemnullpunkt für je zwei Pfahlrichtungen bestimmt. Innerhalb der drei auf diese Weise erhaltenen Teilsystemnullpunkte muß der gesamte Nullpunkt des Systems liegen, und zwar im Falle, daß sämtliche Pfahlgruppen gleiche Anzahl der Pfähle, den Dreiecksseiten entsprechende Länge und gleichen Querschnitt der Pfähle besitzen, als Schwerpunkt der Seiten des Dreiecks 123. Ist dies nicht der Fall, so verschiebt sich der Nullpunkt in den auf Abb. 24 gegebenen Richtungen, worin $\iota + \alpha$

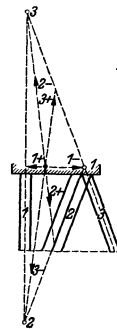


Abb. 24.

bedeutet, daß die Pfahlgruppe 1 überwiegt, 1 —, daß die Pfahlgruppe 1 schwächer ist als die übrigen usw. Der Wert oder das Gewicht der Eckpunkte ist näherungsweise durch die Anzahl der sich schneidenden Pfähle angeben.

Die Stärke einer Gruppe wächst mit der Anzahl und dem Querschnitt der Pfähle und nimmt ab mit der Länge der Pfähle.

Die Gleichung für einen Pfahl n lautet bei freier Auflagerung beider Pfahlenden nach OSTENFELD-NÖKKENTVED, und zwar für die lotrechte Pfahlkraftkomponente:

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = C_{Vn} \cdot V + C_{Hn} \cdot H + C_{Mn} \cdot M$$

(Abb. 23g—i), wobei C_{Vn} = Faktor, der die lotrechte Kraftkomponente des Pfahles n infolge der lotrecht wirkenden Belastung V angibt (lotrechte Komponente der Pfahlkraft infolge der Belastung $V = 1$ im Systemnullpunkt), C_{Hn} = Faktor, der die lotrechte Kraftkomponente des Pfahles n infolge der waagrecht wirkenden Belastung H angibt (lotrechte Komponente der Pfahlkraft infolge einer Belastung $H = 1$ im Systemnullpunkt), C_{Mn} = Faktor, der die lotrechte Kraftkomponente des Pfahles n infolge des Momentes aus V und H , bezogen auf den Nullpunkt des Pfahlsystems, angibt (lotrechte Komponente der Pfahlkraft infolge eines Momentes $M = 1$ um den Nullpunkt).

Die Ableitung von C_V , C_H und C_M geht von der elastischen Formänderung eines Pfahles aus.

aa) Ermittlung der in den Pfählen auftretenden Kräfte infolge einer Parallelverschiebung der Pfahlkopfebene in lotrechter, waagrechter und beliebiger Richtung = 1 und infolge einer Drehung der Pfahlkopfebene im Systemnullpunkt um den Winkel φ .

Unter Berücksichtigung der elastischen Formänderung ist eine Pfahlkraft allgemein

$$S_n = E_n \cdot F_n \cdot \frac{\lambda_n}{l_n}$$

$$\begin{aligned} E_n &= \text{Elastizitätsmodul des Pfahles } n, \\ F_n &= \text{mittlerer Querschnitt des Pfahles } n, \\ \lambda_n &= \text{absolute Längenänderung des Pfahles } n, \\ l_n &= \text{Länge des Pfahles } n, \\ S_n &= \text{Pfahlkraft,} \\ \alpha_n &= \text{Pfahlneigung gegen die Senkrechte.} \end{aligned}$$

Bei der *lotrechten* Parallelverschiebung der Pfahlkopfebene = 1 wird die Längenänderung für den Pfahl n :

$$\lambda_n = 1 \cdot \cos \alpha_n \quad (\text{Abb. 25a}).$$

Bei der *waagrechten* Parallelverschiebung der Pfahlkopfebene = 1 wird die Längenänderung für den Pfahl n :

$$\lambda_n = 1 \cdot \sin \alpha_n \quad (\text{Abb. 25b}).$$

Bei einer *schrägen* Parallelverschiebung in der Richtung η gegen die Senkrechte um den Betrag 1 wird die Längenänderung für den Pfahl n :

$$\lambda_n = 1 \cos (\eta - \alpha_n) \quad (\text{Abb. 25d}).$$

Daraus ergeben sich folgende Kraftkomponenten für den Pfahl n :

bei *lotrechter* Parallelverschiebung = 1

$$S_n = \frac{E_n \cdot F_n}{l_n} \cdot 1 \cdot \cos \alpha_n$$

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = \frac{E_n \cdot F_n}{l_n} \cdot \cos^2 \alpha_n = v_n,$$

$$S_n \cdot \sin \alpha_n = v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n.$$

Liegen alle Pfahlspitzen in gleicher Höhe und beträgt der Höhenunterschied zwischen dieser und der Pfahlkopfebene h , so ist

$$l_n = \frac{h}{\cos \alpha_n} \quad \text{und} \quad v_n = \frac{E_n \cdot F_n}{h} \cos^3 \alpha_n.$$

Haben sämtliche Pfähle gleiches E und F , so ist EF/h konstant und kann fortfallen, da es später immer im Zähler und Nenner erscheint. Es ist dann $v_n = \cos^3 \alpha_n$.

Bei waagrechter Parallelverschiebung = 1

$$S_n = \frac{E_n \cdot F_n}{l_n} \cdot 1 \cdot \sin \alpha_n,$$

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = \frac{E_n \cdot F_n}{l_n} \cdot \cos \alpha_n \cdot \sin \alpha_n = v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n,$$

$$S_n \cdot \sin \alpha_n = v_n \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha_n.$$

Die entsprechenden Ansätze gelten bei einer schrägen Parallelverschiebung um η und die Strecke 1

$$S_n = \frac{E_n F_n}{l_n} \cos (\eta - \alpha_n)$$

$$S_n \cos \alpha_n = \frac{E_n F_n}{l_n} \cos \alpha_n \cos (\eta - \alpha_n)$$

$$= v_n \frac{\cos (\eta - \alpha_n)}{\cos \alpha_n}$$

$$S_n \sin \alpha_n = v_n \operatorname{tg} \alpha_n \frac{\cos (\eta - \alpha_n)}{\cos \alpha_n}$$

$$S_n = \frac{E_n F_n}{l_n} \cos (\eta - \alpha_n)$$

bei konstantem E , F und h :

$$S_n = \cos (\eta - \alpha_n) \cos \alpha_n.$$

Bei einer Drehung der Pfahlkopfebene im Systemnullpunkt um den Winkel φ kann die Längenänderung bei kleinem Winkel φ

$$\lambda_n = \varphi \cdot z_n \cdot \cos \alpha_n$$

gesetzt werden (Abb. 25c). Daraus ergibt sich:

$$S_n = \frac{E_n \cdot F_n}{l_n} \cdot \rho_n \cdot \varphi$$

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = v_n \cdot z_n \cdot \varphi$$

$$S_n \cdot \sin \alpha_n = v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n \cdot z_n \cdot \varphi.$$

Aus obigem ergibt sich allgemein für die lotrechte Kraftkomponente des Pfahles n :

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = v_n + v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n + v_n \cdot z_n \cdot \varphi,$$

wenn die Pfahlkopfebene eine lotrechte Parallelverschiebung = 1, eine waagrechte Parallelverschiebung = 1 und eine Drehung im Systemnullpunkt um den Winkel φ erleidet. Nach Berechnung der Werte v_n bestimmt man die Lage des Nullpunkts:

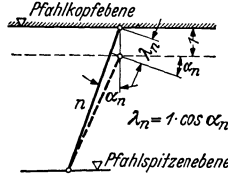
$$\operatorname{tg} \alpha' = \frac{\sum v_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\sum v_n} \quad \operatorname{tg} \alpha'' = \frac{\sum v_n \operatorname{tg}^2 \alpha_n}{\sum v_n \operatorname{tg} \alpha_n} \quad (\text{Abb. 26}).$$

Die Lage des Systemnullpunktes, bezogen auf ein durch die Vorderkante der Mauer gelegtes rechtwinkliges Achsenkreuz, ist bestimmt durch die Koordinaten (Abb. 26):

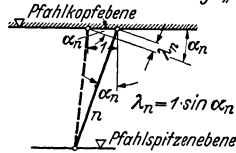
$$a'_0 = \frac{\sum v_n a_n}{\sum v_n} \quad a''_0 = \frac{\sum v_n a_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\sum v_n \operatorname{tg} \alpha_n} \quad c = a'_0 - a''_0$$

$$y_0 = \frac{c}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} \quad a_0 = a''_0 + y_0 \operatorname{tg} \alpha'',$$

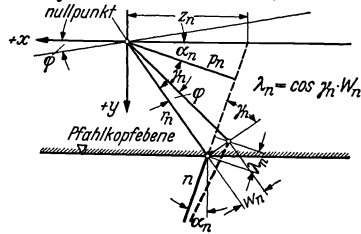
a lotrechte Parallelverschiebung = 1"



b waagrechte Parallelverschiebung = 1"



c Drehung um den Systemnullpunkt um den Winkel „φ“



d schräge Parallelverschiebung = 1" unter dem Winkel η

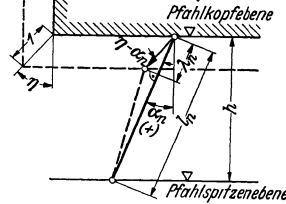


Abb. 25.

wobei a_n = waagrechter Abstand der Pfahlköpfe von der senkrechten Koordinatenachse, d. h. also von der Vorderkante der Mauer.

bb) Ermittlung der in den Pfählen auftretenden Kräfte infolge einer äußeren Belastung V, H, M .

Lotrechte Parallelverschiebung:

für den Pfahl n ist $S_n \cdot \cos \alpha_n = v_n$,

für die Pfähle 1 bis n ist $\Sigma S_n \cdot \cos \alpha_n = \Sigma v_n = R' \cdot \cos \alpha'$,

für den Pfahl n ist daher

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = R' \cdot \cos \alpha' \cdot \frac{v_n}{\Sigma v_n}$$

Waagrechte Parallelverschiebung:

für den Pfahl n ist $S_n \cdot \sin \alpha_n = v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n$

für die Pfähle 1 bis n ist $\Sigma S_n \cdot \sin \alpha_n =$

$$\Sigma v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n = R' \cdot \cos \alpha'$$

für den Pfahl n ist daher

$$S_n \cdot \sin \alpha_n = R' \cdot \cos \alpha' \cdot \frac{v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n}{\Sigma v_n \cdot \operatorname{tg} \alpha_n}$$

Drehung um den Winkel φ :

für den Pfahl n ist $S_n \cdot \cos \alpha_n = v_n \cdot z_n \cdot \varphi$

hier ist $\varphi = M/J$, wenn $J = \Sigma v_n \cdot z_n^2$ (Abb. 25c) ist,

und $z_n = a_n - y_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha_n$.

Daraus:

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = v_n \cdot \frac{M}{J} (a_n - y_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha_n),$$

aus den drei letzten Ansätzen folgt:

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = R' \cdot \cos \alpha' \cdot \frac{v_n}{\Sigma v_n} + R'' \cdot \cos \alpha'' \cdot \frac{v_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n} + v_n \cdot \frac{M}{J} \cdot (a_n - y_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha_n)$$

Wird in dieser Gleichung R' und R'' durch V und H ersetzt, so läßt sich die in einem Pfahl infolge V, H und M der Belastung auftretende Kraft bestimmen. Für den Pfahl n ist:

$$R'_n \cdot \cos \alpha'_n \cdot \frac{v_n}{\Sigma v_n} = V \cdot \frac{v_n}{\Sigma v_n} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha_n}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} = V \cdot C_{Vn}$$

$$R''_n \cdot \cos \alpha''_n \cdot \frac{v_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n} = V \cdot \frac{v_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha'}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'}$$

da

$$V \cdot \frac{v_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n} = H \cdot \frac{v_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\operatorname{tg} \alpha_n \cdot \Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n},$$

so wird:

$$R''_n \cdot \cos \alpha''_n \cdot \frac{v_n \operatorname{tg} \alpha_n}{\Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n} = H \cdot \frac{v_n}{\Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha'}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} = H \cdot C_{Hn}$$

Daraus ergibt sich mit $x_n = a_0 - a_n$:

$$S_n \cdot \cos \alpha_n = V \cdot \frac{v_n}{\Sigma v_n} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha_n}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} + H \cdot \frac{v_n}{\Sigma v_n \operatorname{tg} \alpha_n} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha'}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} + \frac{M}{J} \cdot v_n \cdot (x_n - y_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha_n) = V \cdot C_{Vn} + H \cdot C_{Hn} + M \cdot C_{Mn}$$

Die rechnerische Ermittlung der Pfahlkräfte wird zweckmäßig in Tabellenform durchgeführt. Außer den Druck- und Zugkräften bzw. den Druck- und Zugspannungen der Pfähle eines Pfahlrostbauwerkes ist je nach den Verhältnissen die Knicksicherheit der Pfähle, die Biegungsbeanspruchung und Durchbiegung der Pfähle und die Scherbeanspruchung der Pfähle zu untersuchen.

δ) Entwurf des Pfahlrosts nach dem Verschiebungsverfahren¹. Da Momente immer zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung der Pfähle einer Gruppe infolge

¹ AGATZ, A.: Proc. Amer. Soc. civ. Engrs. 65 (1939) S. 114.

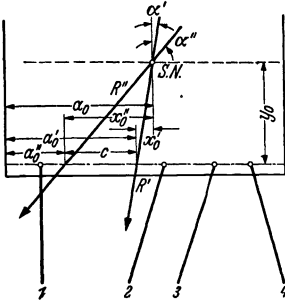


Abb. 26.

Verdrehung des Aufbaues führen, erscheint es zweckmäßig, Pfahlroste zu untersuchen, die beim ungünstigsten Lastfall nur eine *Verschiebung* erfahren. Damit das System diese Forderung erfüllt, muß sein Nullpunkt auf der in Frage kommenden äußeren Resultierenden R liegen. Man bringt R mit der Kraft R_η zur Deckung, die eine Verschiebung des Pfahlrostes um den zunächst unbekanntem Winkel η erzeugt und die deswegen durch den Nullpunkt geht. Das folgende Verfahren ist eine Abänderung des CULMANN-Verfahrens in zwei Punkten. Erstens sind die zulässigen Pfahlkräfte nicht in allen drei Richtungen gleich groß; zweitens ergeben die drei Pfahlkraftresultierenden durch geeignete Wahl von η stets ein gerades Vielfaches der zulässigen Pfahlkräfte.

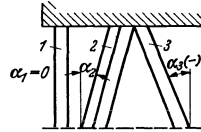


Abb. 27.

Es sollen Systeme mit 3 Pfahlneigungen unter der Voraussetzung untersucht werden, daß h , F und E konstant sind. Die Gruppen werden mit 1, 2, 3 bezeichnet (Abb. 27). Die Pfahlkräfte S der Gruppen 1 und 3 für eine bestimmte Verschiebung werden in Bruchteilen der jeweiligen Pfahlkraft von Gruppe 2 ausgedrückt.

$$S_2 = \cos(\eta - \alpha_2) \cos \alpha_2 \quad (1)$$

$$\frac{S_1}{S_2} = n, \quad \frac{S_3}{S_2} = m$$

$$S_1 = n \cdot S_2 = n \cdot \cos(\eta - \alpha_2) \cos \alpha_2 = \cos(\eta - \alpha_1) \cos \alpha_1 \quad (2)$$

$$S_3 = m \cdot S_2 = m \cdot \cos(\eta - \alpha_2) \cos \alpha_2 = \cos(\eta - \alpha_3) \cos \alpha_3 \quad (3)$$

Hierbei bedeuten bei m und n positive Vorzeichen Druck und negative Vorzeichen Zug. Bei α gelten die Vorzeichen gemäß Abb. 25 d und 27. Aus den Gl. (2) und (3) kann man verschiedene Beziehungen zwischen α_1 , α_2 , α_3 , η , m und n ableiten, z. B.:

Fall a:

Gegeben: n , m , α_1 , α_2

Gesucht: η , α_3

$$\operatorname{tg} \eta = \frac{\cos^2 \alpha_1 - n \cdot \cos^2 \alpha_2}{n \cdot \cos \alpha_2 \sin \alpha_2 - \cos \alpha_1 \sin \alpha_1} \quad (4)$$

und für $\alpha_1 = 0$

$$\operatorname{tg} \eta = \frac{1 - n \cdot \cos^2 \alpha_2}{n \cdot \cos \alpha_2 \cdot \sin \alpha_2} \quad (4a)$$

$$\cos 2 \alpha_3 = \frac{p \pm \operatorname{tg} \eta \cdot \sqrt{1 - p^2 + \operatorname{tg}^2 \eta}}{1 + \operatorname{tg}^2 \eta} \quad (5)$$

$$p = 2 m \cdot (\cos^2 \alpha_2 + \operatorname{tg} \eta \sin \alpha_2 \cos \alpha_2) - 1$$

In den Gl. (4), (4a) und (5) kann n durch m bzw. umgekehrt und α_1 durch α_3 bzw. umgekehrt ersetzt werden. Man erhält dann η und α_1 .

Fall b:

Gegeben: $\alpha_1 = 0$, α_2 , α_3 , m

Gesucht: η und n

$$\operatorname{tg} \eta = \frac{\cos^2 \alpha_2 - m \cdot \cos^2 \alpha_3}{-\sin \alpha_2 \cos \alpha_3 + m \sin \alpha_3 \cos \alpha_2} \quad (6)$$

$$n = \frac{1}{\cos \alpha_2 \cdot (\operatorname{tg} \eta \sin \alpha_2 + \cos \alpha_2)} \quad (7)$$

Fall c:

Gegeben: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \eta$

Gesucht: m, n

$$n = \frac{\cos(\eta - \alpha_1) \cdot \cos \alpha_1}{\cos(\eta - \alpha_2) \cdot \cos \alpha_2} \quad (8)$$

für $\alpha_1 = 0$

$$n = \frac{\cos \eta}{\cos(\eta - \alpha_2) \cdot \cos \alpha_2} \quad (8a)$$

$$m = \frac{\cos(\eta - \alpha_3) \cdot \cos \alpha_3}{\cos(\eta - \alpha_2) \cdot \cos \alpha_2} \quad (9)$$

Da die Gl. (8a) und (9) für den Entwurf von Pfahlrosten von besonderer Bedeutung sind, wurden sie tabellarisch ausgewertet (Tabelle 5). Es zeigt sich, daß der Vorteil der Momentenfreiheit durch schlechte Ausnützung zweier Pfahlgruppen erkauft wird. Das Verfahren ist aber wertvoll, um Pfahlroste mit geringen oder vorher festgelegten Momenten zu konstruieren. Gruppe 3 erhält nur Zug, wenn

$$\eta > 90 + \alpha_3 \quad (10)$$

Die zulässige Belastung eines Druckpfahles pro lfd. m Kaje sei S_2 , dann sind wenn der Pfahlrostaufbau keine Verdrehung durchmachen soll:

$$S_1 = n \cdot S_2 \quad \text{und} \quad S_3 = m \cdot S_2 \quad (11)$$

Gelingt es nun, die drei Achsen der Pfahlgruppen des Systems so zu legen, daß die nach dem CULMANN-Verfahren ermittelten Lasten der Gruppen jeweils ganze Vielfache von S_1 bzw. S_2 bzw. S_3 sind, dann liegt der Systemnullpunkt, auf der Resultierenden, auf die das CULMANN-Verfahren angewendet wurde. Die Anordnung der Pfähle um eine Gruppenachse kann dann beliebig erfolgen, jedoch muß die Pfahlanzahl jeder Gruppe gleich dem oben erwähnten ganzen Vielfachen von S und die Gruppenachse die Schwerachse der Pfähle sein.

Es sollen im folgenden nur die Systeme mit $\alpha_1 = 0$ untersucht werden.

Tabelle 5 dient dazu, die bei den gewählten Pfahlneigungen α_1, α_2 und α_3 möglichen Ausnutzungsziffern m und n und danach mittels eines Kräfteplanes die Pfahlzahl a, b, c zu ermitteln. Dabei ist

a = Anzahl der Lotpfähle (Gruppe 1)

b = Anzahl der schrägen Druckpfähle (Gruppe 2)

c = Anzahl der Zugpfähle (Gruppe 3).

Gewöhnlich werden die Strecken 1, 2 und 3 im Kräfteplan nicht in ganze Vielfache von S_1, S_2 und S_3 zerlegt werden können, sondern es werden bei zwei Strecken Reststücke bleiben. Man würde in diesem Fall ein, wenn auch geringes Moment um den Nullpunkt erhalten. Will man dies vermeiden, so nimmt man die nächstliegenden ganzen Vielfachen a, b oder c und berechnet mit diesen Werten ein verbessertes m, n und η .

Aus der Bedingung, daß die der Größe und Richtung nach bekannte äußere Resultierende R und die Kräfte $b \cdot S_2, a \cdot n \cdot S_2$ und $c \cdot m \cdot S_2$ ein Viereck mit vorgeschriebenen Richtungen der Seiten bilden und gleichzeitig die Gl. (6) und (7) erfüllt sein sollen, erhält man m und n in Abhängigkeit von den Pfahlneigungen $\alpha_1 = 0, \alpha_2, \alpha_3$, der Anzahl der Pfähle a, b, c und der Richtung der Resultierenden β (β = Neigungswinkel der äußeren Resultierenden R gegen die Vertikale) (Abb. 28).

Tabelle 5. Ausnutzung von Pfahlrostsystemen mit 3 Pfahlrichtungen.
Vorzeichen von m und n : + Druck, - Zug.

Gruppe Nr.	1		2		3		η	Ausnutzungsziffern	
	Neig.	α_1	Neig.g:1	α_2	Neig.h:1	α_3		für Gruppe 1	für Gruppe 3
1	$\infty:1$	0°	3:1	$18^\circ 28'$	-3:1	$-18^\circ 28'$	75°	-0,110	+0,495
2	"	"	"	"	"	"	80°	-0,309	+0,384
3	"	"	"	"	"	"	85°	-0,585	+0,231
4	"	"	"	"	"	"	90°	-1,000	+0,000
5	"	"	"	"	-4:1	$-14^\circ 2'$	80°	-0,151	+0,384
6	"	"	"	"	"	"	85°	-0,403	+0,231
7	"	"	"	"	-5:1	$-11^\circ 19'$	80°	-0,050	+0,384
8	"	"	"	"	"	"	85°	-0,286	+0,231
9	"	"	"	"	-6:1	$-9^\circ 28'$	80°	+0,020	+0,384
10	"	"	"	"	"	"	85°	-0,204	+0,231
11	"	"	4:1	$14^\circ 2'$	-3:1	$-18^\circ 28'$	80°	-0,353	+0,440
12	"	"	"	"	"	"	85°	-0,699	+0,276
13	"	"	"	"	-4:1	$-14^\circ 2'$	80°	-0,173	+0,440
14	"	"	"	"	"	"	85°	-0,482	+0,276
15	"	"	"	"	-5:1	$-11^\circ 19'$	80°	-0,057	+0,440
16	"	"	"	"	"	"	85°	-0,341	+0,276
17	"	"	"	"	-6:1	$-9^\circ 28'$	80°	+0,023	+0,440
18	"	"	"	"	"	"	85°	-0,243	+0,276
19	"	"	5:1	$11^\circ 19'$	-3:1	$-18^\circ 28'$	80°	-0,391	+0,488
20	"	"	"	"	"	"	85°	-0,804	+0,316
21	"	"	"	"	-4:1	$-14^\circ 2'$	80°	-0,191	+0,488
22	"	"	"	"	"	"	85°	-0,552	+0,316
23	"	"	"	"	-5:1	$-11^\circ 19'$	80°	-0,063	+0,488
24	"	"	"	"	"	"	85°	-0,391	+0,316
25	"	"	"	"	-6:1	$-9^\circ 28'$	80°	+0,026	+0,488
26	"	"	"	"	"	"	85°	-0,279	+0,316
27	"	"	6:1	$9^\circ 28'$	-3:1	$-18^\circ 28'$	80°	-0,449	+0,528
28	"	"	"	"	"	"	85°	-0,884	+0,354
29	"	"	"	"	-4:1	$-14^\circ 2'$	80°	-0,208	+0,528
30	"	"	"	"	"	"	85°	-0,616	+0,354
31	"	"	"	"	-5:1	$-11^\circ 19'$	80°	-0,069	+0,528
32	"	"	"	"	"	"	85°	-0,436	+0,354
33	"	"	"	"	-6:1	$-9^\circ 28'$	80°	+0,028	+0,528
34	"	"	"	"	"	"	85°	-0,312	+0,354

Zwischenwerte für η , m und n können eingeschaltet werden.

$$\text{ctg } \beta = \frac{V}{H} \tag{12}$$

$$m = \frac{-\sin 2\alpha_2 + \frac{2b}{a} \cdot [\cos \alpha_2 - \sin \alpha_2 \text{ctg } \beta] \cos \alpha_2 \cos \alpha_3 \sin [\alpha_2 - \alpha_3]}{\sin 2\alpha_2 + \frac{2c}{a} \cdot [\cos \alpha_2 - \sin \alpha_2 \text{ctg } \beta] \cos \alpha_2 \cos \alpha_3 \sin [\alpha_2 - \alpha_3]} \tag{13}$$

Ist $\beta = 90^\circ$, dann ist $\text{ctg } \beta = 0$, also $V = 0$ und

$$m_h = \frac{-\sin 2\alpha_2 + \frac{2b}{a} \cos^2 \alpha_2 \cos \alpha_3 \sin [\alpha_2 - \alpha_3]}{\sin 2\alpha_2 + \frac{2c}{a} \cos^2 \alpha_2 \cos \alpha_3 \sin [\alpha_2 - \alpha_3]} \tag{13a}$$

η kann nach Gl. (6) ermittelt werden, wobei das errechnete m mit Vorzeichen einzusetzen ist.

$$n = \frac{1}{2} \cdot \frac{-\sin 2\alpha_2 + m \sin 2\alpha_2}{\cos \alpha_2 \cos \alpha_3 \sin [\alpha_2 - \alpha_3]} \tag{14}$$

Die anteilige Last eines schrägen Druckpfahles pro lfd. m infolge R erhält man aus der Gleichung

$$S_2 = \frac{H}{c \cdot m \cdot \sin \alpha_3 + b \cdot \sin \alpha_2} \tag{15}$$

Nach Gl. (11) ist $S_1 = n \cdot S_2$ und $S_3 = m \cdot S_2$.

Der Tangens des Neigungswinkels der CULMANN-Geraden s gegen die Horizontale ist

$$k = \frac{V - a \cdot S_1}{H} \tag{16}$$

Die CULMANN-Gerade s schneidet sich mit der äußeren Resultierenden R auf der Lotpfahlgruppenachse.

Auf der CULMANN-Geraden s muß der Kreuzungspunkt K der Achsen der Gruppen 2 und 3 liegen. Die Wahl von K auf s kann nach technischen Gesichtspunkten erfolgen.

Erzwingung einer bestimmten Lage des Systemnullpunktes auf R .

Will man erreichen, daß der Systemnullpunkt auf einer ganz bestimmten Stelle der Resultierenden R liegt, dann legt man durch diesen Punkt eine beliebig große und beliebig gerichtete Kraft, zweckmäßig eine Horizontalkraft H' und wendet auf sie das Verfahren zum zweitenmal an. Man ermittelt m_h nach Gl. (13a) und n_h nach Gl. (14).

$$k_h = \frac{-n_h \cdot a}{c \cdot m_h \cdot \sin \alpha_3 + b \cdot \sin \alpha_2} \tag{17}$$

Die der Kraft H' entsprechende CULMANN-Gerade s_h wird durch den Schnittpunkt von H' mit der Achse der Lotpfahlgruppe unter der Steigung k_h eingetragen. Der Schnittpunkt von s und s_h ist der gesuchte Punkt K (Abb. 28).

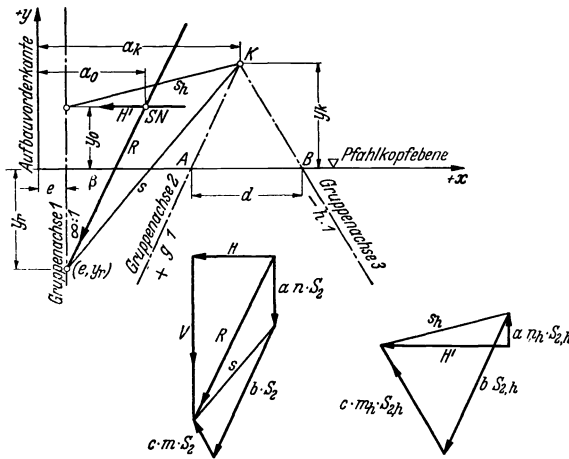


Abb. 28.

Allgemein gilt: Zu sämtlichen Kräften R , die sich im Nullpunkt SN schneiden, gehören CULMANN-Gerade s , die sich ebenfalls in einem Punkt K schneiden. SN und K sind eindeutig einander zugeordnet. An Stelle von H' kann daher auch die Resultierende R_2 eines anderen Belastungsfalles des Bauwerkes genommen werden. Am zweckmäßigsten legt man den Nullpunkt derart, daß er so zwischen den Resultierenden der verschiedenen Belastungsfälle liegt, daß nicht zu große Momente entstehen.

Erzwingung einer bestimmten Gestaltung des Pfahlrostes.

Ist aus konstruktiven Gründen (Abb. 20) ein bestimmter Abstand d der Schnittpunkte A und B der Gruppenachsen mit der Pfählkopfenebene (Abb. 28) gegeben, so

errechnen sich die Werte a_k und y_0 aus folgenden Gleichungen:

$$\begin{cases} a_k = \frac{y_k - y_r}{k} + e \\ y_0 = y_k - k_h \cdot (a_k - e) \end{cases} \quad (18)$$

Dabei ist auf das Vorzeichen von y_r zu achten (wenn unter der Rostplatte, dann ist y_r negativ einzuführen).

k ergibt sich nach Gl. (16) und k_h nach Gl. (17), e wird nach technischen Gesichtspunkten gewählt.

Mit y_0 ist der Systemnullpunkt, da er auch auf R liegt, eindeutig bestimmt.

$$y_k = d \cdot \frac{g \cdot h}{h - g} \quad (19)$$

a_k und y_k bestimmen die Lage des Kreuzungspunktes. Sie sind oft auch schon durch die Zeichnung gegeben. Das Verfahren ist auch anwendbar auf Pfahlroste, bei denen ein oder zwei Lastfallresultierende ganz bestimmte Momente M um den Systemnullpunkt erzeugen sollen. Das System wird dann so entworfen, daß die Resultierenden zu Beginn um den Abstand M/R parallel verschoben werden. Der zusätzliche Einfluß des Momentes auf die Pfahlkräfte beträgt bei gleichem E , F und h aller Pfähle: $\frac{p_n \cos \alpha_n}{\sum p_n^2 \cos \alpha_n} M$ (Abb. 25c). Die Zulassung eines geringen Moments ist zu empfehlen, da sonst gemäß Tabelle 5 zwei Pfahlgruppen zu schlecht ausgenützt werden.

Rechnungsgang.

Bekannt: Höhenlage des Pfahlrostes, Jochbreite, zulässige Höchstbelastung des einzelnen Zug- und Druckpfahles je lfd. m Mauer = zulässige Pfahlbelastung/Jochbreite, Länge und Querschnitt der Pfähle.

Gesucht: Breite des Pfahlrostes und damit Resultierende der äußeren Vertikalkräfte, Neigung der Pfähle, Zahl der Pfähle, Belastung der Pfähle, Anordnung der Pfähle.

1. Überschlägliche Ermittlung der Resultierenden $\max H$ (größte resultierende Horizontalkraft einschl. Pollerzug) für eine geschätzte Rostplattenbreite.

2. Wahl der Pfahlneigungen.

3. Wahl der Resultierenden V (größte resultierende Vertikalkraft einschl. Auflasten) so, daß R ungefähr in die Richtung der schrägen Druckpfähle fällt (durch Annahme der Rostbreite).

4. Ermittlung der erforderlichen Pfahlanzahlen (a , b , c) mittels Krafteck Abb. 21 und S. 834/35, wobei die zulässigen Pfahlkräfte der Richtungen 1 und 3 mit etwa 75 % und die der Richtung 2 mit etwa 90 % anzusetzen sind. Die Zahl a der Lotpfähle ist zu schätzen.

5. Ermittlung des genauen Wertes m nach Gl. (13). Ermittlung von η nach Gl. (6). Nachprüfung der Bedingung $\eta > 90 + \alpha_3$.

6. Ermittlung des genauen Wertes n nach Gl. (14).

7. Ermittlung der Belastung S_2 eines schrägen Druckpfahles je lfd. m Mauer nach Gl. (15) und der Belastung S_1 und S_3 nach Gl. (11).

8. Ermittlung der CULMANN-Geraden s , deren Neigung nach Gl. (16) zu errechnen ist.

9. Fall a: *Erzwingung einer bestimmten Gestaltung des Pfahlrostes durch Annahme von $d = \frac{e}{2} (b-c)$ wenn e = Pfahlabstand.* Ermittlung von y_k , y_0 und a_k nach Gl. (18), (19) oder graphisch.

Fall b: *Erzwingung einer bestimmten Lage des Systemnullpunktes als Angriffspunkt von H' .* Ermittlung von m_h nach Gl. (13a) und n_h nach Gl. (14) für eine Belastung H' .

10. (nur Fall b). Neigung der CULMANN-Geraden s_h nach Gl. (17).

11. (nur Fall b). Ermittlung des Kreuzungspunktes K als Schnittpunkt von s (nach 8) und s_h .

12. Anordnung der Pfähle um die Achsen nach konstruktiven Gesichtspunkten. Hierbei wird oft eine Änderung der Achsen notwendig werden, da das nach dem Verschiebungsverfahren erhaltene System nicht immer konstruktiv einwandfrei ist (Abb. 20). Kleinere Momente sind dabei vorteilhaft, da sie eine bessere Ausnützung der Pfahlgruppe 1 und 3 zur Folge haben.

13. Nachrechnung für die Lastfälle $\min V + \max H$ und $\max V + \min H$. Nachweis der Pfahllasten näherungsweise nach CULMANN (S. 834), genauer nach NÖKKENTVED (S. 835).

e) Berechnung tiefliegender und völlig in Erde eingebetteter Pfahlroste¹ (Abb. 29). Die Voraussetzungen für die Berechnung eines Pfahlrostes nach der elastischen

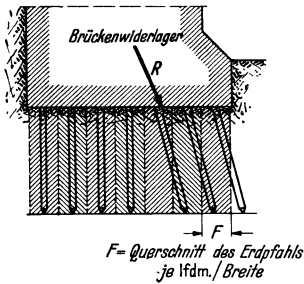


Abb. 29.

Methode sind am besten bei hohen und freistehenden Pfahlrosten erfüllt, während besonders bei niedrigen Pfahlrosten der Erdkörper selbst als Träger herangezogen wird. Man berechnet daher die niedrigen Pfahlroste noch vorwiegend mit Hilfe des Spannungstrapezes. Mit zunehmender Kenntnis des elastischen Verhaltens des Bodens besteht aber die Möglichkeit, die Berechnungsweise nach der elastischen Formänderung auch auf solche Pfahlroste anwenden zu können. Ist nämlich aus einem Lastsenkungsdiagramm die Bettungsziffer $C = q/s$ (wobei $q = \text{Belastung des Bodens in kg/cm}^2$, $s = \text{Einsenkung der Last in cm in den Boden}$) bekannt, so kann man den Körper außer von den eigentlichen Pfählen mit bekanntem

Elastizitätsmaß E zusätzlich noch von Erdpfählen getragen denken, indem man sich den Raum zwischen den wirklichen Pfählen in einzelne Säulen mit den Grundflächen F (Prismen) aufteilt und jede dieser Grundflächen als Querschnitt eines Erdpfahles ansieht. Die Last, die von einem Erdpfahl getragen wird, ist dann $Q = CFs$. Der Last v bei NÖKKENTVED entspricht die Last $v_E = CF$. Dieser v_E -Wert für die Erdpfähle ist den übrigen v -Werten zuzuzählen. Man erhält als Ergebnis die Belastung der wirklichen und der Erdpfähle. Durch Auftragung der von den einzelnen Erdpfählen übernommenen Last und Verteilung nach dem Spannungstrapez erhält man die Druckverteilung auf die Sohle des Bauwerkes.

b) Ermittlung der in dem Aufbau auftretenden Kräftewirkungen (Abb. 30) (Druck-, Zug- und Biegebungsbeanspruchungen, Durchbiegung der Rostplatte). Der Stahlbetonaufbau besteht aus einer Stahlbetonplatte, die die einzelnen Pfähle zum einheitlichen Pfahlrost fest verbindet, und einer senkrechten vorderen Abschlußwand, die mit der Rostplatte durch Rippen oder Schrägen verbunden ist. Je nach der Belastung der eisernen Spundwand schließt an die Rostplatte nach unten eine Betonschürze an, durch die die freie Länge der Spundwand und damit ihre Beanspruchung herabgesetzt wird. Das Pollerfundament (sofern der Poller nicht in der Kajevorderkante auf der Abschlußwand steht oder als selbständiger Erdpoller ausgebildet wird) ist mit den Rippen und der Rostplatte biegezugfest verbunden.

Die statische Untersuchung der einzelnen Teile des Stahlbetonrippenkörpers wird folgendermaßen durchgeführt.

a) Rostplatte. Die auf das Pfahlrostbauwerk wirkenden Kräfte werden durch die Rostplatte in der Pfahlkopfebene auf die Pfähle übertragen. Die Rostplatte wird daher durch die Pfahlkräfte S_a bis S_p und durch die auf die Rostplatte wirkenden Belastungen (Erddruck E_1 bis E_3 , Wasserdruck W_1 und W_2 , Auftrieb, Auflasten u. a.) beansprucht. Ferner ist die Auflagerkraft der Spundwand A und die Einwirkung des Pollerzuges P auf die Rostplatte festzustellen.

Untersuchung der Platte in Längsrichtung (parallel zur Vorderwand). Über jeder Pfahlreihe wird ein Nebenbalken angenommen, der die Höhe der Platte hat und als Balken auf mehreren Stützen (Rippen) mit einer Spannweite gleich dem

¹ AGATZ, A.: Kampf des Ingenieurs. Berlin 1936, S. 197.

Rippenabstand berechnet wird. Die Anzahl der Felder hängt von der Aufteilung der Kajemauer in Baublöcke (Baublocklänge) ab. Die Momente infolge stark unterschiedlicher Streifenlasten dürfen dabei miteinander ausgeglichen werden. Bügel werden allgemein nicht angeordnet, dafür Aufbiegungen.

Untersuchung der Platte in Querrichtung (senkrecht zur Vorderwand). Die Scherkräfte zwischen den einzelnen Nebenbalken müssen durch eine Bewehrung in der Querrichtung verteilt werden. Außerdem untersucht man den pfahlfreien Teil der Rostplatte als allseitig gestützte Platte. Das vorhandene Moment bestimmt man nach der Plattentheorie. Da außer diesem Moment noch Axialzug A

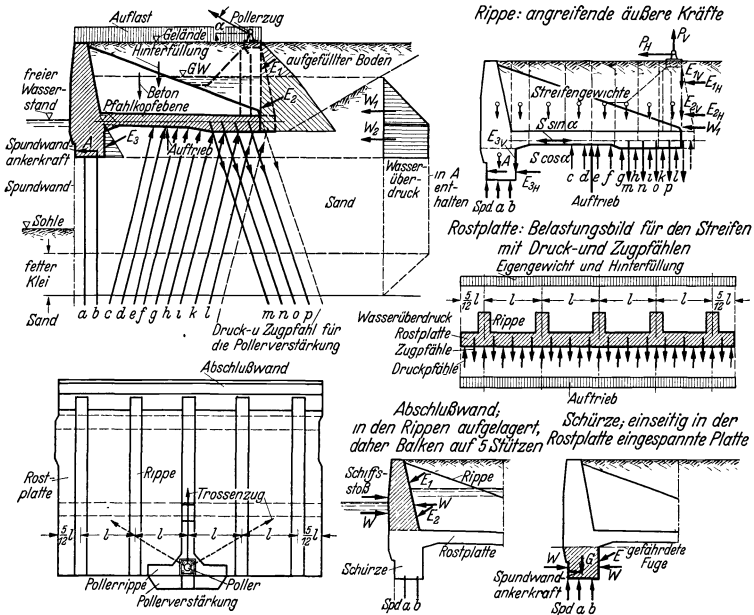


Abb. 30.

(infolge Horizontalkomponente der Pfähle) vorhanden ist, ist die Platte im Bereich der Spundwand auf Biegung und Axialzug nach den bekannten Verfahren zu berechnen (LÖSER, MÖRSCH), wobei ein Zusammenwirken mit der Rippe (Plattenbalken) angenommen werden kann, oder auf Zug zusätzlich zu bewehren. Soweit die Schubspannungen unter 4 kg/cm^2 bleiben, ist es zweckmäßig, keine Aufbiegungen vorzunehmen. Jedoch müssen zur guten Einführung der Druckkräfte über den Druckpfählen Aufbiegungen (am besten Zulageeisen) angeordnet werden.

Ist die Rostplatte in eine hölzerne oder eiserne Verbundkonstruktion aufgelöst, so sind die einzelnen Konstruktionsglieder (Zangen und Holme) entsprechend ihrer statischen Lagerung zu untersuchen.

β) *Vordere Abschlußwand.* Auf die vordere Abschlußwand wirken die Auflast von rückwärts der Erddruck der Hinterfüllung und der waagerechte Wasserüberdruck sowie von vorn der waagerechte Schiffsstoß. Die vordere Abschlußwand ist ebenfalls auf den Rippen lagernd angenommen und daher gleichfalls eine Platte auf mehreren Stützen, entsprechend der Baublöcklänge. Zur Auflagerung der Platte auf den Rippen sind durchgehende Eisen der Rippenbewehrung in die Wand einzuführen. Der Widerstand gegen Schiffsstöße ist nachzuweisen und durch reichliche Eiseneinlagen zu gewährleisten. Man teilt die Mauer in

einzelne Abschnitte (Anzahl je nach Höhe der Mauer) und rechnet sie als Balken auf mehreren Stützen (Rippen) mit einer gleichmäßigen ständigen Last (waagrechter Erddruck und Wasserüberdruck). Als Balkenhöhe ergibt sich die für jeden Abschnitt gemittelte Mauerbreite und als Belastung die entsprechende gemittelte Belastungsfläche.

γ) Rippe. Die Rippe ist als ein in der vorderen Abschlußwand eingespannter Kragträger zu berechnen und als Rechteck- oder Plattenbalkenquerschnitt je nach der Richtung der Momente einzusetzen. Die Beanspruchungen in den einzelnen Querschnitten der Rippe werden aus sämtlichen äußeren Kräften einschließlich der Pfahlkräfte ermittelt, indem die Momente rechts oder links vom jeweils zu untersuchenden Querschnitt ausgerechnet werden. Eine Kontrolle erhält man dadurch, daß die Momente rechts und links vom Schnitt gleich sein müssen. Geringe Unterschiede werden sich infolge Rechnungsungenauigkeiten stets ergeben. Die waagrecht wirkenden Kräfte aus den Schrägpfählen sind ebenso wie die unmittelbar auf Rostplatte und Rippe wirkenden waagrecht wirkenden Kräfte aus Erd- und Wasserdruck einzusetzen. Der Querschnitt ist auf Biegung und Normaldruck zu untersuchen.

Der Ansatz der einzelnen äußeren Kräfte ist einfach bis auf den Erddruck, der von Geländehöhe bis Rostplattenunterkante in der senkrechten Ebene in Rostplattenhinterkante wirkt. Der waagrechte Erddruck kann bis zur vorderen Abschlußwand noch in dem Augenblick übertragen werden, wo die Bewegung des Bauwerkes beginnt, d. h., wo sich die Angriffsebene des Erddruckes bildet. Da die Rippen in der Richtung des waagrecht wirkenden Erddruckes liegen, ist es möglich, daß an den Rippenaußenflächen durch Reibungsübertragung der waagrecht wirkende Erddruck bereits aufgenommen wird, also nicht in voller Größe bis zur vorderen Abschlußwand wirkt. Um die möglichen Grenzbeanspruchungen zu erfassen, d. h., um die größtmöglichen positiven und negativen Biegemomente zu finden, wird der waagrecht wirkende Erddruck oberhalb der Rostplatte sowohl rechts als auch links von den einzelnen untersuchten Rippenquerschnitten eingesetzt oder fortgelassen, je nachdem, ob ein größeres positives oder negatives Moment entsteht. (Normalkräfte beachten!)

Die lotrechten Komponenten des Erddruckes müssen bei der Bemessung der Rippen dann als nicht vorhanden angesehen werden, wenn im Ruhezustand, wo der Erddruck fast waagrecht wirken kann, eine ungünstigere Beanspruchung der Rippen eintreten kann. Das ist fast immer der Fall. Ist die Einwirkung der lotrechten Komponenten des Erddruckes auf den Pfahlrost groß, so müssen die Pfahlkräfte auch ohne Berücksichtigung der lotrechten Erddruckkomponenten ermittelt werden. Ist sie gering, so kann sie überhaupt vernachlässigt werden.

δ) Betonschürze. Auf die Betonschürzen wirken der Erddruck von Rostplattenunterkante bis Unterseite der Betonschürze und der waagrecht wirkende Wasserüberdruck auf die gleiche Höhe, sowie die Auflagerkraft der Spundwand. Die Betonschürze ist in Rostplatte und Abschlußwand eingespannt. Sie ist also als einseitig eingespannte Platte zu betrachten.

ε) Pollerfundament. Auf das Pollerfundament wirkt der Trossenzug unter einem Winkel, der je nach der Größe der Schiffe und des Wasserstandes verschieden ist. Dieser Zug wird senkrecht zur Vorderkante der Kajemauer angesetzt, wenn die Pollerfundamentenrippe senkrecht zur Kajevorderkante berechnet werden soll. Er wird unter 0 bis 45° zur Kajemauervorderkante angenommen, wenn die Rippen parallel zur Kajemauervorderkante berechnet werden sollen.

c) Berechnung der Spundwand. Die Ermittlung der auf die Spundwand wirkenden, angreifenden und widerstehenden Erddrucke wird in hohem Maße durch den davor- oder dahinterliegenden Pfahlrost beeinflusst. Hierbei ist zu unterscheiden die von der üblichen Form abweichende Verteilung des Erddruckes infolge der Schirmwirkung der Rostplatte oder erzwungener Gleitflächen, die Übertragung der Auflasten durch die Pfähle und die Verminderung des Erddruckes durch die den Boden aussteifenden Pfähle. Dabei muß der Grundsatz im Auge behalten werden, daß die Gesamtsumme des Erddruckes unveränderlich ist. Wenn der Erddruck also infolge des Pfahlrostes oben ermäßigt wird, dann erhöht er sich unten infolge der von den Pfählen ausgehenden Kräfte.

Der Erddruck wird gewöhnlich nach Abb. 31 verteilt. Er wird infolge der Schirmwirkung der Pfahlrostplatte dergestalt vermindert, daß er unmittelbar unter der letzteren gleich Null angenommen werden kann. Erst bei der Berührung der Böschungslinie mit der Spundwand beginnt die Überleitung zum vollen Erddruck, der beim Schnitt der Gleitlinie mit der Spundwand erreicht wird. Voraussetzung für diesen Kräfteansatz ist, daß die gesamte Last der Rostplatte von dem Pfahlrost getragen und infolgedessen der Erddruck unter der Rostplatte durch keine Auflast zusätzlich vergrößert wird.

Bei hochliegenden Pfahlspitzen tritt zu der Grundbelastung ein Zusatzerdruk aus den Pfahlkräften, der fallweise zu ermitteln ist.

Sind die vorderen Pfahlreihen nahe der Spundwand angeordnet, so wird die Spundwand unabhängig davon durch die Pfähle entlastet. Bei gleicher Durchbiegung erhält die Spundwand das Moment

$$M_s = \frac{E_s J_s}{E_p J_p + E_s J_s}$$

und die Pfähle je lfd. m $M_p = M - M_s$, wenn M das größte Biegemoment aus dem Erddruck und dem Wasserüberdruck ist. Jedoch nimmt die Spundwand mindestens den vollen Wasserdruck und den Erddruck, der zwischen Spundwand und erster Pfahlreihe entstehen kann, auf. Letzterer ist nach Abb. 11b, d, e oder f zu ermitteln, wobei $b =$ Abstand der ersten Lotpfahlreihe von der Spundwand ist.

Liegt die Spundwand hinter dem Pfahlrost, so wird der Erddruck nach den bekannten Regeln ermittelt, während der Erdwiderstand im erheblichen Umfange durch den vor der Spundwand stehenden Pfahlrost erhöht wird. Man wird also eine vermehrte Reibung an den Pfählen in Rechnung zu stellen haben, die nur von Fall zu Fall zu schätzen ist, da sie von dem Abstand der Pfähle und der Beschaffenheit des Bodens abhängt.

d) Ermittlung der im Untergrund auftretenden Kräftewirkungen (Standicherheit der Pfahlrostbauwerke und des Untergrundes). Die Standsicherheit eines Pfahlrostbauwerkes und des Untergrundes ist nach den auf S. 810 angegebenen Gesichtspunkten nachzuweisen¹ (Abb. 32). Die Resultierende aus: Den Druckpfahlkräften S , dem Gewicht des Bodens (zwischen den Druckpfählen und innerhalb des Halbmessers R), dem unteren Auflagedruck der Spundwand und E_p wird ermittelt und ihr Abstand e vom Kreismittelpunkt bestimmt. Die Sicherheit ist dann $\eta = \frac{R \cdot \sin \varrho}{e}$, wenn ϱ der Reibungswinkel des Bodens längs der angenommenen Gleitfläche ist.

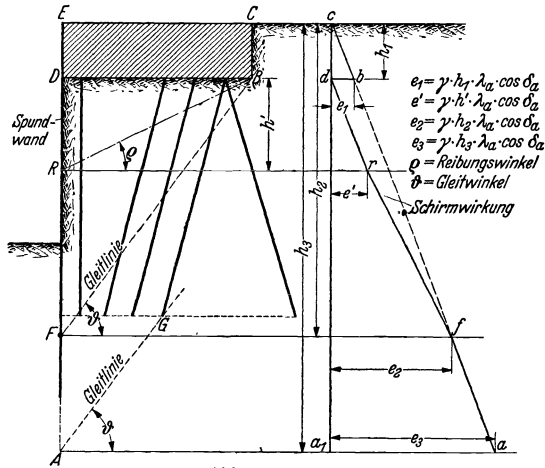


Abb. 31.

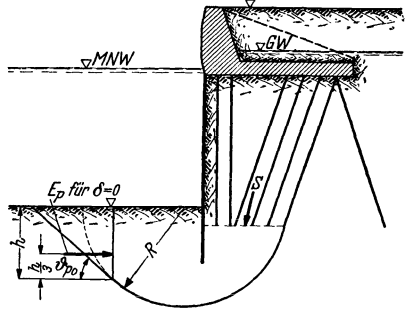


Abb. 32.

¹ KREY, H.: Erddruck, Erdwiderstand, 5. Aufl. Berlin 1936, S. 166.

C. Massiv gegründete Bauwerke.

1. Gründungsarten¹.

a) Gründung in offener Baugrube.

Die Gründung von Bauwerken in offener Baugrube kann in jedem Stadium einwandfrei überwacht werden.

α) Allgemeine Anordnung der Baugrube und der Wasserhaltung.

Gründung auf dem Lande. Baugrube mit Böschungen. Die Anordnung von Bermen ist abhängig von der Standfestigkeit des Bodens, der Tiefe der Baugrube, der Baustelleneinrichtung, den Kosten für Herstellung und Unterhaltung und der Bauzeit.

Baugrube zwischen Spundwänden oder I-Trägern mit hölzernen Bohlen. Die Spundwände oder I-Träger werden ausgesteift oder verankert. Häufig wird teilweise geböschet und dann gerammt. Die Stelle des Überganges ist durch einen Kostenvergleich zu finden.

Gründung im freien Wasser. Eine offene Baugrube im freien Wasser kann durch Spundwände oder Fangedämme (Abb. 7) hergestellt werden. Bei offenen Baugruben im freien Wasser kommt es im wesentlichen auf die Dichtung der Anschlüsse zwischen Spundwand bzw. Fangedamm und Sohle und der seitlichen Anschlüsse an bestehende Bauwerke, sowie auf die Aufnahme des Wasserdruckes an. Das freie Wasser bzw. das Grundwasser kann aus der Baugrube durch eine offene Wasserhaltung mit Sammelgräben und Pumpensumpf oder Grundwasserabsenkung entfernt werden. Letztere ist ausfahrbar bis zu einem Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens $k > 10^{-2}$ bis 10^{-3} cm/sec.

β) Grundsätze für die Bemessung einer Grundwasserabsenkungsanlage². Die Absenkungsgleichung für einen einzelnen Brunnen lautet:

$$z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} (\ln x - \ln r).$$

Hieraus ergibt sich die Wassermenge für den Einzelbrunnen

$$q = \frac{\pi \cdot k \cdot (H^2 - h^2)}{\ln R - \ln r}.$$

Das Fassungsvermögen eines Einzelbrunnens (Brunnenleistung) beträgt nach SICHARDT

$$\max q = 2 \pi r \cdot \frac{1}{15} \sqrt{k} \cdot h' \text{ m}^3/\text{sec.}$$

h' = Höhe der benetzten Filterfläche in m.

z = Höhe des Spiegels in der Entfernung x vom Brunnen.

h = Wasserhöhe im Brunnen während der standigen Entnahme einer sekundlichen Wassermenge q .

r = Brunnenradius.

k = Durchlässigkeitswert.

Die Zuströmung nach der Gleichung erfolgt aus dem Unendlichen und erst im Unendlichen wird $z = H$. In Wirklichkeit wird das Grundwasserbecken schon in näherer Entfernung durch Zuflüsse gespeist. Außerdem ist kein vollständig gleicher Boden vorhanden. Die Absenkung s wird bald so klein, daß sie innerhalb der täglichen Schwankungen liegt.

Bezeichnet man deshalb die praktische Reichweite der Absenkung mit R , dann geht die Absenkungsgleichung über in

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{\pi \cdot k} (\ln R - \ln r),$$

wo H = Höhe des ungesenkten Wasserspiegels über Brunnensohle ist. Bezeichnet man die Größe der Absenkung mit s , dann ist

$$s = H - z$$

$$s = H - \sqrt{h^2 + \frac{q}{\pi \cdot k} (\ln x - \ln r)}.$$

s erreicht seinen Größtwert am Brunnen selbst, d. h. für $x = r$. Es ergibt sich mit der praktischen Reichweite R

$$s_{br} = H - h = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi \cdot k} (\ln R - \ln r)}.$$

¹ XVI. Intern. Schifffahrts-Kongr. Brüssel 1935. Bericht 104—114. — Jb. hafentechn. Ges. Berlin 1918—1937.

² KYRIELEIS-SICHARDT: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin 1930. — DACHLER: Grundwasserstromung. Wien 1936. — Vgl. auch Abschnitt Wasserversorgung und Entwässerung.

Bei diesen Formeln wurde angenommen, daß der Brunnen bis zur wassertragenden Schicht durchgeführt ist. Das ist meist nicht der Fall. Man hat es dann mit unvollkommenen Brunnen zu tun. Die Differenz in den Ergebnissen ist aber so gering, daß man die vereinfachende Annahme einer undurchlässigen Schicht in Höhe der Brunnensohle beibehalten kann. Man bezeichnet also mit H den Abstand des ursprünglichen Grundwasserspiegels bis zur Brunnensohle. Zum Ausgleich für die hierbei etwas zu klein erhaltene Wassermenge wird q um 20% erhöht.

Nach der Absenkungsformel ist der Einfluß von R gering. Eine 100%ige Vergrößerung von R bedingt nur eine 10%ige Erhöhung der errechneten Wassermenge. Die Größe von R kann genügend genau nach SICHARDT zu

$$R = 3000 \cdot s \sqrt{k},$$

worin s = größte Absenkung in m bedeutet, geschätzt werden.

Denselben Einfluß wie eine 100%ige Vergrößerung von R übt aber schon eine 10%ige Vergrößerung von k aus. Deswegen ist eine möglichst genaue Bestimmung des k -Wertes wichtig. Auch der zeitliche Fortschritt der Absenkung hängt vom k -Wert ab.

Eine Schätzung des k -Wertes gibt meist ein zu ungenaues Resultat. Genauere Ergebnisse gibt bei gleichmäßigen Schichten großer Mächtigkeit eine Durchlässigkeitsuntersuchung des Bodens im Laboratorium. Am besten bestimmt man die Ziffer k durch Probeabsenkung und Wasserstandsbeobachtung.

Eine Grundwasserabsenkungsanlage besteht aus mehreren Brunnen. Für jeden Brunnen gilt die Gleichung für Absenkung eines Einzelbrunnens. Bei n Brunnen vom gleichen Radius r und einer gleichen Wasserentnahme q geht die Gleichung des Senkungstrichters für einen Einzelbrunnen über in

$$s^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \dots x_n - \ln r \right)$$

$$Q = n \cdot q.$$

γ) *Ausführungsarten der Wasserhaltung.* Man benützt Pumpen mit Röhrenbrunnen und Tiefbrunnenpumpen.

δ) *Gründungsarten.* Man unterscheidet folgende Gründungsarten in offener Baugrube:

1. *Unmittelbares Aufsetzen* auf guten Baugrund. Die Mindesttiefe der Gründung ist durch die Frostgrenze gegeben (in Deutschland 0,80—1,50 m unter der Oberfläche).

2. *Verbessern* von schlechtem oder ungleichmäßigem Baugrund durch Ersatz schlechten Bodens durch besseren (z. B. Verdrängung von Moorboden durch Sand), Verdichten des Baugrundes (mittels Abwalzen, Einschlämmen, Belasten, Einrütteln, Eintreiben von Sand, Kies, Steinen oder Pfählen, Einbau von Pfeilern aus Sand oder Beton) und Entwässerung (Belastung des Bodens durch Grundwasserabsenkung).

3. *Verbreiterung der Sohle* des Bauwerkes durch Sandschüttung, Sockelgründung, Schwellrost, Plattengründung und umgekehrte Gewölbe.

b) *Brunnengründung* (Abb. 33). Unter Brunnengründung versteht man das Einsenken eines oben und unten offenen Hohlkörpers (Holz, Mauerwerk, Beton, Stahlbeton, Stahl) in den Boden. Der Boden wird mit oder ohne Wasserhaltung aus dem unteren Teil des Hohlkörpers so ausgehoben, daß der Brunnen infolge seines Eigengewichtes (+ Auflast) einsinkt. Um ein Verkanten oder Kippen des Brunnens beim Absenken zu verhüten, wird er häufig in einem Gerüst (Absenkgerüst) geführt. Sitzt der Brunnen in der erforderlichen Tiefe, wird der Hohlraum ganz oder zum Teil mit Beton ausgefüllt.

Die Absenkung des Brunnens ist durch guten und schlechten Boden mit und ohne Grundwasser und im freien Wasser möglich und im wesentlichen davon abhängig, daß keine Hindernisse, wie große Steine oder Holzreste, vorhanden sind. Erreichbare Tiefe ist etwa 50 m. Der Grundriß ist kreisförmig (geringster Reibungswiderstand beim Einsinken) oder rechteckig. Der Längsschnitt der Hohlkörper ist rechteckig, nach oben verjüngt oder abgesetzt (geringerer Reibungswiderstand). Die Wandstärke hängt nicht so sehr vom Erddruck als vielmehr von den Beanspruchungen beim Absenken und dem erforderlichen

Gewicht ab. Der Durchmesser der Hohlräume hängt von der zulässigen Beanspruchung des Baugrundes und dem erforderlichen Arbeitsraum im Brunnen ab. Die Brunnenschnede kann mit oder ohne dreieckige Anschärfung ausgebildet werden.

c) **Schwimmkastengründung** (Abb. 35). Die Schwimmkastengründung kommt für Gründungen im freien Wasser in Frage. Schwimmkästen werden aus Holz,

Stahl, aber vorwiegend aus Stahlbeton hergestellt. Man unterscheidet Einzelschwimmkästen und Gruppenschwimmkästen.

Herstellung von Schwimmkästen:

1. Der Schwimmkasten bleibt auf seiner Unterlage, auf der er betoniert wurde, fest stehen und das Wasser steigt relativ zum Schwimmkasten und seiner Unterlage so hoch, bis der Schwimmkasten sich von der Unterlage abreißt und frei schwimmt (Benutzung von Trockendocks, Schwimmdocks, eisernen Pontons, Absetzdocks). Vorteil: stoßfreies Zuwasserbringen, daher höhere zulässige Spannungen, und Betonierung in waagerechter Lage. Nachteil: oft mangelnde Docktiefe, daher Arbeiterschwerung und Verteuerung.

2. Der Schwimmkasten verläßt die Unterlage und gleitet ins Wasser hinein bzw. wird hinein-

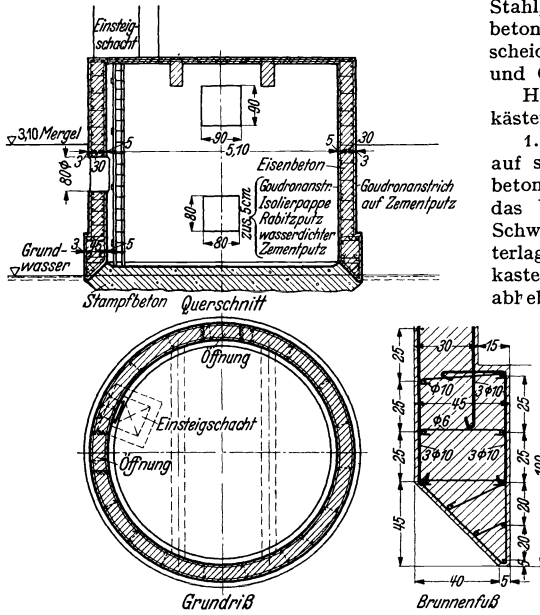


Abb. 33. (Bautechn. Mitt. der Fa. H. Butzer, 2, 1936.)

gehoben (Herstellung auf der Helling, Versetzen mit Kranen, Stapellauf, Kippverfahren). Vorteil: keine Begrenzung der Betonierhöhe.

Die Herstellung und die Einbringungsart der Schwimmkästen ist abhängig von der Größe der Schwimmkästen, den Wasserverhältnissen, den Kosten und den zur Verfügung stehenden Bauanlagen und Geräten an oder in Nähe der Baustelle. Gegebenenfalls kommt eine Trennung von Schwimmkastenfuß und Aufbau in Frage.

Die Form der Schwimmkästen richtet sich nach der Art und Aufteilung des herzustellenden Bauwerkes, z. B. Leuchtturm, Kaje, Mole, Dock, Schleuse, Brückenpfeiler u. a.

Der Grundriß kann rechteckig (Abb. 35) oder kreisförmig sein. Die Größe des Grundrisses ist von der zulässigen Bodenbeanspruchung abhängig. Die Sohlenplatte wird nach vorn und hinten ausgekragt. Ungleichmäßiges Aufsitzen der Schwimmkästen ist bei Bemessung der Sohlenplatte zu berücksichtigen. Der Längsschnitt richtet sich nach dem Verwendungszweck. Man bildet ihn wegen der Schwimmstabilität möglichst symmetrisch aus. Eine Aufteilung in mehrere Zellen mit Versteifungsrippen in einem Abstand von etwa 2—4 m erfolgt bei großen Schwimmkästen und starken Belastungen, aber auch aus Gründen der Bauausführung. Bei Zwischenwänden werden Kästen bis 50 m Länge ausgeführt.

d) **Druckluftgründung** (Abb. 36). Diese Gründung kann auf dem Lande und im freien Wasser angewendet werden. Der tragfähige Baugrund wird im Grundwasser oder freien Wasser unter Schutz einer Druckluftkammer erreicht. Man spricht von einer verlorenen Druckluftkammer (Caisson oder Senkkasten), wenn

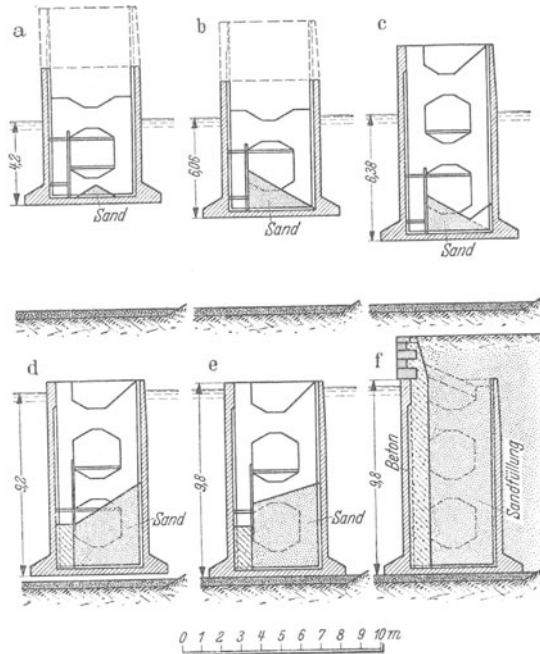


Abb. 34.

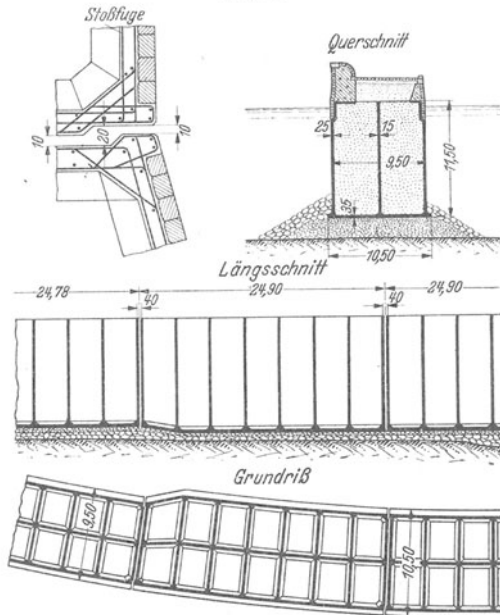


Abb. 35. (Nach BRENNER-LOHMEYER.)

diese als Bestandteil des späteren Bauwerkes verwendet wird und von einer wiedergewonnenen Druckluftkammer (Taucherglocke), wenn das Bauwerk konstruktiv unabhängig, innerhalb der Druckluftkammer hergestellt wird. Die Druckluftgründung wird dort angewendet, wo ein Bauwerk im Trockenem bei stärkstem Wasserandrang, großer Tiefe, schwierigen Untergrundverhältnissen (Hindernisse im Boden) hergestellt werden soll. Die größte erreichte Tiefe unter dem Wasserspiegel beträgt etwa 40 m.

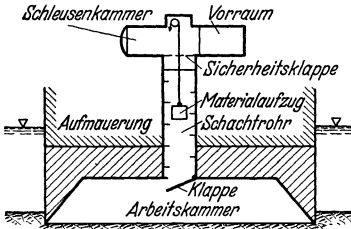


Abb. 36. (Nach HETZEL-WUNDRAM.)

Die Verbindung zwischen Arbeitskammer (Druckluft) und Baustelle (Außenluft) geschieht durch Schachttrohre und Schleuse (bei größeren Absenktiefen für Menschen und Baustoffe getrennt). Zu der Baustelleneinrichtung gehören die Druckluftherzeugungsanlage mit Zuleitungen, Fördergeräte für Menschen, Bodenaushub und Baustoffe im Druckluftbereich. Es bestehen besondere Vorschriften für Schutzmaßnahmen zur Minderung der gesundheitlichen Gefahren für Menschen.

Die Absenkung kann folgendermaßen vor sich gehen:

1. Von einem festen hölzernen Gerüst mit Spindeln (Abb. 37).
2. Bau und Absenkung an der Versenkstelle, unter Umständen nach vorheriger Inselfüllung (Abb. 38).

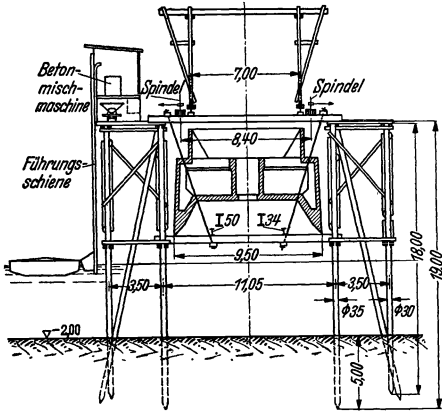


Abb. 37. (Nach BRENNER-LOHMEYER.)

3. Transport zur Versenkstelle als Schwimmkasten, Absenkung innerhalb eines Führungsgerüsts (Abb. 39).

Die Form der Druckluftkammer¹ hängt von der Art des herzustellenden Bauwerkes (Brücken- und Leuchtturmpfeiler, Kajemauern, Molen, Schleusen, Docks u. a.), den während des Bau- und Betriebszustandes auftretenden Belastungen und von der erforderlichen Größe des Arbeitsraumes ab. Der Querschnitt soll wenigstens in einer Richtung möglichst symmetrisch sein, um ein gleichmäßiges Absenken zu erreichen. Die Abmessungen betragen: Breite bis 30 m, Länge bis 55 m. Neigung der Außenwände 1:10 bis 1:20, lichte

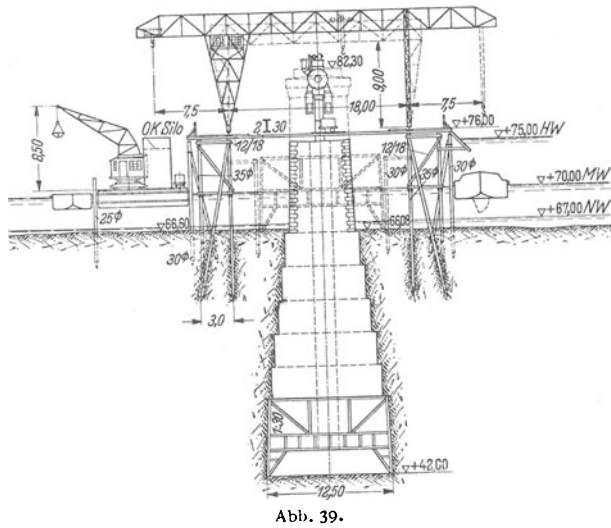
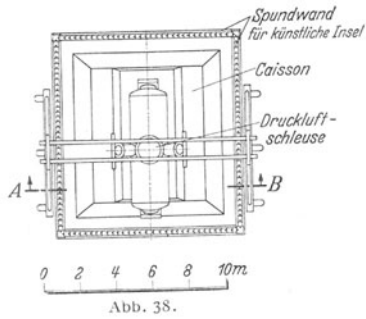
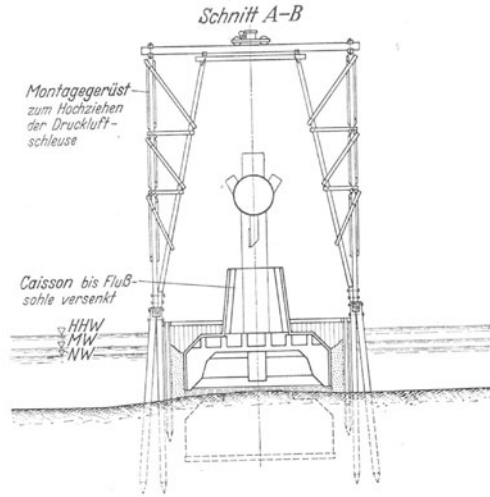
Höhe des Arbeitsraumes 2,20 m. Die Decke steigt zum Schachttrohr leicht an, um beim Ausbetonieren Luftblasen zu vermeiden. Die Schneide besteht meist aus Stahl, auch bei Stahlbetonsenkkästen. Im übrigen gilt das gleiche wie für die Brunnengründung.

Besondere Sorgfalt erfordert die Dichtung mehrerer Kästen untereinander bei Dock- und Schleusenanlagen. Die Druckluftkammern werden aus Stahl und Stahlbeton hergestellt. Aus wirtschaftlichen Gründen überwiegt heute die Ausführung in Eisenbeton.

Die Absenkung kann senkrecht und schräg² erfolgen (Abb. 40). Die Schrägabsenkung ermöglicht die Herstellung unterschrittener Bauwerke, die sich bei Geländesprüngen der Stützlinie gut anpassen und daher erheblich schwächer

¹ LENK, H.: Jb. hafengeb. u. techn. Ges. 17 (1938) S. 112.

² PAPROTH, E.: Bautechn. 7 (1929) S. 566.



bemessen werden können als senkrechte Querschnitte. Die Absenkneigung geht bis 3 : 1.

Besondere Ausführungsformen von Senkkästen sind die Ringsenkkästen, Doppelschneidensenkkästen (Abb. 41), Stufensenkkästen, Aufsatzsenkkästen und andere Patente.

e) Unterwasserbetonierung (Abb. 42). Man verwendet Kalk-Traß-Beton, Zement-Traß-Kalk-Beton und Zement-Traß-Beton. Das alte Verfahren der Unter-

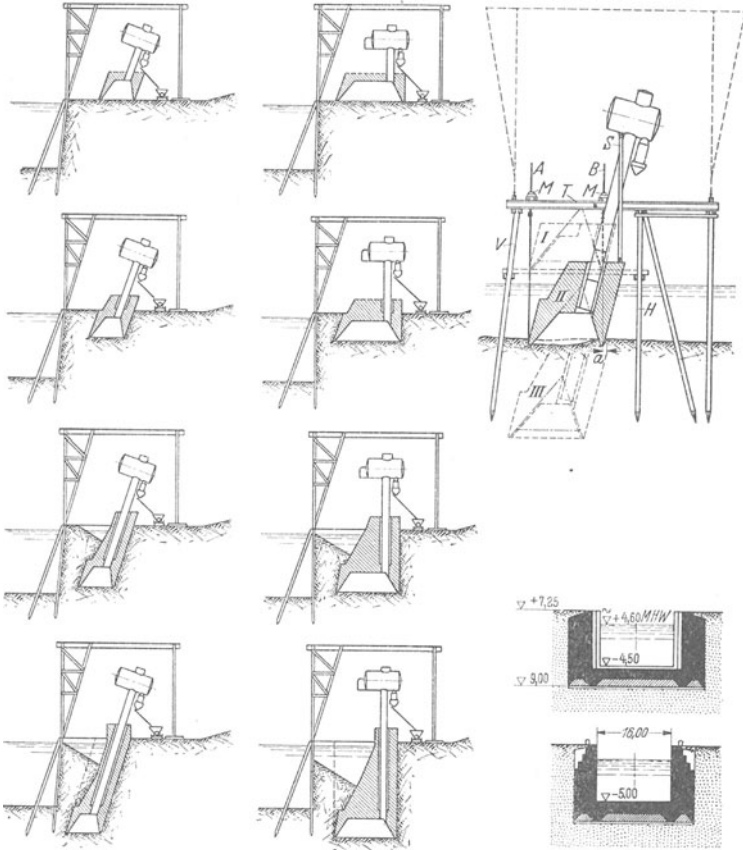


Abb. 40. (Nach PAPROTH.)

Abb. 41.

wasserschüttung des Betons mit fahrbarer Trichter-, Kasten- und Sackschüttung hatte große Nachteile. Es entstand ein Lamellenbeton, der undicht und dessen Festigkeit ungleich war. Eine einwandfreie Eisenbewehrung war nicht möglich, daher erhielt man zu große Betonabmessungen. Das neue Verfahren der Betonschüttung mit ortsfestem Trichter (*Kontraktorverfahren*) wurde in Schweden zuerst ausgeführt. Der Beton wird unter Wasser in den Schalungskörper durch Rohre so eingebracht, daß nur der zuerst eingebrachte Beton mit dem Außenwasser in Berührung kommt, während der folgende Beton immer unter der Oberfläche des Betons aus dem Baustoffzufuhrrohr herausquillt und den darüber liegenden Beton nach oben drückt.

Aus der Art, wie der Beton eingebracht wird, ergeben sich die einzelnen Maßnahmen für die Bauausführung (Aufteilung des Bauwerkteiles unter Wasser in einzelne Baublöcke, Anzahl der Rohre zum Einbringen des Betons, Betonierungs- und Förderanlagen, dichte Schalungsräume u. a.). Beim Kontraktorverfahren ist eine Rundeisenbewehrung des Betons möglich. Die Anwendung des Verfahrens kann durch Verwendung der Betonpumpe erweitert werden. Man soll jedoch auch die Unterwasserbetonierung nach dem Kontraktorverfahren nur in zwingenden Fällen anwenden.

f) Gründung auf Sand-, Kieß- und Steinschüttungen.

Weiche Bodenschichten werden durch das Schüttgut verdichtet. Man unterscheidet verdichtende und verdrängende Schüttungen. An Stelle der letzteren können weiche Schichten wie Moor (Abb. 43) auch durch Sprengen verdrängt werden. Nicht tragfähige Bodenschichten werden durch Sand-, Kies- oder Steinschüttungen ersetzt oder weggebaggert. Letzteres Verfahren wird insbesondere in Verbindung mit der Schwimmkastengründung angewandt. Bei Schüttungen erzielt man eine Bodenverdichtung nach dem Walz-, Stampf-, Spülkippen-, Rüttel- und Stoßrüttelverfahren. Die Verdichtung kann annähernd gleich der bei gewachsenem Boden sein.

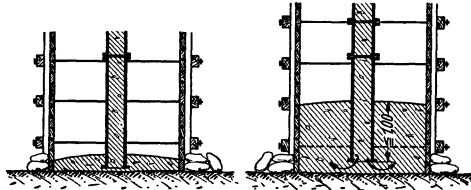
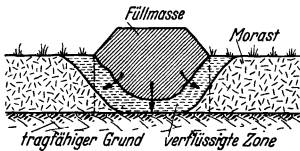


Abb. 42. (Nach TRIER-TODE.)



a Die nach dem Sprengen aufgebrauchte Füllmasse verdrängt den durch das Sprengen verflüssigten Untergrund.

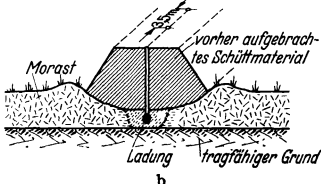


Abb. 43. (Nach CASAGRANDE-WHEELER.)

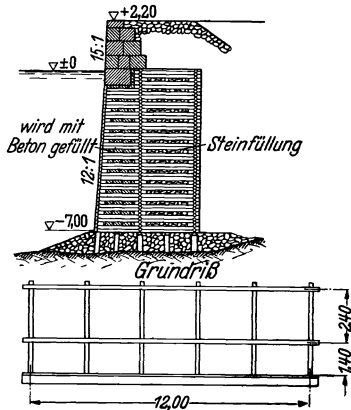


Abb. 44.

g) Steinkistengründungen (Abb. 44). Hölzerne Kisten werden an die Verwendungsstelle geschwommen und durch Steinfüllung abgesenkt. Das Verfahren wird heute nur noch selten verwendet.

h) Blockgründung (Abb. 45). Die Anwendung beschränkt sich auf Hafendämme, Wellenbrecher und Kaimauern an der See. Die Blöcke werden auf einem Werkplatz hergestellt und an Ort und Stelle mit und ohne Verzahnung versetzt. Die Größe der Blöcke ist abhängig von der Tragfähigkeit der Hebezeuge, die etwa bei 400 t ihre Grenze erreicht. Man wählt möglichst wenige und schwere Blöcke. Man unterscheidet die Blockbauweise mit senkrechten und waagrechten Lagerfugen und die Blockbauweise mit geneigten Lagerfugen, um bei ungleichmäßigem Untergrund ein unabhängiges Setzen der einzelnen Säulen zu gewährleisten, ohne daß der Zusammenhalt gefährdet wird. Es gibt ferner volle Blöcke und Zellen-

körper, deren Hohlräume nach dem Verlegen ausgefüllt werden. Die Verlegung der Blöcke kann nur auf gutem Baugrund erfolgen. Als Baustoff kommen Beton und Eisenbeton in Frage.

i) **Bodenverfestigung.** Die Bodenverfestigung wird angewendet:

1. zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Untergrundes;
2. zur Erzielung trockener Baugruben im Grundwasser und im freien Wasser;
3. zur Abdichtung bestehender, schadhafter Bauwerke;
4. als Hilfsmittel bei Um- und Unterfahrung bestehender Bauten.

Eine Bodenverfestigung kann erzielt werden durch:

1. Einpressen von Zementmilch in den Untergrund (zur Verfüllung größerer Risse und Spalten);
2. Einpressen von Asphalt (Bitumen) in den Untergrund (Abb. 46) (SHELLPERM-Verfahren).

Die durchlässigen Bodenarten werden durch Zusammenflocken der in der Bitumenemulsion befindlichen Bitumenteilchen verdichtet. Vor dem Zusammen-

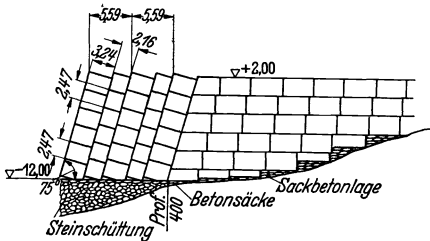


Abb. 45.

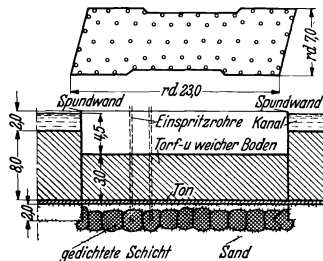


Abb. 46.

flocken verhält sich die Emulsion wie Wasser. Man dichtet damit schwer zugängliche Sandschichten in Dämmen, unter Kanalsohlen und unter Bauwerken. In Verbindung mit Zementmilch ist das Verfahren sehr geeignet zum Einspritzen in strömendem Wasser.

3. Einspritzen von Chemikalien (Verfahren von JOOSTEN). Der Boden wird durch ein Kieselsäuregel, das sich aus zwei nacheinander eingespritzten Lösungen bildet, zusammengeklittet. Zur Bodenverfestigung eignen sich quarzhaltige, nichtbindige Böden.

4. Einrütteln des Bodens unter Wasserzusatz (Rütteldruckverfahren). Eine Schwingungsmaschine, die in einem länglichen Gehäuse untergebracht ist, überträgt auf den zu verdichtenden Boden Schwingungen. Gleichzeitig wird der Verdichtungsbereich strömendem Wasser ausgesetzt. Der Rüttler sinkt unter seinem Eigengewicht bis auf die Sohle der zu verdichtenden Schicht und verfestigt den Boden, während er langsam emporgezogen wird¹.

5. Einrammen von Kies- und Schotterpfählen.

k) **Gefrierverfahren.** Anwendung nur in Sonderfällen. Beseitigung des Wasserandrangs durch eine Gefrieranlage (Rohrleitungen mit gekühlter Salzlösung).

1) **Konstruktive Ausbildung**². Für die konstruktive Ausbildung massiver Grundbauwerke ist die einfache und klare Aufnahme und Übertragung aller angreifenden Kräfte in allen Konstruktionsgliedern während der Bauausführung und im Betrieb zu beachten. Alle Bauwerksteile sollen gleiche Sicherheit haben. Die Bauwerke werden dem Verwendungszweck entsprechend unter Beachtung der statisch und konstruktiven Verhältnisse, der Beschaffenheit der Baustoffe und der Bauausführung in Baublöcke aufgeteilt, die eine statische Einheit bilden. Die Baublöcke zerfallen in Arbeitsabschnitte (Inhalt bis höchstens 1500 m³

¹ SCHNEIDER: Beton u. Eisen 37 (1938) S. 1.

² AGATZ, A.: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Berlin 1936, S. 255. — AGATZ u. Mitarbeiter: Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Berlin 1931. — BRENNECKE-LOHMEYER: Der Grundbau, Bd. 3. Berlin 1934. — MUND-COLBERG: Stützmauern. Grundbau. Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. 4. Berlin 1936.

nach der Leistungsfähigkeit der Baugeräte). Die Baublockfugen sind gegebenenfalls besonders zu dichten. Gegen schädliche Einwirkung von Wasser und Erde und gegen Beschädigungen der Außenflächen (Schiffsstöße u. a. m.) sind Schutzmaßnahmen zu treffen. Wegen des elastischen Verhaltens sind möglichst einheitliche Baustoffe zu verwenden.

2. Statische Untersuchung.

a) Allgemeines. Für die statische Untersuchung der massiven Grundbauwerke gelten die im Abschnitt I angegebenen Richtlinien hinsichtlich Ermittlung aller angreifenden Kräfte (Nachweis der Festigkeit und Nachweis der Standsicherheit).

Die Ermittlung der Kräftewirkungen in den massiven Grundbauwerken kann für jeden zu untersuchenden Bauquerschnitt rechnerisch durch Aufstellen der Momente und Normalkräfte (ΣM , ΣH , ΣV) oder zeichnerisch durch den

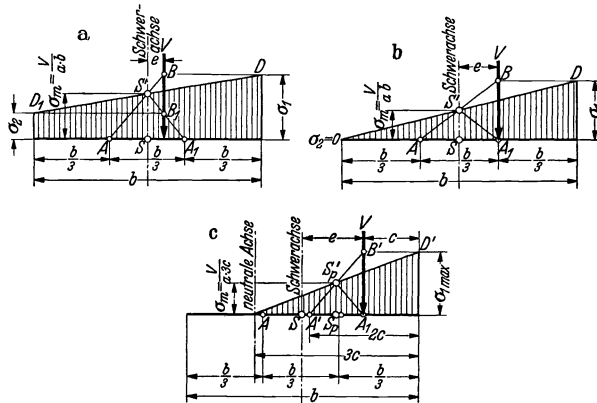


Abb. 47.

Kräfteplan (Stützlinienv erfahren) durchgeführt werden. Als Ergebnis erhält man für jede Fuge eine Resultierende R nach Lage, Richtung und Größe. Die zeichnerische Bestimmung der Kantenpressungen im Baustoff und im Boden zeigt Abb. 47. Wenn der Baustoff gegen Zug und Druck widerstandsfähig ist, bzw. wenn die Resultierende innerhalb des Kerns liegt, trägt man auf der Querschnittsschwerachse die mittlere Spannung $\sigma_m = N/ab = S S'$, wobei a = Breite des Querschnitts, meist 1 m ist, und zieht aus den Kernpunkten A und A₁ Verbindungsstrahlen durch S' bis zum Schnitt B und B₁ mit der Normalkraftlinie N. Die Abschnitte auf dieser Kraftlinie von der Fugenachse aus gemessen, ergeben die Kantenpressungen σ_1 und σ_2 . Zur Darstellung der Spannungsverteilung ziehe man BD, B₁D₁ und verbinde D mit D₁. Diese Verbindungslinie muß durch S' gehen. Die Annahme, daß der Baustoff beim Angreifen der Resultierenden außerhalb des Kerns nur gegen Druck (nicht gegen Zug) widerstandsfähig ist, wird der Sicherheit wegen bei gewöhnlichem Mauerwerk gemacht, bei dem keine Zugübertragung durch den Mörtel, sondern ein Klaffen der Fugen zu erwarten ist. Man setzt hierbei voraus, daß der gedrückte Teil des Querschnittes (der wirksame Querschnitt) von dem vollständig unwirksamen Teile durch eine neutrale Achse getrennt ist und die Druckspannungen σ_1 im Verhältnis ihrer Abstände von dieser Achse wachsen. Greift nun die Kraft N im Abstände c von der Druckkante an, so verteilt sich der Druck auf die Länge 3c, der nutzbare Querschnitt ist also 3ca. Die Kantenpressung ist: $\max \sigma_1 = 2 N/3ca$.

Auswertung der Spannungsfiguren:

a) Bodenfuge. Die Berechnung des Bodengegendruckes unter starren Körpern geschieht heute meist noch näherungsweise nach dem Spannungstrapez unter Ausschluß der Zugspannungen (Abb. 47).

1. Die Resultierende soll durch den vorderen Drittelpunkt gehen, damit kein Klaffen der Bodenfuge eintritt. Ist das nicht zu erreichen, so darf wenigstens die zulässige Druckbeanspruchung des Bodens $\sigma_b \text{ zul}$ nicht überschritten werden.

$$\sigma_b \text{ vorh} = \frac{2V}{3a} \leq \sigma_b \text{ zul.}$$

2. Die Mauer darf nicht kippen. Diese Bedingung ist in 1. enthalten.

3. Die Mauer darf nicht gleiten: $\text{tg } \varphi = \text{tg } \delta$ (Reibung zwischen Mauer und Boden) $< \text{tg } \varrho$. Sicherheit bei Ansatz des Erdwiderstandes für $\delta = 0$ etwa 1,2. Gleitsicherheit $\eta = \text{tg } \varrho / \text{tg } \varphi$, wenn $\varphi =$ Winkel zwischen R und der Senkrechten.

β) *Bauwerksfuge*. 1. Massivkörper ohne Eisert. Die Druck- und Scherbeanspruchung darf nicht überschritten werden. Bei gerissener Zugzone ist der Auftrieb anzusetzen.

2. Stahlbetonquerschnitt. Die Resultierende kann beliebig angreifen. Die Bemessung erfolgt nach den Regeln des Stahlbetons als außermittig gedrückter oder gezogener Querschnitt.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{V}{b} - \frac{6Ve}{b^2} \\ \sigma_r &= \frac{V}{b} + \frac{6Ve}{b^2} \end{aligned} \right\} \text{ auf 1 m Streifenbreite.}$$

Die H -Komponente ist bei der Ermittlung der Scherspannungen zu berücksichtigen. Die Beanspruchungen eines Grundbauwerkes auf Druck, Zug, Biegung und Schub sind nachzuweisen.

In statischer Hinsicht unterscheidet man Grundbauwerke, die im wesentlichen auf Druck beansprucht werden (Schwergewichtskörper) und Grundbauwerke, die im wesentlichen auf Biegung beansprucht werden (aufgelöste Bauwerke, wie Platten, Winkelstützmauern, biegungsfeste Trogkörper, Schwimmkästen und Druckluftkammern).

b) *Schwergewichtsbauwerke*. Schwergewichtsbauwerke kommen wegen des großen Baustoffverbrauches im allgemeinen nur für kleinere freie Höhen in

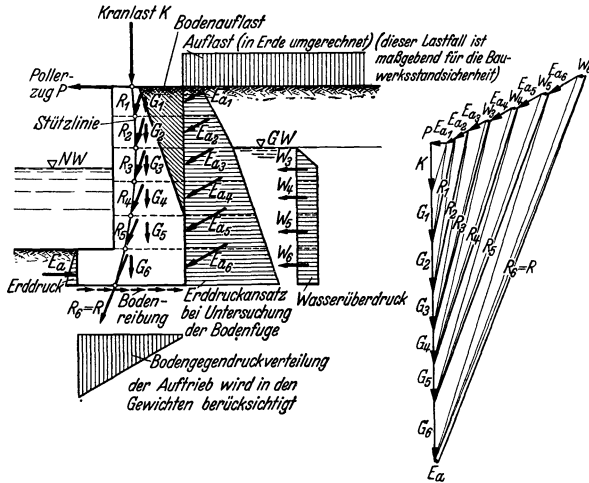


Abb. 48.

Frage. Man trifft sie am häufigsten noch bei Brückenwiderlagern, Maschinenfundamenten, Hellingfundamenten und Molen, weniger bei Stützmauern, Uferbefassungen, Schleusen- und Dockanlagen. Ein Beispiel für die statische Untersuchung eines Schwergewichtskörpers zeigt Abb. 48.

Festigkeitsnachweis: Für Voruntersuchungen (überschlägliche Ermittlung der Bauwerksabmessungen) genügt der Nachweis der Festigkeit (Beanspruchung auf Druck, Schub, Zug) in den Querschnitten I—I, II—II und der Nachweis der Bodenbeanspruchung in der Grundfuge (Abb. 49). Die mittlere Breite einer Mauer wird schätzungsweise zunächst mit $h/3$ eingesetzt. Für den endgültigen Festigkeitsnachweis sind die Arbeitsfugen und mehrere Bauwerksquerschnitte zu untersuchen, deren Abstand von der Form des Bauwerkes, der Querschnittveränderung, dem Baustoff (Beton, Stahlbeton) und der Bodenbeschaffenheit abhängt.

Stand sicherheitsnachweis: Je nach der Belastungsart eines Grundbauwerkes ist die Sicherheit gegen Gleiten, Grundbruch und die Sicherheit des Geländesprunges nachzuweisen. Je nach der Herstellung des Bauwerkes können die während der Bauausführung auftretenden Belastungen gefährlicher sein als im Betriebszustand und daher in der Berechnung zu berücksichtigen (Abb. 53—55).

c) Aufgelöste Bauwerke mit oder ohne Rippen. α) Winkelstützmauer.

Winkelstützmauern kommen in Frage für Stützmauern, Uferbefestigungen, Schleusen- und Dockwände, Widerlager u. a. m. Die Belastung wird durch die gleichen Kräfte hervorgerufen wie bei Schwerkheitsbauwerken. Ein Beispiel für die statische Untersuchung einer Winkelstützmauer zeigt Abbildung 50. Es sind zu untersuchen: die Wand, die Grundplatte und gegebenenfalls die Rippen.

Die Wand wird durch Erddruck und Auflasten belastet. Die statische Berechnung erfolgt als Platte auf mehreren Stützen (die Rippen bilden die Auflager) oder als Kragplatte, wenn keine Rippen vorhanden sind. Die Untersuchung ist wegen der Eisenbewehrung für einzelne Streifen mit gleichmäßiger Belastung durchzuführen. Die Randenspannung in der Sohplatte ist dabei zu berücksichtigen. Die Breite der Grundplatte ist so zu bemessen, daß die Resultierende der angreifenden Kräfte höchstens durch den vorderen Drittelpunkt geht, wenn kein Klaffen der Bodenfuge zugelassen wird. Andernfalls ergibt sich die Breite daraus, daß die zulässigen Bodenpressungen an der Vorderkante nicht überschritten werden dürfen. Die Grundplatte zwischen den Rippen wird durch die Bodenauflast, die Auflast von oben, den Bodengegendruck und Auftrieb von unten

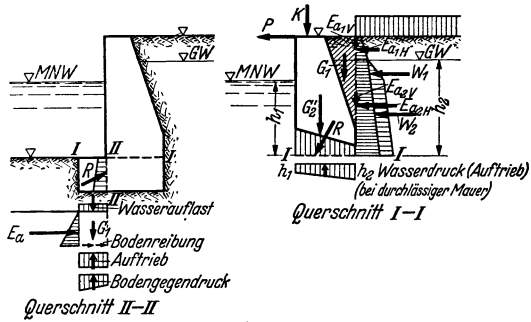


Abb. 49.

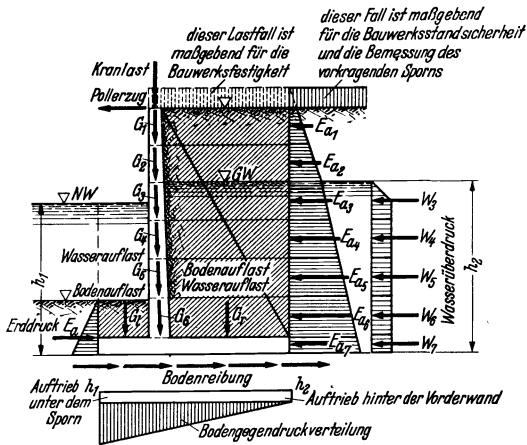


Abb. 50.

belastet. Die statische Berechnung erfolgt als Platte auf mehreren Stützen (die Rippen bilden die Auflager). Die Randeinspannung in der Wand ist zu berücksichtigen. Die Untersuchung ist ebenfalls für einzelne Streifen mit gleichmäßiger Belastung der Grundplatte durchzuführen. Die Grundplatte vor der Wand wird durch die Bodenauflast, den Bodengegendruck und den Erdwiderstand belastet. Wenn keine Aussteifung durch Rippen vorgesehen ist, wird sie als Kragplatte berechnet. Das größte Biegemoment an der Einspannstelle und die Scherbeanspruchung sind zu ermitteln. Die Belastung der Rippe zeigt Abb. 50. Die statische Berechnung geschieht als eingespannte Platte zwischen Wand- und Grundplatte. Die Biegemomente für die zu untersuchenden Rippenquerschnitte werden berechnet, indem man die Summe der Momente infolge aller angreifenden Kräfte rechts oder links vom Schnitt ermittelt. Für die Bemessung und zulässigen Beanspruchungen gelten die Regeln des Eisenbetonbaus.

β) *Pfeiler mit Zwischenwänden* (Abb. 51). Die Pfeiler werden als Brunnen (Senkkasten) oder Druckluftgründung ausgeführt. Die Horizontalkräfte werden

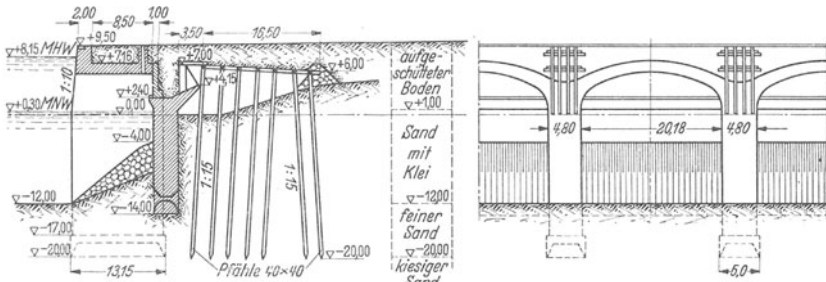


Abb. 51.

für den gesamten Zwischenraum auf den Pfeiler übertragen, daher muß dieser tiefer gegründet und breiter gestaltet werden als bei durchgehenden Bauwerken. Als Material werden Eisenbeton und Stahl verwendet. Der Abstand der Pfeiler beträgt etwa 15—20 m, die Breite der Pfeiler im Längsschnitt etwa 4—6 m. Aufgelöste Pfeiler können nur bei gutem Baugrund und geringen Horizontallasten (Wasseruberdruk) vorgesehen werden. In Abb. 51 (Transatlantikkai Le Havre) wurde die Entlastungsplatte nachträglich eingebaut, da die Breitenabmessungen zu gering waren.

γ) *Biegezugfeste Trochkörper* (Abb. 52). (Halbrahmen, z. B. bei Schleusen, Docks und Wehren, Vollrahmen, z. B. bei U-Bahnen und Dückern.) Bei der statischen Untersuchung kommt es wesentlich auf die Bestimmung der wirklichen Bodengegendruckverteilung unter der Bauwerkssohle an. Eine genaue Ermittlung dieser Verteilung ist bislang nicht möglich. Die Verteilung des Bodengegendruckes ist abhängig von der Art und Beschaffenheit des Bodens, der Art der Bauausführung, der Art und Verteilung der Bauwerksbelastung und der Ausbildung der Bauwerkssohle (starr oder elastisch). Es sind zunächst die möglichen Grenzfälle für die wahrscheinliche Bodendruckverteilung zu schätzen und als Belastungsflächen am Bauwerk anzusetzen. Danach ist die Durchbiegung der Sohle zu ermitteln und festzustellen, ob sie sich mit der angenommenen Belastungsfläche in Einklang befindet. Man kann dabei näherungsweise von der Beziehung: „Der Bodengegendruck p ist proportional der Einsenkung (Durchbiegung) der Sohle y “ ausgehen¹. Ein Beispiel für die statische Untersuchung eines biegezugfesten

¹ Das Verfahren kann zeichnerisch nach RITTER und rechnerisch nach KRALL durchgeführt werden. Die Anwendung ist einfach und erfordert wenig Zeitaufwand. Vgl. auch: KRALL, G. u. H. STRAUB: Neue Trockendocks in den Häfen von Genua und Neapel. Vorbericht zum II. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Deutsche Ausgabe, S. 1191. Berlin 1936. — KRALL, G.: Studie ed esperienze inerenti al progresso del costruendo bacino da carenaggio di Napoli. Annali dei Lavori Pubblici Roma 75 (1937) Heft 8. — KRALL: Problemi statici delle costruzioni marittime. (J. Bacini di Carenaggio.) Memorie della classe di scienze fisiche, matematiche e naturali Roma 5 (1933). — PASTERNAK, P.: Die baustatische Theorie biege-

Trogkörpers zeigt Abb. 52. Im Bauzustand entsteht in den Wänden Druck, in der Sohle liegt die Zugzone oben. Im Betriebszustand entsteht bei gefüllter Schleuse und niedrigem Grundwasserstand in den Wänden unter Umständen Zug auf der Innenseite. In der Sohle kann die Zugzone oben oder unten liegen. Bei leerer Schleuse (oder NNW) und hohem Grundwasserstand liegt in den Wänden die Zugzone außen, in der Sohle kann Zugzone oben oder unten liegen. Die Lage der Zugzone in der Sohle (oben oder unten) eines biegefesten Trog-

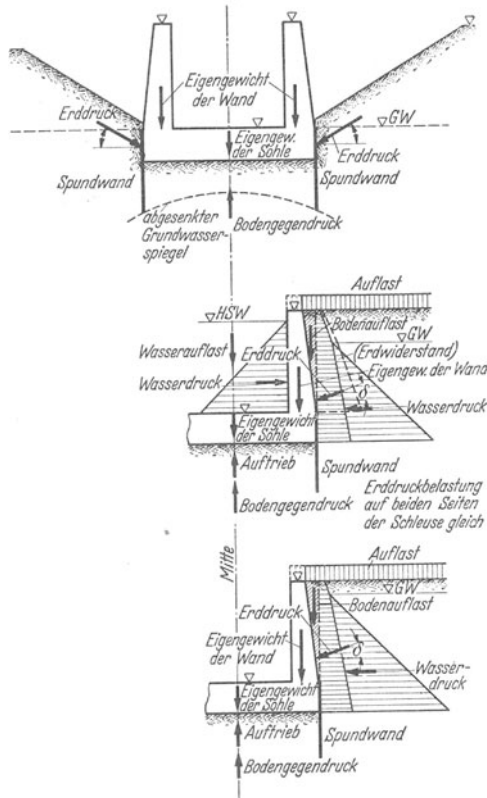


Abb. 52.

körpers wird durch die Größe des wirksamen Auftriebes und die Annahme der Bodengegendruck-Verteilung beeinflusst.

Für die allgemeine Voruntersuchung zur Ermittlung der Bauwerksabmessungen genügt die Untersuchung der Wände im Einspannungsquerschnitt an der Sohle und die Untersuchung der Sohle in der Mitte. Für den endgültigen Festigkeits-

fester Balken und Platten auf elastischer Bettung. Beton und Eisen 25 (1926) S. 163. — FREUND, A.: Beitrag zur Berechnung der biegsamen Gründungssohlen. Z. Bauwesen 74 (1924) Ingenieurbauenteil, S. 109. — FREUND, A.: Erweiterte Theorie für die Berechnung von Schleusenboden und ähnlichen Grundungskörpern. Z. Bauwesen 77 (1927) Ingenieurbauenteil, S. 73, 108. — RITTER, W.: Anwendungen der graphischen Statik. 3. Teil (Der kontinuierliche Balken), S. 253, 4. Teil (Der Bogen), S. 226. Zurich 1900 u. 1906. — BEYER: Die Statik im Eisenbetonbau. Bd. 1. Berlin 1930. — MAGNEL: Calcul des poutres sur terrain élastique Technique des Travaux 14 (1938) S. 323. — HAYASHI, K.: Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage. Berlin 1921.

nachweis sind, die Querschnitte der Wände und Sohle streifenweise zu untersuchen (Eisenbewehrung). Die Durchbiegung der Wände und der Sohle ist zur Kontrolle der Bodendruckverteilung zu ermitteln.

Bei unsicheren Untergrundverhältnissen und großen Abmessungen des Bauwerkes empfiehlt es sich, wegen der ohnehin auftretenden Setzungs- und Schwindrisse und der unvermeidlichen Arbeitsfugen den Rahmen durch Gelenke in der Sohle zu

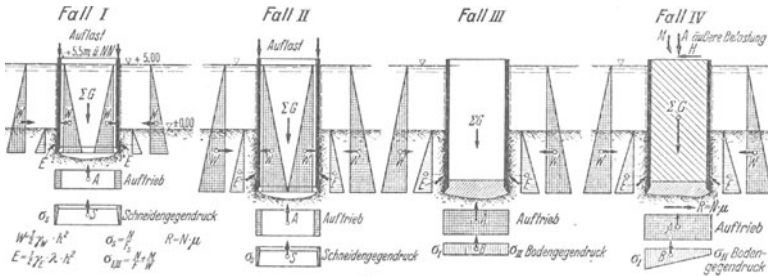


Abb. 53.

unterteilen und dadurch statisch bestimmt zu machen. Die Ausbildung der Gelenke erfolgt keil- oder treppenförmig, um ein Aufschwimmen der Sohle zu verhüten.

d) **Brunnen.** Bei der Bauausführung einer Brunnengründung können die in Abb. 53 dargestellten Kräfte auftreten. Es ist nichtbindiger Boden angenommen, der ungünstig den vollen Wasserdruck sich entwickeln läßt. Der Erddruck E_a greift schräg von unten an, da seine senkrechte Komponente die

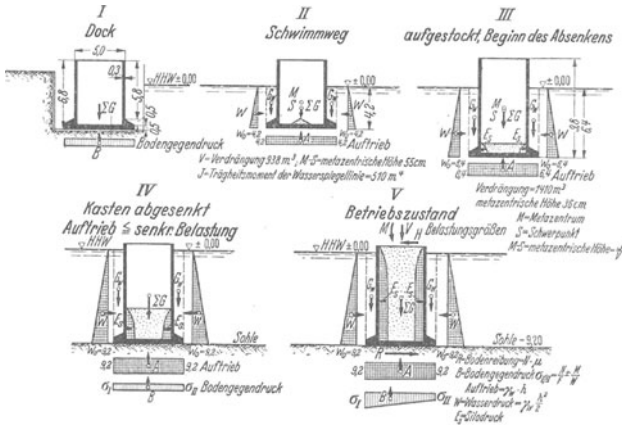


Abb. 54.

Reibung darstellt, die beim Absenken überwunden werden muß. Wie groß der zugehörige Reibungskoeffizient einzusetzen ist, ist jeweils unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse festzustellen. Oberhalb der vorgesezten Schneide wird eine verringerte Reibung vorhanden sein, da hier nur lockerer Boden an der Wandung liegt. Der Schneidengedruck ist der Teil des Gewichtes des Kastens und der Auflast, der nicht durch Reibung verzehrt wird. Die Randspannungen müssen dabei so groß werden, daß der Kasten weiter einsinkt. Sie müssen also die zulässige Beanspruchung des Bodens überschreiten, was teils durch Erhöhung der Auflast, teils durch Weggraben des Bodens an der Schneide, also Verkleinerung der Fläche erreicht werden kann. Unter Umständen treten

zu den angegebenen Belastungen Wellendruck, Eisstoß, Strömungsdruck u. a. hinzu. Es empfiehlt sich, bei der Bemessung eines Brunnens auch auf außergewöhnliche Belastungsfälle der Bauausführung, wie einseitiges Aufhängen, nur teilweise Unterstützung der Schneide usw. Rücksicht zu nehmen. Man wird dies um so mehr bei mit Steinen oder anderen Körpern durchsetztem Boden tun.

e) Schwimmkästen. Schwimmkästen (Holz, Stahl oder Stahlbeton) können auch nach den Regeln des Schiffbaues berechnet werden, sofern sie schwimmend eingebracht werden. Die statische Untersuchung hat sich auf die Art der Herstellung der Schwimmkästen und die verschiedenen Belastungszustände beim Bau, Einschwimmen und Absenken der Kästen zu erstrecken (Abb. 54).

Die Seitenwände werden durch Wasserdruck, Füllmaterial und Ballast, der Kastenboden durch Auftrieb, Füllmaterial und Ballast belastet. Im abgesenkten Zustand ist die Möglichkeit ungleicher Auflagerung zu berücksichtigen. Die Seitenwände sind als geschlossene, einfache oder mehrfache Rahmen und der Kastenboden als allseitig aufgelagerte Platte mit und ohne Kragplatte zu berechnen. Die Randeinspannung der Wände ist zu berücksichtigen.

f) Druckluftkammern (Senkkästen). Druckluftkammern bestehen aus der Decke und den Seitenwänden. Bei den verlorenen Druckluftkammern (Caissons) erfahren Decke und Seitenwände Belastungen durch aufgehendes Mauerwerk, Belastungskörper, Ballast, Wasser, Erde, Luftdruck. Die Größe der einzelnen Belastungsarten ergibt sich aus den jeweiligen Bauzuständen (Abb. 55).

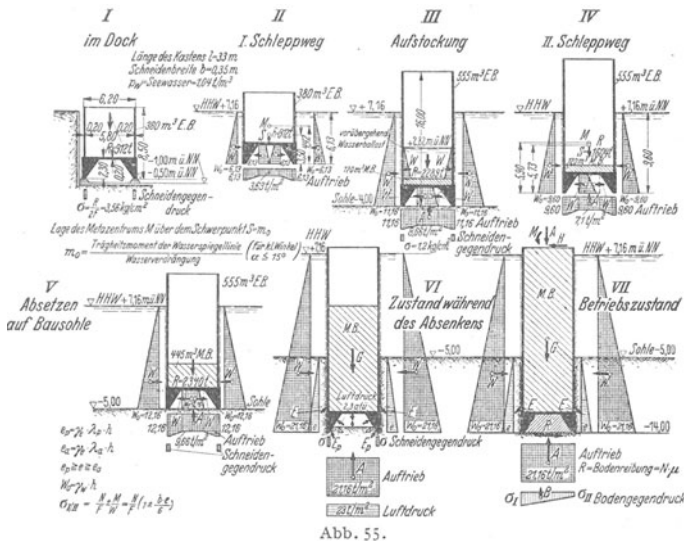


Abb. 55.

Die Decke ist meist ein Rost von Längs- und Querträgern, die auf den Seitenwänden aufgelagert sind (Balken auf zwei oder mehreren Stützen). Auf den Trägern liegt die Decke (Platte auf zwei oder mehreren Stützen oder allseitig aufgelagert). Die Seitenwände sind Wandträger als Stützen der Decke und Platten auf zwei oder mehreren Stützen als Wandhaut. Bei verllorener Druckluftkammer ist das Gewicht des auflastenden Bauwerkes immer voll, ohne Abzug des Auftriebes anzusetzen, da die Druckluft unter Umständen bei Betriebsstörungen schneller entweicht als Wasser nachdrängen kann. Unter Umständen können Überbeanspruchungen der Decken- und Seitenwandkonstruktion bei Hindernissen und Betriebsunfällen eintreten. Dies ist von Fall zu Fall beim Bauvorgang zu untersuchen.

Schleicher, Taschenbuch.

Wasserwirtschaft.

Von

Dr.-Ing. H. WITTMANN,

o. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

I. Aufgabe.

Wasserwirtschaft umfaßt die planmäßige Bewirtschaftung des ober- und unterirdischen Wasservorrats.

Wassermengenwirtschaft. Speicher- und Energiewirtschaft.

Wassergütekirtschaft. Reinhaltung der Gewässer. Abwasserfragen, Wasserversorgung, Siedlungshygiene.

Biologische Wasserwirtschaft. Biologie der Gewässer. Ufer, Talbereiche, Land- und Forstkultur, Fischereiwesen, Naturschutz, Landschaftspflege und -gestaltung.

Aufgaben der Wasserwirtschaftsstellen. a) Sammlung der Unterlagen für eine großräumige Wasserwirtschaft. b) Feststellung der Grundwasservorkommen, Überschwemmungsgebiete, Mangel- und Überschußgebiete, Speicher- und Ausgleichsmöglichkeiten sowie die kartographische Darstellung dieser Erhebungen. Herstellung der Wassergütekarten zusammen mit den Flußuntersuchungsämtern und den Untersuchungsanstalten für Wasser-, Boden- und Lufthygiene. c) Planung für eine stetige, voraussehbare wasserwirtschaftliche Entwicklung (Wasservorratswirtschaft) und die Feststellung der möglichen Befriedigung besonderer Bedürfnisse (z. B. industrielle Entwicklung) unter Berücksichtigung des Wasser-schutzes und aller Wassernutzungen.

Die Wasserwirtschaft ist ein wichtiges Glied der Raumordnung und Raumplanung.

Wasserschutz wird notwendig als Schutz der menschlichen Siedlungen, ihrer Einrichtungen und der Wassernutzungen vor den außerordentlichen Werten des Wasserdargebots: HHW und NNW und den ungünstigen Werten des MW. Welche Extremwerte (Häufigkeit) für die Schutzmaßnahmen maßgebend sind, hängt neben der Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit ab von der veränderten Bedeutung, den das zu schützende Anland und seine Besiedlung oder der Nutzwert des Wassers durch die Entwicklung seit dem Auftreten der letzten außerordentlichen Wasserstände genommen hat und von der Feststellung, ob die Extremwerte infolge wasserbau- und wasserwirtschaftlicher Maßnahmen (Regelungen, Speicher) wieder erreicht werden können.

Hochwasserschutz ist notwendig für alle Siedlungen. Als wasserwirtschaftliche Maßnahme kommt in Betracht: die Zurückhaltung (Köpfung) einer Hochwasserwelle in natürlichen und künstlichen Speichern (im Flachland: Poldern) und die zeitlich verschobene Abgabe einer unschädlichen Abflußmenge durch den unveränderten oder veränderten Abflußquerschnitt oder durch künstliche Regelungseinrichtungen (Wehre, Grundablässe). Bei weitgehender Ausschaltung bestehender Speicher (Überschwemmungsgebiete, Altarme) infolge Eindeichung oder Abschluß muß der Einfluß auf die Höhe und Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Hochwasserwelle sorgfältig geprüft werden¹. Die Köpfung der Hochwasserwelle wirkt um so nachdrücklicher, je größer der Hochwasserschutzraum des Speichers überhaupt und je geringer die Füllung des Speichers beim Eintreffen der einzelnen Welle ist. Die Größe des Speichers ist abhängig vom größtmöglichen Zufluß, vom zulässigen Abfluß und der Dauer des Rückhaltes und seines Einsatzes. Die Flächen der Hoch-

¹ Umgestaltung des natürlichen Abflußvorganges durch große Staubecken. Z. VD1 80 (1936) S. 1247; Dtsch. Wasserwirtsch. 31 (1936) S. 36, 194, 218.

wasserschutzbecken, die nur die Hochwasserwelle aufnehmen, in der übrigen Zeit jedoch leer sind, werden meist stark verschlammt und die landwirtschaftliche Nutzungsfähigkeit auf etwa $\frac{1}{3}$ des ursprünglichen Ertrags vermindert.

Niedrigwasserschutz fordern alle Nutzungen. Die Aufbesserung der Niedrigwassermengen bei Wasserklemmen ist abhängig von der Rückhaltefähigkeit des Speichers, die eine möglichst langfristige Anreicherung bewirken soll. Bei der Anreicherung sind die Wasserverluste auf dem Lauf vom Speicher zur Bedarfstelle zu berücksichtigen¹. Sie sind abhängig vom Ausbauzustand des Flusses, der Querschnittsgröße und dem je nach Gang und Größe der Niederschläge wechselnden Grundwasserstand.

Wassernutzung erfolgt: Als *Stoff* bei der Siedlungswasserwirtschaft: Brauch- und Trinkwasser in Industrie² und Hauswirtschaft, Aufnahme und Weiterführung von Abwasser; bei der Landeskultur zur Bewässerung. Als *Energieträger* bei der Wasserkraftwirtschaft. Als *Beförderungsweg* bei den Wasserstraßen.

Für den *Vorrang der Nutzung* ist entscheidend, ob das Wasser durch andere Stoffe, Energie und Wege ersetzt werden kann. Nicht ersetzbar ist das Wasser in der Siedlungswasserwirtschaft und der Landeskultur (Land- und Forstwirtschaft), in der die Beschaffenheit des Wassers ebenso bedeutungsvoll ist wie die Menge. Bei der Nutzung als Energieträger und Beförderungsweg tritt die Beschaffenheit gegen die Menge zurück. Jede Nutzungsart stellt an die Menge, zeitliche Verteilung und Beschaffenheit des Wassers andere, ausgeprägte Anforderungen. Aufgabe der Wasserwirtschaft ist es, die zeitlichen und mengenmäßigen Unterschiede zwischen Dargebot und Bedarf auszugleichen und Maßnahmen zur Beeinflussung der Güte des Wassers zu treffen. Die nicht ersetzbaren Nutzungen gehen bei der Einordnung vor.

Verbindung der einzelnen Nutzungen. Wo das Gewerbe standortgebunden ist (Rohstoffe, Arbeiterstamm) und sich nicht dem Wasservorkommen anpassen kann, muß vor allen anderen Nutzungen Brauch- und Trinkwasser sichergestellt werden. Bei mangelndem Dargebot aus Quell- und Grundwasser Heranziehung von Fernwasser aus Überschußgebieten, in denen es bei nicht ausreichender ständiger Darbietung gespeichert werden kann. Die Speicher können außerdem dem Hochwasserschutz, der Kraftgewinnung und Schifffahrt nützen. Zuführung zum Verbraucher unmittelbar durch besondere Fernleitungen, mittelbar durch einen Flußlauf, wobei das Grundwasser angereichert, Wasserkraftanlagen betrieben, durch Einschaltung von Stauseen die Laufzeit verlängert und die Selbstreinigung durch Absitzen und den Einfluß von Sonne, Wärme, Sauerstoff auf die vergrößerte Wasserfläche vermehrt, sowie die Aufnahmefähigkeit für Abwasser infolge der ständig vermehrten Wasserführung gesteigert werden kann. Der Stausee kann als Tiefspeicher einer Pumpspeicheranlage benützt werden.

Bewässerungen und Beregnungen sind zeitgebunden. Der Bedarf hierfür muß als unersetzbar mengenmäßig und der Zeit nach sichergestellt werden, wobei vielfach alte Wasserrechte ohne Nachteile für den Nutzen eingeschränkt werden können. *Das Recht auf Wasser für den Boden ist gleichbedeutend mit der Pflicht der Trink- und Brauchwasserversorgung.*

Die Maßnahmen zur Verbesserung und Veränderung der Beschaffenheit und Güte des Wassers (Sonderaufgaben der Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung) beeinflussen die gesamte Wasserwirtschaft. Die Wasserführung darf bei NNW nicht unter ein Maß sinken, das die Abwasser jederzeit aufnehmen, verarbeiten und unschädlich abführen kann.

Bei der Wasserkraftwirtschaft ist der Wasserverbrauch für die Bewässerung, für die Ableitung von Schmutzwasser (Entzug im Stammfluß), für die Fischerei und sonstige Nutzungen in Einklang zu bringen mit der Erzeugung elektrischer Arbeit. Gemeinsam ist die Abwehr gegen Wasserklemmen durch möglichst ausgeglichenen Wasserhaushalt.

Wasserstraßen bieten als Kanäle die Möglichkeit Wasser zur Bewässerung zuzuführen und bei günstiger Höhenlage als Vorfluter zu dienen. Die Versorgung von Kanälen mit Speisewasser erfordert ebenso wie die Anreicherung der Ströme zu Zeiten niedrigster Wasserstände weitreichende Bewirtschaftungsmaßnahmen des Einzugsgebietes eines oder mehrerer Zubringer, bei denen auch für die übrigen Nutzungen ein Ausgleich von Dargebot und Bedarf erfolgen kann.

Bedarf. Das Dargebot an Wasser wird durch die wasserwirtschaftlichen Vorarbeiten festgestellt. Der Bedarf hängt von den Nutzungen ab. Bei der Vorausberechnung des Bedarfs ist zu beachten, daß der Wasserverbrauch mit dem Vorhandensein der Versorgung wächst. Erfahrungen ähnlicher Untersuchungen sind stets zu Rate zu ziehen. Angaben über den Bedarf der einzelnen Nutzungen finden sich in den besonderen Abschnitten.

¹ HIRSCH: Aufbesserung der Niedrigwasserstände der Elbe durch Talsperrenzuschußwasser, Bautechn. 8 (1931) S. 227, 250.

² Stark wasserverbrauchende Industrien: Zellstoff, Zellwolle, Buna, Papier, Textil, Färbereien, chemische Betriebe, Eisen, Kokerei, Zuckerfabrik während der Kampagne. Wenig wasserverbrauchend: Holz, Eisen- und Metallverarbeitung. Zu scheiden zwischen Bedarf und Verbrauch.

II. Grundlagen der Wasserwirtschaft¹.

1. Lufthülle des Erdkörpers.

Atmosphäre reicht bis in eine noch unbekannte Höhe. Vorgänge, die mit Wolkenbildung und Niederschlag verbunden sind, beschränken sich auf die untersten 10 bis 15 km der Lufthülle. Wegen der ungleichen Verteilung der Wärme ist die Lufthülle über der Erde in fortwährender Bewegung um das gestörte Gleichgewicht wiederherzustellen. Zusammenwirken von Schwankungen der Wärme und des Wasserdampfgehaltes bedingen das *Klima* eines Ortes (Groß- und Kleinklima)².

Troposphäre. Untere 10 bis 15 km. Temperaturabnahme 0,5 bis 0,7° je 100 m Höhe, lebhafte Durchmischung der Luft, gesamtter Wasserdampf.

Stratosphäre. Oberhalb 9 bis 17 km je nach dem Breitengrad; trockene wolkenfreie Luftmassen. Temperatur nimmt nach oben nicht mehr ab, oberhalb 50 km eher zu; um so niedriger in je größerer Höhe Übergang aus Tropo- in Stratosphäre. In Tropen beginnt Stratosphäre in wesentlich größerer Höhe als in mittleren Breiten. Daher kälteste Luftmassen (—80°) nicht über den Polargebieten, sondern über Äquator und Tropenzone. Wichtig für Wetterentwicklung³.

Klima. Humid: Wasserreich, großer Abfluß. Arid: Wasserarm, abflußlos. Maritim: Kühle Sommer, milde Winter. Kontinental: Heiße Sommer, strenge Winter.

Wärmeverteilung auf der Erde. Die Temperatur der unteren Lufthülle ist wesentlich bedingt durch die Ein- und Ausstrahlung der Erdoberfläche. Wärmewirtschaftlich sind Landmassen Verschwender, Wassermassen Wärmespeicher. Die Wärmeverhältnisse eines Ortes sind bedingt durch Meereshöhe, geographische Breite, Entfernung von Küste.

Über Festland je nach Meereshöhe, Bödenbewachung, Farbe raschere Erwärmung wie über Wasserflächen. In 1,0 m Tiefe unter Erdoberfläche verschwindet Unterschied zwischen Tages- und Nachttemperatur. Tiefe, in der auch der Unterschied der Jahreszeiten aufhört, in Tropen 6,0, in gemäßigten Zonen 30 m. Über Wasserflächen tieferes Eindringen der Strahlung, geringere Gesamterwärmung. Wasser gibt weniger Wärme bei Tag an Luft ab, da sie zur Verdunstung benötigt wird.

Tägliche Wärmeänderung ist die Folge der täglichen Änderung der Sonnenhöhe. Im Winter am kleinsten, im Sommer am größten; an den Polen am kleinsten, am Äquator am größten.

Jährliche Wärmeänderung ist die Folge der verschiedenen Tagesdauer und Sonnenhöhe am Mittag im Winter und Sommer. Am größten an den Polen, am kleinsten am Äquator, an der Küste kleiner als im Binnenland.

Wasserdampf der Luft (Feuchtigkeit). Der an der Erdoberfläche durch Verdunstung gebildete Wasserdampf verbreitet sich in der Lufthülle durch Diffusion und Luftströmungen. Wasser geht solange in Wasserdampf über als noch nicht gesättigte Luft mit Wasser in Berührung steht.

Gehalt an Wasserdampf nimmt ab: von unten nach oben, vom Meer gegen das Innere des Landes durch Landwinde. Seewinde vermehren Gehalt. Für Europa SW und S Winde feuchte, NO und O Winde trockene Luftströmungen. Kondensierte Luftfeuchtigkeit in Bodennähe: Nebel, in größerer Höhe: Wolken.

Gehalt der Lufthülle an Wasser wird ausgedrückt: Durch die vorhandene Dampfspannung e ; die Aufnahmefähigkeit der Luft für Wasserdampf nimmt mit der Temperatur zu. Höchstwert der Spannung: E = Sättigungsmenge. Der E überschreitende Teil fällt tropfbar flüssig aus. Absolute Feuchtigkeit = Gewicht in g des in 1 m³ Luft enthaltenen Wasserdampfes. Spezifische Feuchtigkeit = Gewicht in g des in 1 kg Luft enthaltenen Wasserdampfes. Relative Feuchtigkeit = Verhältnis $100 e/E$. Sättigungsdefizit = $E - e$; unter sonst gleichen Verhältnissen gleich der Verdunstung. Mit Wasser gesättigte Luft scheidet bei Abkühlung von 30° auf 20° 13 g, bei 10° auf 0° 4 g Wasser aus. Daher stärkere Regenfälle in warmeren Gegenden und Jahreszeiten. Die Grenztemperatur, bei der die vorhandene Wasserdampfmenge zur Sättigung ausreicht, wird **Tau- oder Sättigungspunkt** genannt.

Messen des Wasserdampfgehaltes: durch Bestimmung der absoluten Luftfeuchtigkeit, durch Bestimmung des Taupunktes (Kondensationshygrometer), durch Psychrometer und Haarhygrometer⁴.

Luftdruck. Ursache der am Barometer gemessenen Luftdruckschwankungen ist die Änderung der Meereshöhe und der Dichte der Luft infolge verschiedener Temperaturen. Die Druckverteilung wird durch Linien gleichen Druckes (Isobaren) auf der Wetterkarte dargestellt.

Neben der Angabe des Luftdruckes im Längenmaß (mm Hg Saule) ist für internationale Wettermeldungen und wissenschaftliche Untersuchungen das Druckmaß, Millibar, eingeführt. 1000 mbar entsprechen in Meereshöhe unter 45° geographischer Breite einer Hg Saule von 750,08 mm.

¹ Hydrologische Bibliographie für das Deutsche Reich. Landesanstalt für Gewässerkunde Berlin W 8. Erscheint jährlich seit 1936.

² Klimakunde des Deutschen Reichs. Berlin 1939. GEIGER: Klima der bodennahen Luftschicht (Pflanzenklima). Braunschweig 1927. — KREUTZ: Agrarmeteorologische Forschungen auf der Hohen Rhön. Gießen 1940.

³ v. FICKER: Wetter und Wetterentwicklung. Berlin 1932.

⁴ HANN U. SÜRING: Lehrbuch der Meteorologie. Leipzig 1926.

Wind. Ursache: Druckunterschiede infolge Erwärmung, Erddrehung. Vorherrschende Winde: Im Kalmengürtel des Äquators nur aufsteigende Luftbewegung. In der Passatzzone (bis etwa $\pm 30^\circ$ Breite) auf der Nordhalbkugel NO, auf der Südhalbkugel SO Winde (Antipassate in etwa 4300 m Höhe). Zwischen Passatzzone und Pol ist die ablenkende Kraft der Erddrehung vorherrschend: Nordhalbkugel nach rechts, Südhalbkugel nach links.

Durch Abfließen der Luft vom Ort hohen nach dem Ort niedrigen Druckes und die Ablenkung bleibt Ort niedrigen Druckes links von der Richtung der Windströmung. Nach dem Tiefdruck fließende Luftmassen drehen von rechts nach links um den Mittelpunkt des Tiefs: zyklonal, die vom Hochdruck abfließenden von links nach rechts: antizyklonal. Am Boden Wind von kalt nach warm. Seewind bei Tage, Landwind bei Nacht; ebenso Tal- und Bergwind. Bei Überschreitung von Gebirgszügen durch Gleitvorgang: Föhn, Sirroco, Bora, Mistral. Über Europa häufigste Windbewegung SW und W. Tief in Nähe Island, Hoch über dem Mittelmeer. Zugstraßen der barometrischen „Tiefs“ und „Hochs“. Luftströmungen haben vielfach auf- oder absteigende Bewegungskomponente. Ursache: Hindernis in Form von Gebirgen oder Luftmassen. Die Grenzflächen zwischen kalten und warmen Luftmassen kommen durch die Ablenkung aus der waagrecht in schräge Gleitflächen. Die kälteren Luftmassen schieben sich keilförmig unter die wärmeren (Kaltluftberg).

Messung des Windes. Gemessen werden Windrichtung und Windgeschwindigkeit (Geräte des Reichswetterdienstes) von einer Meßstelle, die 10 bis 20 m über ebenem, haus- und baumlosem Gelände liegt. Häufigkeiten werden in *Windrose* eingetragen.

Wettervorhersage. Kurzfristig: Deutscher Reichswetterdienst¹ trägt auf Grund der täglich eingehenden Meldungen Luftdruckverteilung, Windstärke und Richtung, Lufttemperatur, Niederschläge in Wetterkarte ein. Die folgende Diagnose der Wetterlage umfaßt die Luftmassenanalyse: Steuerung des Wetters, Wettertyp und Vorhersage auf Grund langjähriger Erfahrung. Langfristig: Statistisch-physikalische Methode des deutschen Forschungsinstitutes für langfristige Wettervorhersage (Homburg v. d. Höhe). Zehntagevoraussage vorläufig von Mai bis September.

2. Kreislauf des Wassers².

Von den Meeresflächen verdunstet das Wasser, wird durch Luftströmungen auf weite Entfernungen über Land fortgetragen, verdichtet sich zu Wolken und Nebel und kehrt als Niederschlag zur Erde zurück, um sofort oder später, oberirdisch oder nach Versickerung unterirdisch durch die Gewässer wieder zu dem Meere zurückzukehren.

3. Wasserhaushalt.

a) Niederschlag.

Entstehung. Bei Abkühlung der Luft unter den Taupunkt verdichtet sich der Wasserdampf zu Tropfen oder Eiskristallen.

Gründe für die Abkühlung: Wärmeausstrahlung oder Berührung mit kalten Körpern (geringe Niederschlagsmengen; Nebel, Tau, Reif); Ausdehnung infolge rascher Abnahme des Druckes, (Aufsteigen der Luft durch Druck und Wärmeunterschiede). Mischung kalter und warmer Luftmassen.

Förmern. Voraussetzung für die Verdichtung ist das Vorhandensein von Kondensationskernen (Staubteilchen, Ionen).

An der Erdoberfläche. Tau bildet sich durch Erkalten der Erdoberfläche unter den Taupunkt. Bringt für Großwasserwirtschaft unbedeutende Mengen, ist dagegen für Vegetation wichtig³. Fehlt in Wüsten und Steppen, tritt reichlich auf in Tropen und im Gebirge. *Reif* = Tau bei Bodentemperaturen $\leq 0^\circ$. *Rauhreif.* Unterkälte Nebelteilchen gefrieren beim Anstoß an feste Gegenstände. Mengen können im Gebirge beträchtlich sein; Messung nicht möglich. *Glatteis.* Durch Kondensation des Wasserdampfes an unter dem Gefrierpunkt erkälten Gegenständen, unterkühlter Regen auf Boden.

In der Atmosphäre. Nebel, Nebelreißern, Nebeltreiben kann nennenswerte Niederschlagsmengen der Erdoberfläche zuführen. Schwer meßbar in den Regenmessern. *Regen.* Verdichtung des Wasserdampfes in den Wolken zu Tropfen, die nicht mehr schwebend erhalten werden können und fallen. Gehalt der Wolken an flüssigem Wasser gering (5 bis 8 g/m³). Durchmesser der Regentropfen 5 bis 7 mm. Fallgeschwindigkeit bis 8 m/s. *Schnee.* Wasserdampf geht unter 0° unmittelbar in festen Zustand über: Eiskristalle, die sich zu Flocken zusammensetzen. Fallgeschwindigkeit $< 1,0$ m/s. Schneefall zwischen -40° bis 0° C. „Ewige“ Schneegrenze am Äquator 5000 m, Alpen 2400 bis 3200, Spitzbergen 400 m. Wandern der Gletscher. *Graupeln.* Wassertropfenhaltige Luft wird rasch unter 0° abgekühlt; bei Gewittern und kurzen Schauern. *Hagel.* Sehr feuchte Luft steigt rasch in große Höhe bei Gewittern; trübe Eisstücke bis Taubeneigröße.

¹ Anleitung für die Beobachter des Deutschen Reichswetterdienstes. (Ausgabe für den Klimadienst). Berlin 1936.

² WUNDT: Das Bild des Wasserkreislaufs, Mitt. Reichsverb. dtsch. Wasserwirtsch. 44 (1938).

³ Wirkung des sommerlichen Taufalls auf Vegetation. Dtsch. Wasserwirtsch. 35 (1940) S. 71.

Einzugsgebiet E in km^2 oder ha umfaßt die Bodenflächen, deren Niederschlag die Wasserführung eines Flußlaufes oder seiner Teile bis zu einer betrachteten Stelle begründet. Die Verbindung der Wasserscheiden teilt die Bodenfläche oberirdisch in einzelne Einzugsgebiete auf. Bei durchlässigen Schichten fällt die topographische Wasserscheide nicht mit der hydrographischen zusammen. Für die meisten Flußgebiete ist E durch die gewässerkundlichen Ämter festgestellt.

Meßstellen¹. Für die allgemeine Feststellung der Niederschlagsmengen wird ein Netz von Meßstellen eingerichtet, dessen Dichte im Flach- und Hügelland geringer, im Mittel- und Hochgebirge größer ist. Ferner sind die besonderen Niederschlagsverhältnisse (Lage zur vorherrschenden Regenwindrichtung, Hänge u. ä.) zu beachten. Für Sonderzwecke (Vorhersage bei Wasserkraftanlagen, für Kulturtechn. Maßnahmen) ist das Netz der Meßstellen im Einzugsgebiet zu verditen².

Einheiten. Der Niederschlag N wird bestimmt durch die Höhe h_N der Wasserschicht in mm , die sich in einer bestimmten Zeit auf einer waagrechten, ebenen Fläche ohne Verluste durch Abfluß, Versickerung und Verdunstung ansammelt.

Ergiebigkeit = Niederschlagshöhe eines zeitlich begrenzten Niederschlags,
Niederschlagswasserfracht Q_{FN} (m^3) = Niederschlagshöhe (mm) · Einzugsgebiet (km^2),

$$\text{Niederschlagsmenge } Q_N \text{ (m}^3\text{/s)} = \frac{\text{Niederschlagswasserfracht (m}^3\text{)}}{\text{Niederschlagsdauer (s)}},$$

$$\text{Niederschlagsspende } q_N \text{ (l/s} \cdot \text{ha)} = \frac{\text{Niederschlagswasserfracht (l)}}{\text{Niederschlagsdauer (s)} \cdot \text{Einzugsgebiet (ha)}}$$

$$\text{Niederschlagsstärke (mm/min)} = \frac{\text{Niederschlagshöhe (mm)}}{\text{Niederschlagsdauer (min)}}$$

Meßgeräte³. Je nach dem erforderlichen Genauigkeitsgrad und den ortsgegebenen Möglichkeiten werden einfachere und feinere Meßgeräte aufgestellt:

Niederschlagsmesser nach HELLMANN zur Feststellung der Regenmenge innerhalb einer bestimmten Zeit. Beobachtung bei normalen Verhältnissen einmal am Tage, sonst öfter bis zu $\frac{1}{2}$ Stunde. Niederschlagsschreiber (Abb. 1) für die fortlaufende Messung der Niederschlagsmengen⁴. Schneemessungen an Schneepegeln, Schneeschreibern. Für Niederschläge in flüssiger und fester Form: Totalisatoren, in denen die Schneeschmelze durch Kalziumchloridlösung erfolgt und die Verdunstung durch eine Decke von Vaseline verhindert wird. Wasserwert des Schnees abhängig von der Struktur des Schnees, im allgemeinen verhält sich die Schneehöhe zur Wasserhöhe = 5:1. Für eingehendere Messungen Bestimmung des Wasserwertes durch Feststellung des Schneegewichts in kg/m^3 (rd. 450), und der Schneedichte. Für Wert der Messungen maßgebend: durch Wind und umgebende Gegenstände unbeeinflußter Zutritt des Niederschlags. Schutztrichter um das Auffanggerät. Die waagrechte Auffangfläche mit 200 cm^2 soll bei allen Geräten gleich hoch (1,0 oder 1,5 m) über dem Erdboden liegen. Die Messung der in anderer Form als Regen und Schnee fallenden Niederschläge ist schwierig und zum Teil nicht möglich⁵. Sie kann durch besondere Zusatzfaktoren berücksichtigt werden⁶.

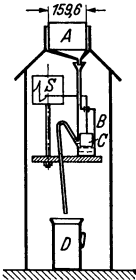


Abb. 1. Niederschlagsschreiber nach HELLMANN-FUESS.

A Auffanggefäß;
B Meßgefäß;
C Schwimmer;
D Sammelgefäß;
SSchreibtrömmel mit Zeiger.

Zeitliche Verteilung. In der periodischen Erscheinung des Niederschlags und Abflusses lassen sich folgende kennzeichnende Schwankungen feststellen: Schwankungen innerhalb eines oder mehrerer Tage; Schwankungen infolge des Wechsels der Jahreszeiten; Schwankungen langer Dauer, die sich durch langjährige Beobachtungen ermitteln lassen (11jährige Sonnenfleckenperioden, 35jährige BRÜCKNERSche Klimaperiode); völlig unregelmäßige Schwankungen durch zufällige Ereignisse. Das Niederschlagsjahr als die wesentlichste Periode fällt im allgemeinen mit dem Kalenderjahr zusammen.

In die Jahrbücher der meteorologischen oder gewässerkundlichen Anstalten werden die gemessenen Niederschlagshöhen in mm Wasserhöhe eingetragen, wobei durch besondere Zeichen die Form des Niederschlags angezeigt wird. Durch Summierung der täglichen Ab-

¹ Anweisung für die Durchführung von Niederschlagsmessungen. München 1936.

² KREUTZ: Agrarmeteorologische Forschungen auf der Hohen Rhön. Gießen 1940.

³ KLEINSCHMIDT: Handbuch der meteorologischen Instrumente. Berlin 1935.

⁴ Niederschlagssammler nach F. HAASE, R. FUESS, Berlin-Steglitz.

⁵ STEPHAN u. MILDEBRATH: Registrierende Taumessungen. Ein Beitrag zum Tauprobem. Bioklimat. Beiblätter d. meteorologisch. Zeitschr. 5 (1938) S. 34. MROSC: Ein volumenometrisches Taumeßgerät. Z. angew. Meteorologie, Das Wetter 56 (1939) S. 137.

⁶ DRENKHANN: Die hydrographischen Grundlagen für die Planung von Wasserkraftanlagen in Südwestdeutschland. Berlin 1926.

lesungen über 1 Jahr, 1 Monat wird die Jahres-, Monatsniederschlagshöhe gebildet. Das arithmetische Mittel aus einer langen Jahresreihe ergibt die mittleren Jahres-, Monatsniederschlagshöhen. Mittlere Jahresniederschlagshöhe für Deutschland 660 mm. Schwankungen im nassen und trockensten Jahr $\pm 50\%$. Verteilung auf die Jahreszeiten: Winter 18, Frühling 22, Sommer 36, Herbst 24%. Der Gang der mittleren Monatsniederschläge ist kennzeichnend für die Niederschlagsverhältnisse einer Gegend und eines Ortes. Die sehr stark schwankenden täglichen Niederschlagshöhen können bei kleinen Einzugsgebieten und außergewöhnlichen Größen bestimmend für die Hochwasserspitzen werden. Stärke, Ergiebigkeit und Häufigkeit der Starkregen kann durch ein sehr dichtes Sondernetz von Regenschreibern erfaßt werden¹. Besonders wertvoll für die wirtschaftliche Bemessung wasserbaulicher Arbeiten ist die Kenntnis der Häufigkeit².

Örtliche Verteilung. Sie hängt in Gebieten mit nahezu gleichen klimatischen Bedingungen in hohem Maße von der Oberflächengestalt ab. Höhenzüge, Berggruppen und einzelne Berge steigern die Niederschlagsbildung. Im allgemeinen nimmt die Niederschlagsmenge mit der Meereshöhe zu. Ein eindeutiger Zusammenhang ist jedoch nicht gegeben. Höchstwert von Niederschlägen an der Leeseite kann bereits vor Erreichung der größten Höhe eintreten, von dem er gegen die Luiseite erst langsam, dann rascher abfällt. In Gebirgstälern sind die Verhältnisse durch das Relief der sie umrahmenden Höhen, ihre Lage zu den Regenwinden besonders verwickelt (Abb. 2).

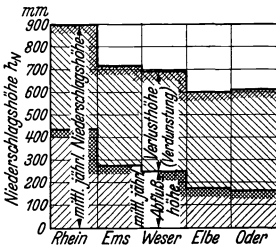


Abb. 2. Niederschlagshöhen in deutschen Stromgebieten.

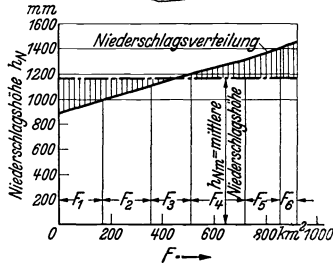
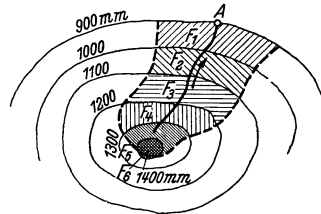


Abb. 3. Mittlere Niederschlagshöhe eines Ortes A.

Verarbeitung der Meßergebnisse. Aus den mindestens 10-, besser 30jährigen Mitteln der Beobachtungswerte, die, wenn nötig, durch die Beobachtungsergebnisse klimatisch gleicher Nachbarorte zu ergänzen sind (Quotientenmethode), werden die Niederschlagskarten dadurch hergestellt, daß man Orte gleicher Niederschlagshöhen eines bestimmten Zeitabschnittes (Tag, Monat, Jahr, längere Jahresreihe) miteinander verbindet (Regengleichen, Isohyeten). Bei geringer Anzahl von Meßstellen kann man annehmen, daß Punkte gleicher Meereshöhe und gleicher klimatischer Lage annähernd gleiche Niederschlagshöhe aufweisen. Die Regenkarten werden um so wertvoller, je engermaschiger das Beobachtungsnetz ist. Im allgemeinen geben sie die Sondereigenschaften einzelner, besonders reichgegliederter Gebirgsgegenden nicht an. Die mittlere Niederschlagshöhe eines Ortes läßt sich zeichnerisch nach Abb. 3 ermitteln.

b) Verdunstung.

Die Verdunstung ist um so größer, je höher die Temperatur, je niedriger der Luftdruck, je größer das Sättigungsdefizit und je intensiver die Luftbewegung

¹ Anweisung zur Auswertung von Schreibregenschreibaufzeichnungen. Gesundheitsing. 60 (1937) Sonderdruck.

² HÄUSER: Kurze starke Regenfälle in Bayern, München 1919. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 29 (1934) S. 209.

³ REINHOLD: Verteilung der Regenspenden in Deutschland. Z. VDI 80 (1936) S. 1422

ist. Sie ist beeinflusst vom Niederschlag und bei der Landverdunstung von der Größe der Oberflächengestalt, der Farbe, dem Pflanzenbestand und der Beschaffenheit der verdunstenden Fläche. Hierbei wird das Wasser im Boden durch die Kapillarkraft hochgehoben. Unter gleichen Verhältnissen verdunstet bewachsener Boden mehr als nackter Boden (etwa das Sechsfache) und weniger als der freie Wasserspiegel. Wald weist unter gleichen Bedingungen im Mittel die gleichen Verdunstungshöhen auf wie das landwirtschaftlich genutzte Land. Nasse Ödländereien steigern vielfach die Verdunstung, ohne die Regenhöhe zu vermehren.

Messung. Die Größe der Verdunstung V wird durch die Höhe der Wasserschicht h_V in mm ausgedrückt, mit der die im Laufe eines mittleren Jahres verdunsteten Wassermengen das waagrecht und eben gedachte Flußgebiet oder die Wasserfläche überdecken würden. *Verdunstung vom freien Wasserspiegel* wird mit dem schwimmenden Verdunstungsmesser nach H. WILD und dem BINDEMANNschen Floßverdunstungskessel¹, *Landverdunstung* durch wägbare Versickerungsmesser² gemessen, die absolute Verdunstungshöhen für ihren Standort mit einer bestimmten Bodenbedeckung geben, oder durch Verdunstungsmesser für Vergleichswerte³. *Schneeverdunstung* wird durch den Schneeverdunstungsmesser nach WEINLÄNDER gemessen⁴.

Verlauf und Größe. Vom freien Wasserspiegel ist die Verdunstung im Dezember und Januar am kleinsten, nimmt im März und April rasch zu und erreicht ihre Höchstwerte im Juni und Juli. Im Durchschnitt entfallen von der Jahressumme 26 % auf den Winter und 74 % auf den Sommer.

Mittlere jährliche Verdunstungshöhen.

a) Staubecken: Mitteleuropa	1000 mm	(größte Beckenfläche = Verdunstungsfläche)		
" Harz	920 mm,	Sommer 740 mm,	Winter 180 mm	
" Schweiz; Höhenlage				
unter 1000 m	900 mm,	" 600 mm,	" 300 mm	
von 2000 m und darüber	500 mm,	" 400 mm,	" 100 mm	
(Zwischen 1000 und 2000 m Höhe: interpolieren).				
b) Kanäle: Mittellandkanal	1000 mm,	Sommer 720 mm,	Winter 280 mm	
		(Mai bis Okt.)		
Holländ. Kanäle	In heißen Sommern	900 mm.		

Die Schneeverdunstung kann ungefähr doppelt so groß werden wie die Verdunstung von freien Wasserspiegeln.

Monatsanteile der *Landverdunstung* in % der Jahresverdunstung (nach FISCHER)

XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	Winter	Sommer
1	1	1	2	4	8	19	19	19	15	7	4	17	83

Die Jahresverdunstungshöhe in Deutschland beträgt im Mittel 400 bis 500 mm und schwankt zwischen 350 und 600 mm.

c) Versickerung.

Die Versickerung ist abhängig von der Durchlässigkeit und Dichtigkeit des Bodens, dem Gefälle der Bodenoberfläche, dem physikalischen Zustand der obersten Bodenschicht, dem Pflanzenwuchs, und der zeitlichen Verteilung und Stärke der Niederschläge.

Verschwemmter und noch mehr gefrorener Boden erschwert das Eindringen. Plötzliche Schneeschmelzen bei gefrorenem Boden sind vielfach die Ursachen für Schadenhochwasser mit häufig nachfolgendem Wassermangel, da die ausgleichende Wirkung der Versickerung fehlt. Je langsamer die Schneeschmelze vor sich geht und je flacher das Gelände ist, um so größere Mengen versickern und um so geringere fließen oberirdisch ab. Die Anschwellungen der Flüsse bleiben in mäßigen Grenzen, aber ihre spätere Wasserführung ist verhältnismäßig reichlich.

¹ Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Bes. Mitteilungen Bd. 3.

FRIEDRICH: Messungen der Verdunstung von freien Wasserflächen. Zbl. Bauverw. 50 (1930) S. 82. — Berichte 16 u. 16 C z. VI. Balt. Hydrol. Konf. Berlin 1938. MOSE: Wasserk. u. Wasserwirtsch. 32 (1937) S. 247.

BAUMANN: Arbeitsweise und Verwendung wägbare Lysimeter zur Bestimmung der Verdunstung von bewachsenem Erdboden. Dtsch. Wasserwirtsch. 32 (1937) S. 181.

² MAYER: Ergebnisse der Verdunstungsversuche in München-Bogenhausen. Wasserk. u. Wasserwirtsch. 23 (1928) S. 81.

FRIEDRICH: Über die Verdunstung von bewachsenen Erdboden. Dtsch. Wasserwirtsch. 34 (1936) S. 114.

³ RAMSAUER: Verdunstungsmessungen. Wasserwirtsch. u. Techn. 3 (1936) S. 189.

⁴ Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Messung durch Versickerungsmesser (s. Verdunstung). Die auf einer Fläche versickernde Wassermenge wird durch die Höhe einer inhaltsgleichen Wasserschicht in mm angegeben.

Verlauf und Größe. Die Versickerung der auf den Boden fallenden Niederschläge ist abhängig vom Gang der Niederschläge. Im November ist bei kleinster Verdunstung die Versickerung am größten, im Mai ist bei größter Verdunstung die Versickerung am kleinsten. Aus stehenden oder fließenden Gewässern erfolgt die Versickerung ununterbrochen.

Gewässer	gem = gemessen ang = angenommen	Versickerungshöhe
Rhein-Herne-Kanal (Sand 0,05 bis 0,4 mm Ø)	gem	30 bis 34 mm/Tag
Rhein-Marne-Kanal	„	28 mm/Tag
Dortmund-Ems-Kanal	ang	20 bis 29 mm/Tag
Mittellandkanal	„	20 mm/Tag

Bei 34 m Spiegelbreite, 3,5 m größter und 2,5 m mittlerer Tiefe wurde für den Mittellandkanal für den Winter mit 7 l/s km, für den Sommer mit 9 l/s km Wasserverlust durch Versickerung und Verdunstung gerechnet.

d) Abfluß.

Der Teil des Niederschlags, der nicht verdunstet, fließt ab. Der versickernde Teil kommt insoweit zeitlich und örtlich verschoben zum Abfluß als er dem Grundwasserbecken zugeflossen ist. Von den Pflanzenwurzeln aufgesaugtes Sickerwasser bleibt durch Verdunstung dem Wasserhaushalt erhalten.

Kennzeichnung. α Für den Abflußvorgang an einer Stelle des Flußlaufes:

Abfluß-(Durchfluß)menge Q (m^3/s) ist die Wassermenge, die in der Zeiteinheit durch einen Meßquerschnitt fließt.

Wasserfracht Q_F (m^3) ist die Wassermenge, die in einem bestimmten Zeitabschnitt den Meßquerschnitt durchflossen hat (Monats-, Jahreswasserfracht).

β Für den Abflußvorgang des gesamten Einzugsgebietes:

Abflußhöhe A ist die Wasserschicht h_A in mm, die sich einstellen würde, wenn die Wasserfracht eines bestimmten Zeitraumes gleichmäßig über das Einzugsgebiet verteilt wäre: h_A (mm) = Q_F (m^3)/ E (km^2).

Abflußspende q_A (Ergiebigkeit) ist die Abflußmenge in l/s ha oder in l/s km^2 , die im Mittel in der Zeiteinheit von der Einheit des Einzugsgebietes abgegeben wird: q_A (l/s \cdot km^2) = Q (l/s)/ E (km^2) (Tabelle S. 874).

Abflußverhältnis (Abflußbeiwert) α = Beziehung zwischen Abfluß und Niederschlag: $h_A/h_N = Q_{FA}/Q_{FN} = q_A/q_N$ (Tabelle S. 874).

Verfahren zur Feststellung der Menge. Bei flächenhaftem Abfluß und geringerer Genauigkeit der Menge und des zeitlichen Verlaufes mittelbar aus den Beziehungen zwischen N , V und A (Abschnitt 3 e). In der geschlossenen Abflußrinne unmittelbar durch Messung der Abflußmengen in einem Durchflußquerschnitt (Abschnitt 4).

Abflußjahr, nicht für alle Gewässer gleich dem Kalenderjahr. Es beginnt mit dem tiefsten Stand im jährlichen Rhythmus, so daß das Abflußjahr für Mittelgebirgs- und Flachlandflüsse mit verschiedenen Monaten beginnt. (Norddeutsche Flachlandflüsse 1. November, Alpengebiete 1. Dezember).

e) Beziehungen zwischen Niederschlag, Abfluß und Verdunstung.

Für lange Zeiträume. Bei der Bilanz des Wasserhaushalts eines Flußgebietes für die Erdoberfläche erscheinen als Einnahme sämtliche auf das Gebiet fallende Niederschläge und als Ausgabe der Abfluß und die Verdunstung. Da innerhalb langer Zeiträume der Kreislauf des Wassers geschlossen und der Gesamtwasserhaushalt (ober- und unterirdisches Wasser) unveränderlich ist, wird $N = A + V$ und $V = N - A$ ¹.

¹ KELLER: Jb. für Gewässerkunde Norddeutschlands. Bes. Mitt. Bd. 1, Nr. 4. Berlin 1906. FISCHER: Mitt. des Reichsverb. d. dtsh. Wasserwirtsch. 40 (1936).

WUNDER: Beziehungen zwischen den Mittelwerten von Niederschlag, Abfluß, Verdunstung und Lufttemperatur für die Landflächen der Erde. Dtsch. Wasserwirtsch. 32 (1937) S. 82. Das Bild des Wasserkreislaufs. Mitt. des Reichsverb. d. dtsh. Wasserwirtsch. 44 (1938).

Jahres-Niederschlags-Abfluß- und Verlusthöhen. Abflußbeiträge, Abflußspenden einiger mitteleuropäischer Flüsse.

Nr.	Flußgebiet	Meßstelle	E in km ²	Zeitraum	Mittlere Jahreshöhe in mm		Abfluß-beiwert $h_A : h_N$	Abflußspenden in l/s · km ²		
					h_N	h_V		MNq	Mq	MHg
1	Memel	Tilsit	91 300	1896—1915	579	383	0,34	2,1	5,5	46,0
2	Weichsel	Montaurspitze	193 000	1896—1910	620	462	0,25	1,8	5,0	17,6
3	Oder	Katibor	6737	1896—1915	836	525	0,37	1,9	9,0	87,0
4	„	Hohensaaten	109 564	1896—1915	608	462	0,24	2,4	4,9	14,1
5	Warthe	Landsaat	51 893	1896—1910	542	422	0,22	1,7	3,65	9,3
6	Lausitzer Neiße	Mundung	4 232	1896—1930	749	236	0,32	4,1	8,9	47,0
7	Elbe	Wittenberge	123 532	1896—1930	601	167	0,28	2,0	5,1	15,9
8	Saale	Grizhne	23 737	1896—1915	613	445	0,27	1,39	4,62	19,7
9	Havel	Rothenow	19 500	1896—1915	571	448	0,22	1,72	4,09	7,42
10	Weser	unt. der Diemel	14 825	1896—1915	721	269	0,30	2,7	8,5	32,4
11	Werra	Mundung	5 305	1896—1915	717	440	0,30	2,6	8,7	37,3
12	Ems	Greven	2 898	1896—1925	729	445	0,38	0,8	6,4	48,0
13	Rhein	Wesel	154 528	1920—1930	900	425	0,48	0,6	13,7	44,0
14	„	Basel	35 929	1921—1930	1210	918	0,75	11,9	28,8	76,8
15	Main	Lohr	18 201	1901—1930	657	187	0,28	—	7,8	—
16	Mosel	Kochem	27 100	1896—1930	764	334	0,44	2,1	9,8	69,0
17	Donau	Vißhofen	47 544	1921—1930	838	402	0,48	5,4	11,3	34
18	Iller	Wiblingen	2 192	1901—1910	1241	901	0,73	10,0	28,5	200
19	Regnitz	ob. Bamberg	6 999	1901—1930	692	218	0,32	—	6,5	—

$$h_A = \frac{15}{16} h_N - 460 + 30 \left[\frac{h}{100} - 6 + \sqrt{\left(\frac{h}{100} - 6 \right)^2 + 1} \right].$$

¹ DRENKHAHN: Die hydrographischen Grundlagen für die Planung von Wasserkraftwerken in Südwestdeutschland. Berlin 1926.

Wird der Luftraum über dem Gebiet einbezogen, so ist als N nur der von außen her in das Gebiet einmal gelangende Niederschlag in Dampfform anzusehen, der teilweise als Abfluß, teilweise auf dem Luftwege aus dem Gebiet entweicht. Im großen Kreislauf des Wassers zwischen Meer und Festland, bei dem Meereszufuhr = Abfluß ist, vollzieht sich noch ein engerer Kreislauf innerhalb des Flußgebietes, in dem das verdunstete Wasser wiederholt zum Niederschlag¹ kommt.

Da die Versickerung als Zwischenvorgang anzusehen ist, schließt für lange Zeiträume der Begriff der Verdunstung auch etwaige Verluste durch Versickerung mit ein und die entsprechende Höhe h_V ist als Verlusthöhe im ganzen zu betrachten.

Im Durchschnittsverhalten für Mitteleuropa¹ gelten für die aus Regenkarten erhaltenen mittleren, jährlichen Niederschlagshöhen h_N und die aus Abflußmessungen gewonnenen Abflußhöhen h_A die KELLERSCHEN Beziehungen:

$$h_A = 0,942 h_N - 405 \text{ in mm}$$

$$h_V = 0,058 h_N + 405 \text{ in mm}$$

für $h_N \geq 560 \text{ mm}$.

Für Gebiete mit großem Abflußvermögen (Fähigkeit) und kleiner Verdunstung (Mittelgebirgs- und Alpenflüsse) gilt:

$$h_A = h_N - 350 \text{ in mm}$$

für $h_N \geq 500 \text{ mm}$.

Für Gebiete mit kleinerem Abflußvermögen und großer Verdunstung (Flachlandflüsse) gilt:

$$h_A = 0,884 h_N - 460 \text{ in mm}$$

für $h_N \geq 625 \text{ mm}$.

Der zusätzliche Niederschlag (durch Kondensationsvorgänge) ist hierbei vernachlässigt. Den Zusammenhang zwischen der zusätzlichen Abflußhöhe und der Meereshöhe h hat DRENKHAHN¹ für Südwestdeutschland ermittelt:

Soll h_{A1} eines Gebietes G_1 nach h_{A2} eines Gebietes G_2 geschätzt werden, das ähnliche Sondereigenschaften, aber ein von h_{N2} abweichendes h_{N1} aufweist, so kann h_{V2} als $(h_{N1} - h_{A1})$ von G_2 auf G_1 übertragen werden (nicht das Abflußverhältnis). Ebenso können für ein Gebiet, dessen h_A für das Gebiet als Ganzes bekannt ist, die h_A der einzelnen Teile mit erträglichen Fehlern gefunden werden, wenn h_V der Einzelteile dem h_V des Gesamtgebietes gleichgesetzt wird. Das Abflußverhältnis-Abflußbeiwert kann für die Übertragung von einem auf ein anderes Gebiet nur bei gleichem h_N verwendet werden. Als Abflußbeiwert ist nur der Mittelwert aus langjährigen Beobachtungen von h_A und h_N zu gebrauchen (Tabelle S. 874).

Nach Bestimmung von h_A ergibt sich die **mittlere jährliche Wasserfracht** $MQ_F \text{ (m}^3\text{)} = E \text{ (km}^2\text{)} \cdot h_A \text{ (mm)}$ und die **mittlere sekundliche Abflußmenge** $MQ \text{ (m}^3\text{/s)} = E \text{ (km}^2\text{)} \cdot h_A \text{ (mm)}/31\,560\,000$.

Für kurze Zeiträume. Bei Betrachtung des Wasserhaushaltes innerhalb kürzerer Zeitabschnitte zeigt sich, daß als Grundwasser bedeutende Mengen des Niederschlages eines Abflußjahres zurückgehalten werden, die erst in regenarmen Zeiten der nächsten Jahre eine Vergrößerung des Abflusses bewirken. Auch die in Form von Schnee aufgespeicherten Mengen verursachen eine zeitliche Verschiebung zwischen N und A . Werden die zurückgehaltenen Wassermengen mit Rücklage R und die wieder zur Speisung abgegebenen Mengen mit Aufbrauch B bezeichnet, so ergibt sich für einen beliebigen Zeitraum $N = A + V + (R - B)$. Aus Abb. 4 gehen die Verschiebungen hervor. Hierbei sind als monatliche Verdunstungshöhen die aus Landverdunstungsmessungen gewonnenen Hundertteile der Jahresverdunstungshöhe eingesetzt¹ (S. 873). Die starken Schwankungen von N zwischen trockenen und nassen Jahren haben ihre Nachwirkung auf A über einen Winter und Sommer und bisweilen über ein Jahr hinaus².

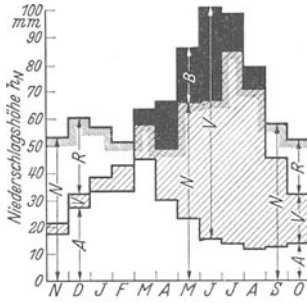


Abb. 4. $N = A + V + R - B$.

Die **monatlichen Abflußhöhen** können mit Hilfe der Landverdunstungsmessungen berechnet werden. Ihre Zahl und Zuverlässigkeit bedarf jedoch noch der Ergänzung. Bei der Berechnung monatlicher Abflußmengen eines Gebietes G_1 , für das Abflußmessungen nicht vorhanden sind, mit Hilfe monatlicher Abflußbeiwerte eines Gebietes G_2 muß mit größter Vorsicht vorgegangen werden, da selbst benachbarte Flußgebiete oft sehr verschiedene Abflußvorgänge haben.

f) Einflüsse auf den Abflußgang der Gewässer.

a) **Flächeninhalt, Form und Bewachsung des Einzugsgebietes.** Im kleinen Einzugsgebiet kann der Abfluß Null werden; es ist empfindlich für jede Niederschlagsmenge; Starkregen verursachen außerordentliche HW. In größeren, klimatisch nicht einheitlichen Einzugsgebieten ist Zusammentreffen von HW aus allen Teilen unwahrscheinlicher (Abb. 5). Ein der Kreisform sich näherndes Gebiet wird gleichmäßiger überregnet als ein langgestrecktes, bei dem die Stärke der Überregnung von der Lage seiner Hauptachse zur vorherrschenden Regenwindrichtung abhängt. Steile, felsige Gebirgsflanken mit geringer Bodenbedeckung bilden geringe Rücklagen, geben hohe Abflußspenden und starke Abflußschwankungen. Flaches Land, durchlässiger Boden sammeln bedeutende Wassermengen an, brauchen sie allmählich auf und wirken ausgleichend auf die Abflußschwankungen. Üppiger Pflanzenbedarf verbraucht viel Wasser durch Blattverdunstung und macht den Boden dadurch aufnahmefähig für neues Sickerwasser. Hoher Grundwasserstand vermindert die Versickerung, fördert den oberirdischen Abfluß.

¹ FISCHER, K.: Niederschlag, Abfluß und Verdunstung des Weserquellgebietes. Jb. für Gewässerkunde Norddeutschlands. Bes. Mitt. Bd. 4, Nr. 3; Bd. 7, Nr. 2.

² TROSSBACH u. WUNDT: Die natürliche Vorratsbildung in unseren Flußgebieten. Arch. Wasserwirtsch. H. 52. Berlin 1940.

Einfluß des Waldes. Durch die Art der Bestockung kann die Lockerheit des Waldbodens gefördert werden, so daß die Niederschläge rascher und tiefer eindringen; am besten Mischwald¹. Bei geringer Niederschlagsstärke und kleinerem Einzugsgebiet wirkt der Wald zurückhaltend, bei längerer Dauer der Niederschläge und großem Einzugsgebiet ist ein wesentlicher Einfluß auf die Wasserführung nicht mehr vorhanden. Wald schützt den Boden gegen die Bildung von Runsen und Auswaschungen².

b) *Periodische Schwankungen der Wärme und Niederschlagsverteilung* (s. Abschnitt 3 a).

Jahresgang. Das Zusammenwirken von a und b ergibt den jedem Gewässer eigenartigen Jahresgang seines Abflusses. Er wird dargestellt durch die Ganglinien der Wasserstände, der Abflussspenden (Abb. 5) oder der Abflußpenden. Letztere sind besonders zum Vergleich der Ergiebigkeit einzelner Einzugsgebiete geeignet. **Umbildung des Jahresganges.** Durch das Zusammentreffen von Flüssen mit verschiedenen Abflußformen können die Einzelformen stark verwischt und umgewandelt werden (Abb. 5). Große Seebecken gleichen die Schwankungen des Abflusses durch das Auffangen der Hochwasseranschwellungen und die Vergrößerung der Niedrigwassermengen aus (Abb. 5). Künstliche Speicher beeinflussen den Abfluß je nach der Größe des Speichers und der Art des Betriebes.

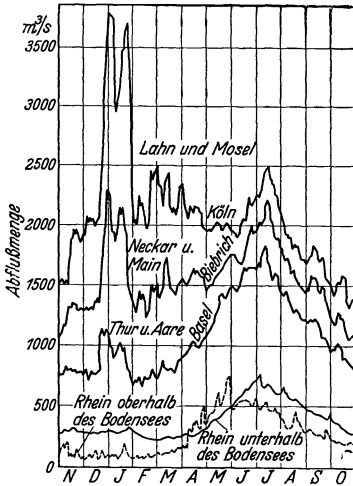


Abb. 5. Ganglinien der Abflussspenden des Rheins.

4. Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten.

a) Wasserstände.

Pegelstand. Für die Bestimmung der Abflußmenge Q oder der Abflußhöhe h_A werden nicht die ständig wechselnden Abflussspenden, sondern die veränderlichen Höhen der Wasserspiegel in bezug auf eine festgelegte, unveränderliche Höhenteilung, *Pegel*, gemessen: Wasserstände, Pegelstände. Örtlich gilt eine Wasserstandsangabe nur für den zugehörigen Abflußquerschnitt (Pegelstelle), zeitlich nur für den Zeitpunkt der Ablesung oder bei Zusammenfassung mehrerer Wasserstandsablesungen nur für den in Betracht gezogenen Zeitraum. Zeit und zugehöriger Pegelstand sind abhängig voneinander: $h_P = f(t)$, dargestellt durch die Ganglinie der Wasserstände, die die Verteilung der Wasserstände auf die einzelnen Zeitabschnitte eines Jahres wiedergibt (Abb. 13), und durch die Ordnung der Wasserstände nach der Häufigkeit und der Dauer ihres Auftretens (Häufigkeitslinien, Dauerlinien des Wasserstandes)³.

Pegelstellen⁴. Der Pegel muß mit dem freien Wasser in ständiger, ungehinderter Verbindung stehen. Er soll in einer gut ausgebildeten, geschlossenen, sich möglichst im Gleichgewicht befindlichen Flußstrecke liegen, die die gesamte Wassermenge abführt. (Talgrund möglichst dicht; Sicherheit gegen Verkrautung; am Talweg; Schutz gegen Beschädigungen durch Eis, Schifffahrt, Treibzeug.) Die Pegelstellen sind so anzulegen, daß sie die Wasserstände zwischen Zu-

¹ KIRWALD: Wald und Wasserhaushalt. Dtsch. Wasserwirtsch. 36 (1941) S. 450.

² STRELE, G.: Einfluß des Waldes auf den Wasserabfluß. Dtsch. Wasserwirtsch. 34 (1939) S. 64..

³ Weitere Entwicklungen und Abbildungen siehe Abschnitt III.

⁴ Amtliche Pegelvorschrift des Reichs- und Preuß. Verkehrsministers und des Reichs- und Preuß. Ministers für Ernährung und Landwirtschaft.

bringern und in den Zubringern einwandfrei angeben. Stauwirkungen eines Zubringers dürfen nicht bis zur Pegelstelle reichen.

Pegelbezugskurve. Gleichzeitige Ablesungen an zwei oder mehreren Pegeln können unbeschränkt nur in Beziehung zueinander gebracht werden, wenn ein länger dauernder gleichbleibender Wasserstand, *Beharrungswasserstand*, herrscht. Bei hohen und tiefen, kurz andauernden Ständen sind die Scheitel- oder Talwerte zu benützen. Bei gleicher Form der Pegelquerschnitte ist die Bezugskurve eine Gerade (Abb. 6). Der Zeitunterschied in der Ablesung und die abweichende Form der Pegelquerschnitte läßt sich durch die Feststellung der Wasserstände gleicher Benetzungsdauer zweier oder mehrerer Pegelstellen ausschalten h_{PA} ; h_{PB} ; h_{PC} (Abb. 7). Es sind der Benetzungsdauer nach gleichwertig: A' , B' , C' .

Pegelnulldpunkt. Er bestimmt die Höhenlage der Pegelstelle und ist an das Landesnivellement anzuschließen. Seine Höhenlage ist so zu wählen, daß negative Ablesungen auch bei kleinsten Wasserständen möglichst vermieden werden. Wenn nötig Senkung des Nullpunktes um ganze Meter. Der Pegelnulldpunkt hat im allgemeinen keine Beziehung zur Höhe der Flußsohle oder zur Fahrwassertiefe. Können nicht alle Wasserstände an einer Pegellatte abgelesen werden, so sind möglichst im gleichen Flußquerschnitt weitere Latten bei gleichem Nullpunkt zu setzen (Staffelpegel).

Pegelnetz. Man unterscheidet Pegel, die dauernden Zwecken dienen, eingeteilt je nach ihrer Bedeutung und Ausrüstung in Pegel I., II. und III. Ordnung und Pegel, die vorübergehenden Zwecken dienen (Hilfspegel). Die Dichte des Pegelnetzes ist abhängig von der Gestalt und Dichte des Flußnetzes und der wasserwirtschaftlichen Entwicklung. An Pegelstellen werden vielfach noch Wasser- und Lufttemperatur sowie die Schwabstoffführung beobachtet.

Ausführung und Verwertung der Messungen. Die Lage und Anordnung des Pegels richtet sich nach der Zweckmäßigkeit, Form und der flußbaulichen Ausgestaltung des Pegelquerschnittes (Brücken- und Wehrstellen vermeiden). Lotrechte Pegel in Nischen oder Kammern dämpfen unerwünschte Wellen, schrägliegende sind nur dort anzuordnen, wo in guter Flucht verlaufende Uferdeckwerke vorhanden und Setzungserscheinungen nicht zu befürchten sind.

Lattenpegel, lotrecht oder schrag, aus impragniertem Holz oder Eisen, mit verschiedenfarbiger Teilung aus Ölfarbe oder Emaille werden für alle Pegel verwendet. Sie sind unempfindlich gegen klimatische Einwirkungen. Bei schräg liegenden Latten richtet sich die Teilung nach der Böschungseignung. Beim *Schwimmerpegel* überträgt ein auf dem Wasserspiegel ruhender Schwimmer aus Holz oder Metall den Wasserstand auf eine Zeigervorrichtung und dadurch auf ein meist kreisförmiges Ziffernblatt zur unmittelbaren Ablesung des Wasserstandes. Vorteil: Genaue und ununterbrochene Messung der Ganglinie. Möglichkeit der fortlaufenden Aufschreibung (Selbstschreiber): Schreibpegel¹.

Nach dem Wert einer Pegelstelle wird sie mit einem Lattenpegel oder mit Lattenpegel und Schreibpegel ausgerüstet. Die Lattenpegel werden im allgemeinen einmal am Tage zur gleichen Stunde (7 oder 12 Uhr) und nur in besonderen Fällen (HW, Eis) mehrmals abgelesen. Die Schreibpegel sind vielfach mit Einrichtungen zur Übertragung des Wasserstandes auf große Entfernung versehen².

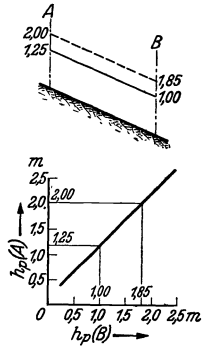


Abb. 6. Pegelbezugskurve.

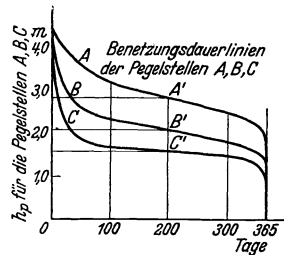


Abb. 7. Dauerlinie gleichwertiger Wasserstände.

¹ Meßgeräte für Abfluß und Wasserstand. Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1938
² Über Einzelheiten der Meßeinrichtungen geben die Hersteller Auskunft: F. Ott, Kempten. (Allgäu); Siemens & Halske, Berlin; Bopp u. Reuther, Mannheim-Waldhof; K. Fuess, Berlin-Steglitz; Askania-Werke Berlin-Friedenau.

Besondere Werte: Bei selbstschreibenden Pegeln: Tagesmittel; bei täglich einmal erfolgenden Ablesungen: Monats-, Jahresmittel. Beim Vorhandensein mehrjähriger ununterbrochener Beobachtungsreihen: mehrjährige Durchschnittswerte der Monats- und Jahresmittel. Grenzwerte: die höchsten und niedrigsten Wasserstände einzelner Monate, einzelner Jahre oder Jahresreihen.

Die **Ergebnisse der Pegelbeobachtungen** werden in den *Jahrbüchern der gewässerkundlichen Anstalten* veröffentlicht¹.

Bis zum Abflußjahr 1936 sind die Beobachtungen in den Jahrbüchern der gewässerkundlichen Anstalten der einzelnen deutschen Länder veröffentlicht. Preußen: Landesanstalt für Gewässerkunde Berlin; Bayern: Landestelle für Gewässerkunde, München; Württemberg: Technisches Landesamt Ludwigsburg; Baden: Hydrographisches Büro des Finanz- und Wirtschaftsministeriums, Karlsruhe; Sachsen: Amt für Gewässerkunde Dresden; Thüringen: Landesanstalt für Gewässerkunde Weimar.

Vom Abflußjahr 1937 an werden die Beobachtungen über Wasserstände, Abflußmengen und -spenden, Schwemmstoffmengenmessungen, Wassertemperaturen, Grundwasserstände, Querschnittsmessungen im Jahrbuch der Gewässerkunde des Deutschen Reiches veröffentlicht. Teil I: Pregel, Memel, Weichselgebiet; Teil II: Oder; Teil III: Elbe; Teil IV: Weser, Ems; Teil V: Rhein; Teil VI: Küstengebiet der Ost und Nordsee; Teil VII: Donaugebiet.

Schweiz: Eidgenössisches Amt für Wasserwirtschaft, Bern.

Italien: Ufficio Idrografico, Rom.

Österreich: Hydrographisches Zentralbüro Wien.

b) Bezeichnungen der Wasserstände und Abflußmengen.

Grenz- und Mittelwerte der Wasserstände (m oder cm) und Abflußmengen (m³/s).

1. *NNW* niedrigster, überhaupt bekannter Wasserstand, gegebenenfalls zu trennen in *NNW* überhaupt, *NNW* eisfrei. *NNQ* kleinste, überhaupt bekannte Abflußmenge.

2. *NW* niedrigster Wasserstand eines Zeitraums, gegebenenfalls zu trennen wie *NNW*. *NQ* kleinste Abflußmenge eines Zeitraums.

3. *MNW* mittlerer niedrigster Wasserstand (mittlerer Niedrigstand, Mittelniedrigwasser) eines Zeitraums. *MNQ* mittlere kleinste Abflußmenge eines Zeitraums.

4. *MW* mittlerer Wasserstand (arithmetisches Mittel der täglichen Wasserstände) eines Zeitraums. *MQ* mittlere Abflußmenge (arithmetisches Mittel der täglichen Abflußmengen) eines Zeitraums.

5. *MHW* mittlerer Hochwasserstand eines Zeitraums. *MHQ* mittlere Hochwassermenge eines Zeitraums.

6. *HW* höchster Hochwasserstand eines Zeitraums. *HQ* größte Hochwassermenge eines Zeitraums.

7. *HHW* höchster, überhaupt bekannter Wasserstand. *HHQ* größte, überhaupt bekannte Abflußmenge.

Bemerkungen. Bei 2 bis 6 muß der zugehörige Zeitraum ersichtlich sein. Ohne Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen auf das Jahr. *MNW* ergibt sich, indem der niedrigste Wasserstand jedes einzelnen Jahres der betrachteten Jahresreihe festgestellt und aus diesen Werten das Mittel genommen wird, ebenso *MNQ*, indem die kleinste Abflußmenge jedes einzelnen Jahres aufgesucht und aus diesen Werten das Mittel gebildet wird. In entsprechender Weise sind *MNW* und *MNQ* für einen Monat zu verstehen und in den Ländern, die eine feststehende Einteilung des Jahres in ein Winter- und Sommerhalbjahr haben, auch *MNW* und *MNQ* des Winters oder des Sommers. Wie Winter und Sommer abgegrenzt sind, muß gesagt werden. Für die Werte *MHW* und *MHQ* treten an die Stelle der unteren Grenzwerte die oberen. Die zu einem der Symbole 1 bis 7 zusammengehörigen Buchstaben dürfen niemals voneinander getrennt werden. Etwaige Zeitangaben sind, soweit sie nicht aus tabellarischer Anordnung ersichtlich sind, in folgender Weise hinzuzufügen: Jan. *NW* 1901/20; Wi. *MNW* 1901/20; So. *MHQ* 1901/20.

Während die Abkürzung der Monatsnamen und Halbjahre durch einen Punkt kenntlich gemacht wird, werden die Symbole 1 bis 7 ohne Punkt geschrieben.

Bezeichnung der Wasserstände und Abflußmengen nach der Dauer. Es ist eine Bezeichnungsweise sowohl nach der *Unter-* wie nach der *Überschreitungsdauer* vorgesehen. Beide sind in folgender Art voneinander zu unterscheiden:

30 *W* der an 30 Tagen des Jahres überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand. Mit ihm fällt zusammen:

335 *W* der an 335 Tagen des Jahres unterschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand. Ohne weiteren Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen wieder auf das Jahr. Der in einer Reihe von Jahren ebensooft über- wie unterschrittene Wasserstand (gewöhnlicher Wasserstand) wird mit *GW*, die ebensooft über — wie unterschrittene Abflußmenge mit *GQ* bezeichnet.

Sonderbezeichnungen für die Schifffahrt.

NschW: Niedrigster schiffbarer Wasserstand, das ist der Wasserstand, bei dessen Unterschreitung die planmäßige Fahrwassertiefe nicht mehr vorhanden ist.

¹ **RUNDO:** Die hydrographischen Institutionen Europas; Wasserkraftjahrbuch 1928/29, 1930, München 1929, 1931.

HschW: Höchster schiffbarer Wasserstand, das ist der Wasserstand, bei dessen Überschreitung die Schifffahrt eingestellt werden muß. *GIW* = Gleichwertiger Wasserstand, durch Vereinbarung festgelegter Wasserstand bestimmter Über- oder Unterschreitungsdauer.

c) Abflußmengen.

Messung der Abflußmengen mit Hilfe von Meßflügeln^{1, 2}. Um Q aus $v_m \cdot F$ zu erhalten, wird F (Querschnittsfläche) durch Peilung der Querschnittsform und v_m aus Messungen der Fließgeschwindigkeiten u in einzelnen Punkten des Querschnitts bestimmt (Abb. 8). Zur Bestimmung von u wird der hydrometrische Flügel als Anzeigegerät für die Anströmungsgeschwindigkeit benutzt. Er besteht aus einem, auf einer leicht drehbaren Achse befestigten Schaufelrad, dessen Umdrehungszahl in der Zeiteinheit durch ein Zählwerk bestimmt wird.

Einführung des Flügels in das Wasser. Der Flügel kann mit verschiedenartigen Hilfsmitteln in das Wasser eingeführt und in den einzelnen Punkten der Meßlotrechten festgehalten werden. Dementsprechend ist die Ausbildung und Form des Flügels verschieden³.

Auf der am Flußgrunde aufstehenden Stange wird ein Stangenflügel verschoben.

An der am Meßsteg freihängenden Stange wird ein Stangenflügel am unteren Ende befestigt und mit der Stange verschoben. An einem Seil wird ein freischwebender Seilflügel durch sein Gewicht an einem Windwerk in das Wasser gelassen und verstellt.

Am Boden eines Schwimmkörpers ist ein Schleppflügel befestigt und wird stets in gleicher Höhenlage gehalten. An Tragarmen wird ein Dauer-Meßflügel in stets gleicher Lage und Stellung gehalten.

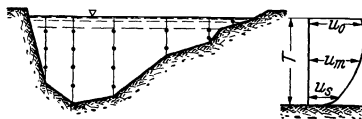


Abb. 8. Querschnitt für Flügelmessungen.

Eichung des Flügels. Die Anwendung des Flügels als Meßgerät beruht auf der Möglichkeit, die Drehzahl der Flügelschaukel als Abhängige von der Geschwindigkeit des anströmenden Wassers darzustellen. Der Zusammenhang wird durch Eichung des Flügels in einem Schleppgerinne festgestellt, wobei der Flügel mit bekannten Geschwindigkeiten durch ruhendes Wasser geschleppt wird⁴.

Die Fließgeschwindigkeit im Meßpunkt beträgt $u = a + b \frac{N}{t}$. Hierin bedeuten: N = Anzahl der Flügelumläufe in t Sekunden; a ist die Fließgeschwindigkeit, bei der der Flügel wegen der Lagerreibung noch nicht umläuft (0,01 m/s). Der Wert b ist abhängig von der Ganghöhe der Flügelschraube und kennzeichnend für die Meßempfindlichkeit.

Vollständige Flügelmessung. Sie ist zur genauen Bestimmung der Abflußmengen, besonders bei der erstmaligen Aufstellung der Beziehung $Q = f(h_p)$ zu verwenden. In einer größeren Zahl von Meßpunkten des Querschnitts wird die Drehzahl der Flügelschaukel bestimmt (Abb. 8). In regelmäßigen künstlichen Gerinnen können die Meßpunkte nach Normen ausgeteilt werden⁵. Für Abflußmengenmessungen in natürlichen Querschnitten sind die Meßpunkte besonders sorgfältig zu wählen.

Wichtigste Regeln für die Abflußmengen(voll)messung. Meßstelle an regelmäßige ausgebildeten Flußstrecken ohne Einbauten. Totwasser und Gegenströmungen vermeiden, Messungen auf einen Bezugspegel beziehen, daher in Nahe (einige km) des Pegels oder Hilfspegels. Wenig Meßstellen, aber möglichst viele Vollmessungen von *NW* bis *HW*. Meßquerschnitt rechtwinklig zu den Ufern abstecken, festlegen und von einem Ufer aus einteilen. Flügel vor und nach der Messung prüfen. Flügel rechtwinklig zum Querschnitt einsetzen; Meßboot in Stromrichtung.

Lage und gegenseitiger Abstand der Meßlotrechten (Abb. 8) nach Querschnittsform wählen (Geschwindigkeitsgefalle an Bruchpunkten). Nach dem Ufer kleinere Abstände. In jeder Lotrechten mindestens 3 Punktmessungen (Oberfläche, Sohle und dazwischen). Für geringere Genauigkeit genügen zwei oder auch nur ein Meßpunkt in der Lotrechten. Flügel muß stets

¹ Druckschrift über Meßgeräte der Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1939.

² HENN: Grundlagen der Wassermessung mit dem hydrometrischen Flügel. Forsch.-Arb. Ing.-Wes. 385. Berlin 1937.

³ ORT, L. A.: Instrumentenkunde der praktischen Hydrometrie. Kempten.

⁴ ORT, L. A.: Theorie und Konstantenbestimmung des hydrometrischen Flügels. Berlin 1925.

⁵ Regeln für Wassermengenmessungen bei Abnahme von Wasserkraftanlagen. Berlin 1936.

ganz eintauchen und darf nicht die Sohle streifen. Tiefenabstand vom Wasserspiegel nach unten messen. Meßergebnisse in Feldbuch nach folgendem Muster eintragen:

Nr. der Lotrechten	Abstand vom Nullpunkt auf dem linken rechten Ufer	Wassertiefe in der Lotrechten T	Beginn und Ende der Messung in der Lotrechten	Tiefe der Flügelachse unter dem Wasserspiegel	Dauer der Messung (≥ 100 Sek.) Sekunden	Zahl der Flügelumdrehungen während der Messung
	m					
1	2	3	4	5	6	7

Auswertung der Messungen. Im allgemeinen zeichnerisch (Abb. 9), indem in jeder Meßlotrechten zu jedem Meßpunkt die gemessene Geschwindigkeit u aufgetragen, die Geschwindigkeitsfläche $f = u_m \cdot T$ planimetriert und der Wert f als Ordinate über der Meßlotrechten aufgetragen wird. Dann ist ΔQ eines zur Meßlotrechten gehörenden Ausschnittes mit der Breite $\Delta B = f \cdot \Delta B$. Die Verbindung der Ordinatenendpunkte ergibt eine Fläche, deren Inhalt Q angibt. ($\sum_0^B \Delta Q = \sum_0^B f \Delta B$) $\cdot Q : F = v_m =$ mittlere Geschwindigkeit im Meßquerschnitt. Bei stark schwankendem Wasserstand ist noch der mittlere Wasserstand zu bestimmen¹.

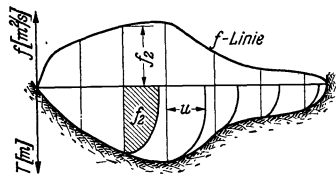


Abb. 9. Auswertung der Flügelmessungen.

Unvollständige Flügelmessung. Zur Verringerung von Kosten und Zeitaufwand kann in regelmäßigen Querschnitten ein Meßpunkt im ganzen Querschnitt genügen, wenn der Zusammenhang im Meßpunkt mit Q bekannt ist, der aus vollständigen Flügelmessungen ermittelt werden kann.

Integrations-Meßverfahren. Anstatt an einzelnen Punkten die Geschwindigkeiten u zu messen, wird der Meßflügel mit möglichst gleichförmiger Verschiebung über den Meßquerschnitt verschoben, wobei eine gleichmäßige Verteilung der vom Flügel bestrichenen Stellen anzustreben ist.

Für regelmäßig begrenzte Rinnen (Werkkanäle mit Rechteckquerschnitt) eignet sich der waagrechte Verschiebung mit mehreren, in ihrer Höhenlage gleichbleibenden Flügeln. Die Verschiebungsgeschwindigkeit des Flügels darf höchstens ein Viertel der Fließgeschwindigkeit betragen (Meßverfahren nach Orr, Kempton). Für Messungen in unregelmäßig begrenzten Gerinnen (Flüssen) wird der lotrechte Verschiebung in den einzelnen Meßlotrechten angewendet, wobei der Meßflügel mit möglichst gleichbleibender Geschwindigkeit von der Oberfläche bis zur Sohle verschoben wird. Die mittlere Geschwindigkeit in der Meßlotrechten wird aus der Flügelgleichung durch Einsetzen von u als dem Quotienten aus der Anzahl sämtlicher Flügelumdrehungen und der Ablaufdauer erhalten. Die Einzelgeschwindigkeiten u können durch Bestimmungen der Umdrehungszahlen bei den zugehörigen Verschiebzeiten erhalten werden. Für die Verbindung des Querverschiebung über den Fluß, des Verschiebung in der Meßlotrechten, der Integrationsmessung in der Meßlotrechten unter Zugrundelegung von u -Messungen in Zehnssekundendauer und Dezimeterabschnitten hat TÜRK² ein tragbares Gerät entwickelt, das die Aufzeichnungen sofort rechnerisch auswertet, so daß bei Beendigung der Messung das Ergebnis vorliegt. Es beruht darauf, daß die Absenkgeschwindigkeit des Flügels vom Wasserspiegel bis zur Sohle eben so viele Sekunden dauert, wie die Wassertiefe in Zentimeter beträgt, wodurch die Ablaufdauer ein Maß für die Wassertiefe angibt. Da in der Flügelgleichung $q = b \frac{N \cdot T}{t} B$ bei den Durchflußmengen der einzelnen Meßlotrechten $\frac{T}{t} \left(\frac{\text{Tiefe in cm}}{\text{Absenkezeit in s}} \right) = 1$ wird, ist q und $\Sigma q = Q$ nur abhängig von der Gesamtzahl der Flügelumdrehungen.

Abflußkurve. In der geschlossenen Rinne des Gewässers läßt sich die Abflußmenge durch Messung bestimmen. Es sind Einzelmessungen bei verschiedenen Wasserständen nötig, die nur bei Veränderungen des Meßquerschnittes oder der Höhenlage der Flußsohle zu wiederholen sind. Da jeder Abflußmenge ein Wasserstand zugeordnet ist, besteht die Abhängigkeit $Q = f(h_p)$. Der beim

¹ Rechnerisch: VÖGERL: Wasserwirtschaft Wien 22 (1929) S. 444. Zeichnerisch: Regeln für Abflußmessungen der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde.

² TÜRK: Rechnende Selbstschreiber für Abflußmengenmessungen. Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1939.

Meßvorgang selten vorhandene Beharrungszustand erfordert den Ausgleich der Meßpunkte durch die Abflußkurve, Schlüsselkurve, Konsumtionskurve (Abb. 10).

Zeitdauer von 100 Um-drehungen Sekunden	Mittlere Geschwindigkeit m/sek.	Wasserstandsbeobachtungen			
		Zeit	Hauptpegel cm	Hilfspegel cm	Bemerkungen
8	9	10	11	12	13

Mit $Q = f(h_p)$ läßt sich aus $h_p = f(t)$ die Abflußmengengang- und -dauerlinie ermitteln: $Q = f(t)$ (Abb. 13).

Analytisch läßt sich die Kurve durch die Beziehung $Q = a + b h_p + c h_p^2 + d h_p^3 + \dots$ festlegen. Mindestens 3 Konstanten sind zu bestimmen. Ausgleich nach der Methode der kleinsten Quadrate. Die Abflußmengenlinie behält ihre Stetigkeit nur für die Wasserführung im Bereich des geschlossenen Abflußquerschnittes ohne plötzliche Breitenänderungen. Mit der Form des Abflußquerschnittes ändern sich die Beziehungen Durchflußmenge-Wasserstand. Besonders bei

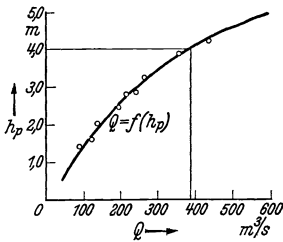


Abb. 10. Abflußkurve.

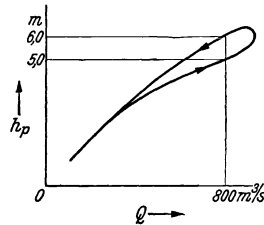


Abb. 11. Abflußmengenschleife.

Flüssen mit stark beweglicher Sohle und wandernden Geschiebebänken zu beachten, Verkrautung, Eis¹. Da bei rasch steigendem Wasserstand wegen des größeren Gefälles am Kopfe der Hochwasserwelle größere Durchflußmengen vorhanden sind als bei gleich hohem fallenden, ergibt sich für den Hochwasserverlauf die Durchflußmengenschleife (Abb. 11).

Messung der Abflußmengen mit Hilfe schwimmender Salzlösung. Sie beruht auf der Erfahrung, daß eine in eine Rohrleitung oder in ein offenes Gerinne eingespritzte Salzlösung, die Salzwolke, schwimmerähnlich sich mit der Fließgeschwindigkeit des Wassers weiterbewegt (*Salzgeschwindigkeitsverfahren*). Da die elektrische Leitfähigkeit von Salzlösungen größer als die des Wassers ist, kann durch Elektroden, die längs der Meßstrecke angeordnet sind, der Durchgang der Salzwolke und damit die mittlere Durchflußgeschwindigkeit ermittelt werden. Das Verfahren erfordert ziemlich ausgedehnte technisch, einwandfreie Einrichtungen². Die Meßwerte streuen zwischen $\pm 1,2\%$.

Messung der Abflußmengen mit Hilfe der Salzmischung³. (Salzverdünnungs-, chemisches oder Titrationsverfahren.) Aus dem Sättigungsgrad der Mischung des strömenden Wassers mit dem ununterbrochen in gleicher, bekannter Menge zugeführten Kochsalz wird ein Rückschluß auf die Durchflußmenge gezogen. Der Sättigungsgrad c wird durch die Anzahl der Gramm Kochsalz in 1 m³ Wasser festgelegt.

Ist c_0 der Sättigungsgrad des Wassers im natürlichen Zustand, c_1 der Sättigungsgrad der Salzlösung q , c_2 der Sättigungsgrad nach der vollständigen Durchmischung, so gilt angenähert, da c_2 gegenüber c_1 sehr klein und c_0 gegenüber c_2 vernachlässigt werden kann, $Q = q \frac{c_1}{c_2}$. Muß die ungleichartige Durchmischung im Entnahmekuerschnitt berücksichtigt werden, ist der Querschnitt in einzelne Felder zu teilen, aus deren Mitte die Proben zu entnehmen sind.

Die Sättigungsgrade werden aus Proben nach dem Titrationsverfahren untersucht⁴.

¹ SPERLING: Auswertung von Abflußmengenmessungen unter Berücksichtigung der Eisverhältnisse und der Verkrautung. Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1938.

² KRISCHMER: Z. VDI 74 (1930) S. 521.

³ SCHAFFERNAK: Hydrographie, Wien 1935, S. 139

Schleicher, Taschenbuch.

Bei der Ausführung der Messung ist die Salzlösung vom gleichbleibenden Sättigungsgrad dort einzubringen, wo eine gute Durchmischung durch wirbelige Bewegung des Wassers gewährleistet ist. Keine Totwasserstrecken. Zur Einführung bedient man sich besonderer Einspritzgeräte¹. An der Entnahmestelle kann die Durchmischung durch Färbversuche nachgewiesen werden.

Die Genauigkeit des Verfahrens² ist groß ($\pm 1,7\%$). Es ist gleichwertig dem Punktmeßverfahren mit Flügeln, in seiner Anwendung jedoch beschränkt auf kleinere Gerinne, bei denen eine gleichmäßige Durchmischung gesichert ist. Besonders geeignet für Wildbäche. Eine Verbindung von Flügelmessung und Salzmischungsverfahren entspricht in allen Fällen den praktisch vorkommenden Anforderungen.

d) Bestimmung des Wasserspiegelgefälles-Wasserspiegellängsschnitts.

Allgemeines. Da die Wasserspiegelfläche keine Ebene ist, verläuft die Gefällelinie selbst auf kurzen Strecken nicht als Gerade. Die Linie ist abhängig von der Form des Flußbettes und von der Abflußmenge. Die Festlegungen des Wasserspiegels sollen die zusammenhängenden Flußabschnitte umfassen und bei Wiederholungen möglichst für die gleiche Abflußmenge — bei *NW* jährlich auftretende *NQ* — und bei Beharrungsständen vorgenommen werden. Wegen der Kosten sind die Aufnahmen auf kennzeichnende Abflußmengen zu beschränken. Die Verbindungslinie von gleichzeitig auftretenden Ständen an zwei, wenn auch benachbarten Pegeln, gibt ein mittleres Gefälle, nicht aber den Gefälleverlauf.

Für die Angabe besonders einschneidender Änderungen der Wasserspiegellängsschnitte eines Flusses genügen die Verbindungslinien der Stände zweier oder mehrerer Pegel. Das relative Wasserspiegelgefälle J_{rel} wird als unbenannte Verhältniszahl $\sin \alpha = h/l$ oder derart ausgedrückt, daß man für eine bestimmte Länge in m oder km des Flußlaufes den absoluten Höhenunterschied in m, etwa $0,30 \text{ m je } 1000 \text{ m} = 0,3\text{‰}$ angibt.

Messung. Da auch der Wasserspiegel eines Querschnitts meist von der Waagerechten abweicht, ist die Wasserspiegelhöhe am rechten und am linken Ufer und bei breiten Strömen noch in der Mitte festzulegen. Die Verbindung der Höhenpunkte ergibt Linienzüge, durch deren Ausgleich ein mittleres Gefälle entsteht.

Da wegen der meist kurz dauernden Beharrungsstände und der großen Langenausdehnung die Messungen sehr rasch durchgeführt werden müssen, werden Abstichpfähle entweder an den Hektometerpunkten oder sonstigen erkennbaren Brechpunkten des Gefalles gesetzt, ihr Kopf, mit Nagel oder Kappe versehen, vor der Messung einnivelliert und vom Kopf aus der Wasserspiegel eingemessen. Für Feinmessungen bei geringen Schwankungen findet die hydrometrische Nivellierplatte von SCHAFFERNAK³ Verwendung. Für Wasserspiegelnahmen im Stromstrich oder Strommitte werden schwimmende Nivellierplatten⁴ verwendet, die vom Land aus in bestimmten Querschnitten anvisiert werden. Für Feinmessungen des Wasserspiegelverlaufs z. B. über Querbauten dient ein etwa 50 m langes, aus einzelnen Langgliedern bestehendes, schmales Meßfloß, das verschiedene Nivellierlatten trägt⁵.

HW ist möglichst bald nach Ablauf festzulegen. Seine Höhe ist durch angeschwemmtes Teibzeug erkenntlich. Durchfeuchtung ist nicht zu benützen. *Hochwassermarken* werden nach außerordentlichem Hochwasser in Höhe des Scheitelwasserstandes an Gebäuden, Brückenpfeilern (Stauwirkung) angebracht. Bei ihrer Verwendung zur nachträglichen Herstellung eines Hochwasserspiegellängsschnittes ist bei sehr lange zurückliegenden Hochwassern Vorsicht geboten, da sich die Abflußquerschnitte in der Zwischenzeit geändert haben können.

e) Bestimmung der Strömungsrichtung (Schwimmermessungen).

An der Strömungsrichtung lassen sich vielfach in einfacher Weise die Wirkungen von Flußbauwerken, die Zuströmungen zu Kraftwerkseinläufen, die Ablenkungen durch Hindernisse und andere Umlenkungen der Stromfäden erkennen. Man verwendet hierzu Oberflächenschwimmer (Holzkugeln, Holzscheiben mit Signalfähnchen) oder Tiefenschwimmer (Holzstäbe, Stabschwimmer, deren unteres Ende beschwert ist, Glasflaschen, die mit Bleischrot ausgewogen sind). Da es bei der Bestimmung der Richtung lediglich auf die Bestimmung der Schwimmerbahn ankommt, ist ein guter Beobachtungsstandort wichtiger als genaue Abstandsmessungen.

¹ Nach KIRSCHMER, Ausführung Ott, Kempten.

² KIRSCHMER u. ESTERER: Z. VDI 74 (1930) S. 1499.

³ SCHAFFERNAK: Hydrographie, Wien 1935, S. 30.

⁴ KRENZER: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. München 19 (1924).

⁵ SCHNEIDER: Grundschwellen in schiffbaren Wasserläufen. Diss. T. H. Karlsruhe 1942.

Sollen die Schwimmermessungen gleichzeitig zu Mengenmessungen ausgewertet werden, was jedoch nur als Notbehelf gelten kann, so ist eine möglichst gerade, regelmäßige Flußstrecke von etwa zwei bis dreifacher Länge der Flußbreite zu wählen, in einem Ausgangs-, einem mittleren und einem Endquerschnitt der Durchgang der oberhalb des Ausgangsquerschnitts eingesetzten Schwimmer nach Zeit und Lage zu beobachten. Die Schwimmer werden auf die ganze Flußbreite mit möglichst gleichen Abständen verteilt. Die Auswertung erfolgt wie bei der Flügelmessung nach Peilung des Querschnitts. An Bedeutung gewinnen die Schwimmermessungen, wenn durch vollständige Flügelmessungen die Durchflußmengen und der Verhältnisswert v_{om}/v_m bekannt sind.

Um die Änderungen in der Größe der Fließgeschwindigkeiten auf längeren Flußstrecken beobachten zu können, genügt es vielfach, die Umdrehungen eines am Ausleger des zu Berg fahrenden Bootes angebrachten Flügels fortlaufend aufschreiben zu lassen. Gute Kenntnis der Sohlen- und Strömungsverhältnisse ist Voraussetzung.

f) Das Eis.

In stehenden Gewässern. Erstarrung beginnt bei $+2^{\circ}\text{C}$ des Oberflächenwassers und $+4^{\circ}\text{C}$ mittlerer Temperatur des Seewassers. Windstille fördert den Vorgang. Beginn an den Ufern, rasches Vorrücken auf der gesamten Seefläche.

In fließenden Gewässern¹. Bei Absinken der Temperatur des Wassers auf nahezu 0° beginnt nach längerer Frostdauer die Eisbildung. Um so später, je tiefer das Gewässer und je inniger die Durchmischung der Wassermasse. *Oberflächeneis* an ruhigen Stellen, an Uferändern als Randeis. Durchsichtig, zusammenhängend. (In Stauräumen zusammenhängende Decke des Oberflächeneises). Bei wachsender Strömung Losreißen zu *Treibeis*, das vermehrt wird durch das Anfriern und den Zusammenschluß der im ganzen Flußquerschnitt verteilten feinen Eisteilchen (Nadeleis) zu einem Eisbrei. Die Eisteilchen entstehen durch Zusammentreffen der unterkühlten Wasserfäden mit Kristallisationskernen. Durch den gleichen Vorgang entsteht das für große Flüsse wichtige *Grundeis*, das sich als undurchsichtiges schwammiges Eis an der rauhen Sohle festsetzt, infolge seines Auftriebs sich löst, aufschwimmt und das Treibeis verkehrt. Beim Hochgehen werden Schlamm und Geschiebestücke mitgerissen. Starke Schneefälle begünstigen die Eisbildung durch Verkittung der treibenden Eismassen. Bei länger anhaltendem Frost kommt das Treibeis zum Stillstand, *Eisstand*, wobei in Flußverengungen, durch Einbauten oder Geschiebebänke, durch starke Verminderung der Fließgeschwindigkeit infolge Querschnittswechsel die Treibeissockeln sich schuppenförmig übereinander schieben. Der Eisstand (Eisstoß) baut sich sehr rasch (bis 2 km/Stunde) flußaufwärts vor. Da der Abfluß durch die Eisbarre infolge der Verdoppelung des rauhen benetzten Umfangs gehemmt ist, wird der Wasserstand vielfach plötzlich gehoben. Bei Tauwetter beginnt der *Eisaufbruch*, Eisabgang, wobei es an anderen Stellen wieder zu Eisversetzungen kommen kann. Setzt mit dem Tauwetter rasches Anschwellen der Wassermenge ein, entstehen Hochwasser, die vielfach den Stand der eisfreien *HW* weit überschreiten.

g) Das Grundwasser².

Wasserstände. Die Feststellung erfolgt an *Grundwasserpegeln*. Die Anlage eines einwandfreien Pegelnetzes bedarf sorgfältigster Vorkehrungen, da das Grundwasser weder an die oberirdischen Flußsysteme gebunden ist (Urstromtäler), noch unbedingt nur in einer Höhenlage fließen oder ruhend vorkommt (Grundwasserstockwerke, artesisches Grundwasser).

Meßgeräte. Bei Benutzung vorhandener Brunnen zur Bestimmung der Oberfläche des Grundwassers ist Vorsicht geboten wegen möglicher Beeinflussung durch Entnahme. Die Bedeutung des Grundwassers für die heutige Wasserwirtschaft rechtfertigt die Absenkung besonderer Beobachtungsrohre (Standrohre, $\varnothing \sim 10\text{ cm}$), die in das Mantelrohr ($\varnothing \sim 20\text{ cm}$) eingebracht und unten mit Kies umfüllt sind (Abdeckung mit Kappe)³. Die Ablesung mit Zentimetergenauigkeit erfolgt mit Hilfe des Meterstabes oder des Meßbandes (Meßkette) vom eingemessenen oberen Rohrrand aus. Am vielfältigsten verwendet ist die Brunnenpeife (Becherpegel), bei der ein

¹ SPERLING: Fragen der Eisbildung und des Eisgangs in den Flüssen. Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1938.

² Schrifttum: PRINZ: Hydrologie. Berlin 1923 u. 1934. KOEHNE: Grundwasserkunde. Stuttgart 1928.

³ Über verschiedene Typen der Grundwasserpegel s. KOEHNE: Grundwasserkunde, Stuttgart 1928, S. 150 f.

unten offenes, etwa 27 mm weites Rohr mit Axialbohrung am oberen Ende eine Pfeife trägt, die beim Eintauchen einen Ton gibt. Nach den mit Wasser gefüllten kleinen Bechern wird die Eintauchtiefe bestimmt. Dauerbeobachtungen erfolgen mit länglichen Schwimmern und Selbstschreibern mit mehrfacher Vergrößerung. Die Aufstellung des Gerätes erfordert festen Stand. Die Auswertung der Meßergebnisse erfolgt wie bei den oberirdischen Wasserstandsmessungen. Insonderheit sind jedoch Feststellungen nötig, ob der Grundwasserspiegel ständig als unbeeinflußt angesehen werden kann. Die Meßergebnisse werden in einen Lageplan eingetragen und die Linien gleicher Grundwasserspiegelhöhen (Grundwassergleichen) gezeichnet. Hieraus lassen sich die kennzeichnenden Erscheinungsformen des Grundwassers entnehmen: Waagrechtcr Spiegel: ruhendes Grundwasser (Grundwasserbecken); geneigter Spiegel: fließendes Grundwasser (Grundwasserstrom).

Wassermengen¹. Die mittelbare Feststellung erfolgt: 1. durch Bestimmung der Versickerungsmenge als Teilbetrag des Niederschlags, Abflusses und der Verdunstung (S. 875).

2. Durch Bestimmung des Durchflußquerschnitts und der Fließgeschwindigkeit:
a) $Q = f \cdot p \cdot v$. Hierin bedeuten: f = die Querschnittsfläche zwischen Grundwasserspiegel und undurchlässiger Schicht; v = wahre Fließgeschwindigkeit des Grundwasserstromes; p = der durchschnittliche Porenquerschnitt (allgemein zwischen 0,25 und 0,50.)

Messung der wahren Fließgeschwindigkeit. 1. Durch Beimengung eines Stoffes: NaCl, NH₄ Cl; Farbstoffe: Fluoreszin, Eosin. Am zuverlässigsten wird die Laufzeit durch die Veränderung der elektrischen Leitfähigkeit infolge der Stärke der Salzbeimischung bestimmt. 2. Durch Bestimmung der Porenziffer p . Sie ist bei nicht bindigen Böden nur näherungsweise möglich, bereitet auch bei bindigen Böden und sehr feinem Material Schwierigkeiten, wegen der Entfernung der Luft beim Auffüllen der Probe mit Wasser.

b) $Q = f \cdot v_f$. Hierin bedeutet v_f = Filtergeschwindigkeit = $k \cdot J$. (Filtergesetz von DARCY).

Bestimmung der Filtergeschwindigkeit². Bei feinkörnigem Boden ist sie abhängig von der Durchlässigkeit. k wird ermittelt: 1. aus Änderungen des Wasserspiegels, die bei einem Versuchsbrunnen durch Entnahme oder Wasserzugabe künstlich herbeigeführt werden. 2. Durch Laboratoriums- oder Prüffeldversuche. 3. Durch Verwendung empirischer Gleichungen³.

Für die unmittelbare Feststellung der Wassermengen kommen in Betracht:

1. Die Messung natürlicher Quellergiebigkeiten. 2. Der Versuchsbrunnenbetrieb, der die nachzuweisende Menge teilweise oder ganz fördert.

5. Besondere wasserwirtschaftliche Erhebungen.

Größte Abflußmengen. Ganglinie und Dauerlinie geben keinen Anhalt für das Maß und die Häufigkeit der größten Abflußmengen. Bei Hochwassern allgemein ist die Kenntnis der Häufigkeit ihres Auftretens innerhalb gewisser Zeiträume (20-, 50-, 100-, 500jährig) wichtig, um aus der Wahrscheinlichkeit der Wiederholung die wirtschaftlichen Aufwendungen einer Baumaßnahme beurteilen zu können. Der Wiederholungswert (50jähriges, 100jähriges HW) enthält dabei keinerlei Angabe über den zeitlichen Abstand des Eintretens der Hochwasser.

Unmittelbare Bestimmung von HHQ und HHW. a) Da die Hochwassermengen langer Zeitreihen Häufigkeitszahlen wie sonstige Mittelwerte aufweisen, läßt sich das HHW nach der Wahrscheinlichkeit seines Eintreffens mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitsrechnung ordnen⁴. Neuere Verfahren berechnen die HHW aus den Niederschlägen⁵.

b) Hochwassermarken zeigen den Scheitelwert eines Hochwasserstandes an. Hat sich der Abflußquerschnitt nicht geändert (vielfach schwer festzustellen) genügt Extrapolation einer bekannten, wenn auch zeitlich weit verschobenen Bezugslinie auf die Pegelhöhe des HW. Dabei die Bezugslinien von J , v_m , R oder F benutzen, die sich geradlinig extrapolieren lassen. Wo auf einer längeren Strecke des Flusses Hochwassermarken des gleichen HHW und dadurch Anhaltspunkte für das Gefälle vorhanden sind, kann mit Hilfe des Geschwindigkeitsbeiwertes einer empirischen Formel für v_m die HHQ errechnet werden. Sind

¹ SCHAFFERNAK: Hydrographie, Wien 1935, S. 159f.

² FORCHHEIMER: Hydraulik, Berlin 1931. PRINZ: Hydrologie, Berlin 1923, S. 129.

³ Einzelheiten siehe Abschnitt: Wasserversorgung.

⁴ GRASSBERGER: Wasserwirtschaft 25 (1932) S. 16. SCHAFFERNAK: Hydrographie, Wien 1935, S. 322 (durchgerechnetes Beispiel).

⁵ FELBER: Dtsch. Wasserwirtsch. 34 (1939) S. 51.

wesentliche Veränderungen eines Abflußquerschnittes eingetreten und soll die gegenwärtige Höhe des *HHQ* festgestellt werden, kann über die Bezugslinien einer Reihe von Pegeln, die nach den Zubringern und der Veränderlichkeit ihres Querschnittes sorgfältig auszuwählen sind, das *HHW* eines unveränderlichen Pegelquerschnittes auf den veränderten Abflußquerschnitt übertragen werden.

Mittelbare Schätzung der HHQ mit Hilfe empirischer Formeln. Sie sind auf Verhältniszahlen zwischen *MQ* und *HQ* oder auf Mittelwertbildung aus der Hochwasserstatistik aufgebaut.

Iszkowski¹: $HHQ = 10^{-3} \cdot c \cdot m \cdot h_N \text{ Jahr} \cdot E \text{ (m}^3\text{/s)}$, *c* = Beiwert, vom Zustand des Bodens abhängig; *m* = die durch die Größe des Einzugsgebietes bedingte Abminderung der Abflußmenge, *h_N Jahr* = die Jahresniederschlagshöhe in mm · *E* = Einzugsgebiet in km².

Beiwerte *c* nach R. ISZKOWSKI.

Geländearten in topographischer Beziehung	Beiwert <i>c</i> für den Geländezustand			
	I	II	III	IV
Moräste und Tiefland	0,017	0,030	—	—
Niederung und flache Hochebene	0,025	0,040	—	—
Teils Niederung, teils Hügelland	0,030	0,055	—	—
Nicht steiles Hügelland	0,035	0,070	0,125	—
Teils Mittelgebirge, teils Hügelland oder steiles Hügelland allein	0,040	0,082	0,155	0,400
Bodenerhebungen, wie: Ardennen, Eifel, Westerwald, Vogelsberg, Odenwald und Ausläufer größerer Gebirge, je nach Steilheit	0,045	0,100	0,190	0,450
Bodenerhebungen, wie: Harz, Thüringer Wald, Rhön, Frankenwald, Fichtelgebirge, Erzgebirge, Böhmerwald, Lausitzer Gebirge; Erlitzgebirge, Wiener Wald, je nach Steilheit	0,050	0,120	0,225	0,500
Bodenerhebungen, wie: Schwarzwald, Vogesen, Riesengebirge, Sudeten, Beskiden, je nach Steilheit	0,055	0,140	0,290	0,550
Hochgebirge, je nach Steilheit	0,060	0,160	0,360	0,600
	bis	bis	bis	bis
	0,080	0,210	0,600	0,800

Für den Beiwert *c* sind vier Klassen zu unterscheiden: Klasse I: Bei allen Bodenerhebungen für stark durchlässige Bodenarten mit normaler Vegetation oder für gemischte Bodenarten mit uppiger Vegetation und für Ackerland. Sie gibt bis *E* = 4000 km² bei kleineren Gebieten mit hohem Grundwasserstand zu geringe Menge. Es ist daher bis *E* = 1000 km² die Klasse II, zwischen 1000 und 4000 km² eine Verbindung von I und II anzuwenden. Für *E* < 1000 km² findet Klasse I nur bei sehr durchlässigen Bodenarten Anwendung. Klasse II: Für alle Flußgebiete bei gemischten Bodenarten mit üblicher Bewachsung im Hügelland und Gebirge oder bei minder durchlässigen Bodenarten mit üblicher Bewachsung im Flachland und leicht wellenförmigem Gelände. Bei größerer Erhebung ist für Gebiete bis *E* = 150 km² Klasse III, dann bis *E* = 1000 km² eine Verbindung von Klasse II und III, von da ab Klasse II anzunehmen. Klasse III: Bei undurchlässigen Bodenarten mit üblicher Bewachsung im steileren Hügelland und Gebirge bis *E* = etwa 5000 km², von da an bis *E* = 12000 km² Verbindung von Klasse II und III, darüber hinaus Klasse II oder Verbindung von I und II. Für kleinere Gebiete mit bedeutenderem Gefälle bis *E* = etwa 50 km² ist Klasse IV, von da bis *E* = etwa 300 km² eine Verbindung von III und IV anzuwenden.

Klasse IV: Bei sehr undurchlässigen Bodenarten mit spärlicher oder gar keiner Bewachsung in steilem Hügel- und Gebirgsland, sowie für *KHQ* bis *E* = 300 km².

Beiwerte *m* nach R. ISZKOWSKI.

<i>E</i>	<i>m</i>	<i>E</i>	<i>m</i>	<i>E</i>	<i>m</i>	<i>E</i>	<i>m</i>	<i>E</i>	<i>m</i>
1	10,000	200	6,87	1400	4,320	8000	3,060	110000	1,980
10	9,5	250	6,70	1600	4,145	9000	3,038	120000	1,920
20	9,0	300	6,55	1800	3,960	10000	3,017	130000	1,855
30	8,5	350	6,37	2000	3,775	20000	2,909	140000	1,790
40	8,23	400	6,22	2500	3,613	30000	2,801	150000	1,725
50	7,95	500	5,90	3000	3,450	40000	2,693	160000	1,650
60	7,75	600	5,60	3500	3,335	50000	2,575	170000	1,575
70	7,60	700	5,35	4000	3,250	60000	2,470	180000	1,500
80	7,50	800	5,12	4500	3,200	70000	2,365	190000	1,425
90	7,43	900	4,90	5000	3,125	80000	2,260	200000	1,350
100	7,40	1000	3,70	6000	3,103	90000	2,155	225000	1,175
150	7,10	1200	4,515	7000	3,082	100000	2,050	250000	1,000

¹ Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 38 (1886) S. 69.

KRESNIK: $HHQ = \alpha E \frac{32}{0,5 \cdot \sqrt{E}}$ (m^3/s), α meist = 1; bei langgestreckten Einzugsgebieten mit großer Verzögerung kann α auf 0,6 herunter gehen, steigt unter besonderen Verhältnissen auf 6,0.

HOFBAUER: $HHQ = 60 \beta \sqrt{E}$ (m^3/s) bei $20000 \text{ km}^2 > E > 10 \text{ km}^2$
 für Flachland $\beta = 0,25-0,35$
 für Hügelland $\beta = 0,35-0,5$
 für Gebirgsland $\beta = 0,5-0,7$

HOFMANN: Für Gebiete über 300 km^2 (nicht im Hochgebirge) $HHQ = 3 \cdot E^{0,71}$ (m^3/s).

SPECHT errechnet die größte Wasserspende ($m^3/s \cdot \text{km}^2$) aus E und der Anlaufzeit der Höchstwasserwelle¹.

Für die Bemessung der Entlastungsanlagen bei Speichern sind von den Aufsichtsbehörden je nach den Einzugsgebieten besondere Werte für HHQ aus der Hochwasserstatistik festgelegt (Schwarzwald: $HHQ = 24 \sqrt{E}$).

Ermittlung von Nutzwassermengen. Örtliche Umformungen des Abflußquerschnittes ohne durchlaufende Höhenveränderung der Flußsohle und Wasserspiegellage erfordern Bestimmung der Nutzwassermengen nach größeren HW.

Unmittelbare Bestimmung durch Messung. Wo durch Eisbildung der Abflußquerschnitt versetzt ist, sind besondere Winterabflußmengenlinien aufzustellen, die in Beziehung zu den Sommerabflußlinien gebracht werden können.

Mittelbare Bestimmung aus Abflußspenden. Sie können nur einen rohen Anhalt geben. Ihre Überprüfung ist durch N und A Messungen sofort einzuleiten.

Spendenwerte ($s \text{ l/km}^2$) mitteleuropäischer Gebiete nach Schätzung:

	NNq	Mq	HHq
Norddeutsches Flachland . . .	1,0—3,0	7—10	80—150
Mittelgebirge um 1000 m ü. M. .	3,5—5,0	40—55	1500—2500
Zentralalpen um 2000 m ü. M. .	3—4	50—60	3000—4000

Durchfluß von Hochwasserwellen. Durch die Auffüllung der Hochwasserspeicher, den verschieden verteilten Niederschlag, die zeitliche Aufeinanderfolge der Hochwasser von Zubringern wird die Ganglinie einer Welle auf ihren Lauf umgeformt und im allgemeinen flußabwärts verflacht. Die systematische Behandlung der Vorgänge erfolgt durch die Auftragung der Hochwasserganglinie für die einzelnen Pegelstellen, und die Feststellung der Laufgeschwindigkeit in einer Zeitfolgelinie. Der gesamte Verlauf der Hochwasseranschwellung kann beim Vorhandensein genügender Mengenummessungen durch die Gangfläche der Durchflußmengen dargestellt und verfolgt werden².

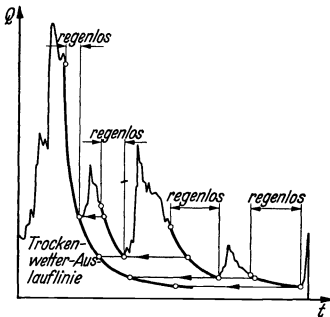


Abb. 12. Trockenkurve.

Für die Laufgeschwindigkeit von Hochwasserscheiteln im sächsischen Muldegebiet hat eine Untersuchung die Beziehung ergeben: v (km/Std.) = $c \cdot Q^{0,4} \cdot J^{0,5}$, worin c als Beiwert den Einfluß der Abflußhindernisse zum Ausdruck bringt, zwischen 25 und 14 schwankt und angenähert gleich $70 \cdot J^{3/14}$ gesetzt werden kann³. Die Laufgeschwindigkeit der Scheitel betragt an der Weichsel 3 bis 5 km/Std. ; Mittelelbe 2,7 km/Std. ; Oberrhein 8,2 km/Std.

Trockenkurve (Trockenwetterauslauflinie). Die Ganglinien der Anschwellungen zeigen erfahrungsgemäß nach Überschreitung des Scheitels zunächst ein rasches, sodann ein langsames Fallen. Verschiebt man die absteigenden Teile der Ganglinien von Anschwellungen, die sich auf beliebiger Höhe des Abflusses aufgebaut

¹ Größte Regentalle in Bayern und ihre Verwertung zu Hochwasserberechnungen. München 1915. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 33 (1938) S. 30.
² SCHAFFERNAK: Hydrographie, Wien 1935, S. 240.
³ FICKERT, R.: Beilage z. Jb. d. Sächs. Amtes f. Gewässerkunde, Abflußjahr 1934.

haben, zu einem fortlaufenden Linienzug (Abb. 12), so erhält man die Auslautkurve, die den Verlauf der Ganglinie ohne erneute Niederschläge (bei Trockenwetter) angibt. Sie kann für Wasserstandsvorhersagen und für die Analyse des Herkommens der Wasserführung (aus unter- oder oberirdischem Zu- und Abfluß) benützt werden. Für kleine Flußgebiete ergibt der Wintertyp bei schwacher Verdunstung flachen, der Sommertyp bei starker Verdunstung steilen Abfall^{1, 2}.

Wasserstandsvorhersage³. Mit den wasserwirtschaftlichen Erhebungen kann versucht werden, das Eintreffen schädlicher Werte der Wasserstände, Hoch- und Niedrigwasser, im voraus zu bestimmen. Die Vorhersage der Hochwasserstände⁴ dient zur Warnung der vom Hochwasser bedrohten Ortschaften und Umschlagsplätze und zur Bereitstellung von Abwehr- und Schutzmaßnahmen. Die Niedrigwasservorhersage hat Bedeutung für die Abladetiefe der Schiffe und besonders für den Betrieb der Wasserkraftanlagen, für die Erzeugung und Aushilfskraft im voraus bestimmt werden soll.

Kurzfristige Vorhersage. Bei kleinem Einzugsgebiet und kurzer Lauflänge sind die vorhandenen Beobachtungsnetze für Niederschlag, Wasserstand, Temperatur und Luftdruck zu verdichten und die Beobachtungs- und Meldeintervalle zu verkürzen, wobei auf jederzeit sichere Übertragung nach einem Sammelpunkt zu achten ist (fernmeldende Meßgeräte). Bei großem, hydrographisch und morphologisch verschiedenartigem Einzugsgebiet wird ein ausgedehnter Wasserstandsnachrichtendienst mit mehreren Sammelpunkten eingerichtet, der sich eigener Fernsprecheleitungen und des Funks bedient. Zweckmäßige Organisation ist Voraussetzung für rasche und genaue Übermittlung.

Aus Niederschlagsbeobachtungen und dem Abflußvergang. Es werden korrelative Beziehungen zwischen den von einzelnen Beobachtungsstellen gemeldeten Niederschlagshöhen und Mindesttemperaturen und dem Abflußmengenwachs des Stammflusses bei verschiedenem Bodenzustand und Arten des Niederschlages und die Trockenwetterkurve aufgestellt. Die Wetterentwicklung im Einzugsgebiet ist langfristig zu beobachten.

Aus den Wasserständen: Nach empirischen Beziehungen, die auf langjährigen Erfahrungen beruhen oder mit Hilfe von Bezugslinien vergleichbarer Wasserstände und ihrer Zeitfolge.

Langfristige Vorhersage. Besonders wertvoll für Speicherwirtschaft.

Aus Niederschlagsbeobachtungen. Zur Vorausberechnung von Monatsmittelwerten kann wegen des überschlagnen Charakters die mittlere Trockenkurve benützt werden. Ein weiteres Verfahren stellt mit Hilfe der Korrelationsrechnung den Niedersehlagsmonat fest, der auf den Abfluß eines bestimmten Bezugsmonats den größten Einfluß hat.

Aus Wasserständen. Ebenso wie es möglich ist, bei einfacheren klimatischen und meteorologischen Vorgängen die Ganglinie des Abflusses mit Hilfe des Glättungsverfahrens in ihre Elementarwellen aufzulösen, kann durch Synthese von Elementarwellen die Ganglinie schrittweise aufgebaut werden. Bisher nur mit Erfolg bei Abfluß aus Seegebieten ohne kurzperiodische Störungen durchgeführt.

III. Verfahren der Wasserwirtschaft.

I. Elemente.

a) Gang-, Dauer- und Häufigkeitslinien.

Beziehung zwischen Wasserstand und Zeit: $h_P = f(t)$. *Wasser-(Pegel-)standsganglinie.* Werden die Ablesungen der Wasserstände nach ihrem zeitlichen Ablauf geordnet, entsteht die Ganglinie der Wasserstände (Abb. 13). Verlauf und Form sind verschieden, je nach den Kennzeichen des Einzugsgebietes und den Niederschlagsverhältnissen der einzelnen Jahre. Aus dem Mittel der täglichen Beobachtungen einzelner Jahre entsteht die mittlere Jahreswasserstandsganglinie, die um so zuverlässiger wird, je mehr Jahre in ununterbrochener Folge aneinandergereiht werden. Für bestimmte Zeitabschnitte gemittelte Werte werden zweckmäßig als staffelförmige Ganglinie aufgetragen (Abb. 13, Monatsmittel).

¹ TROSSBACH u. WUNDT: Die natürliche Vorratsbildung in unseren Flußgebieten. Arch. Wasserwirtsch., H. 52. Berlin 1940.

² FELBÉR: Die Anwendung der Wahrscheinlichkeitsrechnung auf die Berechnung von Regenlinien. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 34 (1939) S. 8.

³ Einzelheiten s. SCHAFFERNAK: Hydrographie, Wien 1935, S. 364.

⁴ WALLNER: Hochwasservoraussage. Berlin 1938.

⁵ KESSLITZ, W. v.: Wasserwirtschaft, Wien 21 (1928) S. 109

Zeiteinheit. Eine Stunde; z. B. zur Feststellung von Anschwellungen bei Kraftwerksbetrieben; ein Tag; wertvollste Ganglinie; tägliche Ablesung muß zu gleicher Stunde erfolgt sein; längere Reihe von Tagen (zehntägige; Monatsmittelwerte), wenn entweder größere Schwankungen nicht auftreten, oder die Kenntnis des täglichen Ablaufs nicht nötig ist; Jahr oder Jahresreihe: für Beobachtung der Veränderung von NW, MW, HW großer Zeiträume.

Häufigkeitslinie. Wird der Ganglinienbereich in einzelne Beobachtungsabschnitte gleicher Höhe (0,05 bis 0,25 m des Pegels) eingeteilt und die Zahl der Tage bestimmt, an denen sich der Wasserstand innerhalb eines bestimmten Abschnitts h bewegt, so ergibt sich die Häufigkeitszahl jedes Abschnitts ($\Delta t_1 + \Delta t_2 + \Delta t_3 + \Delta t_4 = Z$). Die Auftragung von Z in Höhe des betrachteten Abschnitts liefert die Häufigkeitslinie (Abb. 13). Staffelförmige Darstellung bei unterbrochenen Vorgängen (Niederschlag); staffelförmige oder polygonale Darstellung bei ununterbrochenen Vorgängen (Wasserständen).

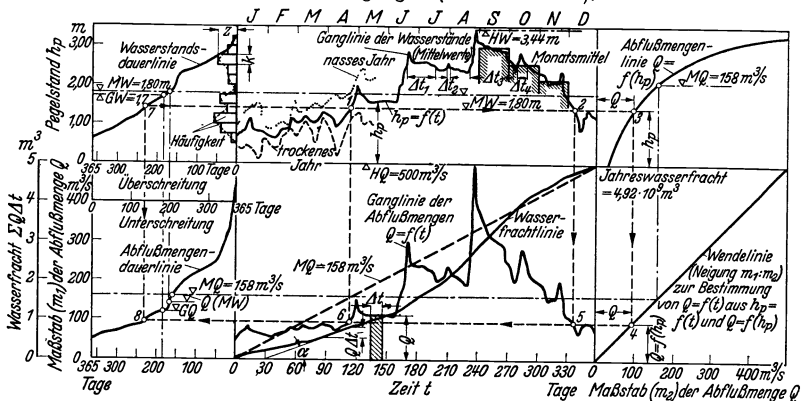


Abb. 13. Gang-, Dauer- und Häufigkeitslinien [Entwicklung von $h_p = f(t)$ über $Q = f(h_p)$ nach $Q = f(t)$].

Wasserstandsdauerlinie. Werden die Ablesungen der Wasserstände unabhängig von ihrer zeitlichen Aufeinanderfolge und lediglich nach ihrer Größe geordnet, so entsteht die Wasserstandsdauerlinie, die angibt, in welcher Zeit (an wieviel Tagen) der Beobachtungsabschnitt benetzt, über- oder unterschritten wird (Abb. 13). Die Dauerlinie wird durch Summierung der Abszissen der Häufigkeitslinie oder unmittelbar aus der Ganglinie (durch Zirkeladdition) erhalten.

Beziehung zwischen Abflußmenge und Pegelstand: $Q = f(h_p)$. Wird erhalten aus den Abflußmengenmessungen (Abb. 10).

Beziehung zwischen Abflußmenge und Zeit: $Q = f(t)$. Abflußmengen-ganglinie wird aus der Wasserstandsganglinie durch Eliminieren der Veränderlichen h_p auf zeichnerischem Weg erhalten. (Linienzug 12345 und 25, Linienzug 123456 und 16, Abb. 13.)

Abflußmengen-dauerlinie kann entweder wie die Wasserstandsdauerlinie aus der Abflußmengen-ganglinie oder aus der Wasserstandsdauerlinie durch Eliminieren der Veränderlichen h_p auf zeichnerischem Wege erhalten werden (Linienzug 7348 und 78, Abb. 13).

Bemerkenswerte Wasserstände und Wassermengen. *Gewöhnlicher Wasserstand (GW), gewöhnliche Abflußmenge (GQ).* Aus den Dauerlinien für die Abszisse 182,5 Tage abzulesen. Er wird im Jahr ebensooft über- wie unterschritten.

Mittlerer Wasserstand (MW). Mittel sämtlicher Wasserstände. Entspricht der Höhe eines Rechtecks $h_m = F/365$, wobei F die von der Dauerlinie, der Abszisse und den beiden Ordinaten eingeschlossene Fläche bedeutet.

Mittlere Abflußmenge (MQ). Mittel sämtlicher Abflußmengen. MQ ist größer als GQ . MQ stets größer als $Q(MW)$. Wassermengen-gang und -dauerlinie geben ein genaues Bild der Wasserführung eines Flusses. Die von diesen Linien und den Koordinatenachsen begrenzte Fläche F stellt die gesamte, in einem

Zeitraum zufließende Wasserfracht Q_F (m^3) dar: $Q_F = \int_0^t Q dt$. Maßstäbe beachten: Ordinaten m^3/s , Abszissen Tage. Alle Beziehungen zwischen h_P und Q sind nur für den unveränderlichen Abflußquerschnitt gültig. Veränderungen siehe Flußbau (S. 908).

b) Summenganglinie, Unterschiedsganglinie.

Die Summierung der Zuflußmenge Q für einen bestimmten, möglichst kurzen Zeitabschnitt Δt liefert die *Abflußmengensummenlinie* (Wasserfrachtlinie):

$\sum_0^t Q \Delta t$ (Abb. 13). Ihre Ordinate bei der Zeit t ist die gesamte in der Zeit t zugeflossene Wasserfracht (m^3). Die Zunahme der Ordinate der Summenlinie im Abszissenabschnitt Δt (90 bis 120 Abb. 13) beträgt $Q \Delta t$. Der Neigungswinkel der Tangente an die Summenlinie $tg \alpha = Q \Delta t / \Delta t$ entspricht dem Zufluß in m^3/s (Abb. 13),

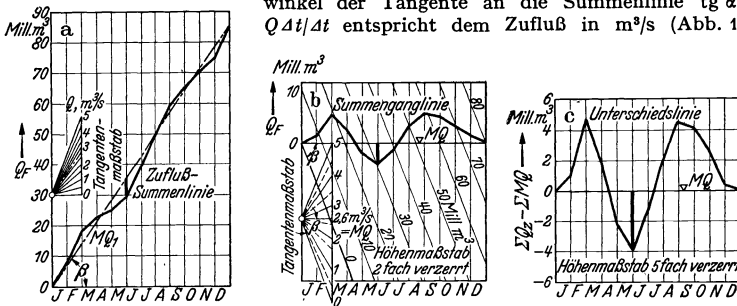


Abb. 14. Summen- und Unterschiedsganglinien.

dargestellt im Strahlenbündel mit Q m^3/s als Ordinaten (Abb. 14a). Als Δt werden meist Zehntage- oder Monatswerte ausreichen.

Um die kleinen Höhenmaßstäbe bei der Auftragung der Summenlinie zu vermeiden, wählt man schiefwinklige Koordinaten (Abb. 14b), bei der die dem durchschnittlichen Verlauf entsprechende Gerade waagrecht zu liegen kommt. Die Neigung der schrägen Abszissen ist $tg \beta = -MQ$. Gleichzeitig läßt sich der Höhenmaßstab des Strahlenbündels vergrößern.

Statt der Einzelwerte Q kann der Unterschied der Einzelwerte vom Durchschnitt MQ zur Unterschiedsganglinie aufgetragen werden (Abb. 14c).

c) Wasserwirtschaftliche Kennwerte.

Die Gegenüberstellung der Schwankungen nach Zeit und Größe von Dargebot und Bedarf der Wassermengen erfolgt durch Ganglinien im Wasserwirtschaftsplan (Abb. 15).

Als **Kennwerte**¹ treten auf:

1. die vorhandene Wassermenge Q_0 , entspricht dem Zufluß in m^3/s .
2. die Verluste Q' , durch andere Nutzungen und rechtlich bedingt, durch Versickerung, Verdunstung in den Speicherbecken und Kanälen.
3. Die verfügbare Wassermenge Q_1 , die nach Abzug der Verluste von der vorhandenen Wassermenge übrigbleibt:
 $Q_0 - Q' = Q_1 \text{ m}^3/s$.
4. die erfassbare Wassermenge Q_e : Von der verfügbaren Wassermenge Q_1 kann nur der Teil ausgenutzt werden, der von den Ableitungen, auch zeitlich beschränkt, aufgenommen werden kann.

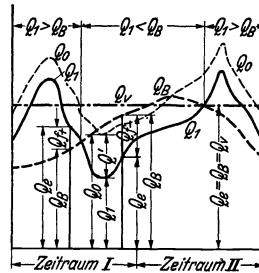


Abb. 15. Wasserwirtschaftliche Kennwerte; Wasserwirtschaftsplan.

¹ Nach A. LUDIN: Wasserkraftanlagen. Berlin 1934.

5. die Vollwassermenge Q_v ist die größte erfaßbare Wassermenge.
6. die Bedarfswassermenge Q_B , die der verfügbaren Wassermenge Q_1 gegenübersteht.
7. die nutzbare Wassermenge Q_n ist meistens nur der Teil der erfaßbaren Wassermenge, der zeitlich mit Q_B zusammenfällt. Den Unterschied zwischen erfaßbarer Wassermenge und Bedarfswassermenge bezeichnet man als Frei- und Fehlwassermenge: $Q_f = Q_e - Q_B$. Positiver Wert ($Q_f +$) = Überschuß (Freiwasser), negativer Wert ($Q_f -$) = Mangel (Fehlwasser).

Rechnungseinheiten.

Wassermengen	1 m ³ /s = 1000 l/s (sl) (Abflußmengen),	
Wasserfracht	1 Mio m ³ = 1 hm ³ (Kubikhektometer),	
	1 Mia m ³ = 1 km ³ (Kubikkilometer).	
Zeiteinheiten	1 Tag = 24 h	= 86400 s,
	1 Monat = 30 Tage = 720 (732) h	= 2592000 s,
		(2635000 s),
	1 Jahr = 365 (,25) Tage = 8760 h	= 31 536000 s,
		(31 557 600 s).

d) Verwertung der Abflußmenge ohne Speicherung.

Kennzeichen. Wasserwirtschaftliche Maßnahmen ohne Speicherung sind weitgehend beschränkt durch die veränderliche Wasserführung innerhalb des Jahres und die wechselnde Wasserführung der einzelnen Jahre. *Das Dargebot ist zeitlich nicht verschiebbar.*

Der Bedarf kann sein: α) zeitlich verschiebbar. Die Größe des Bedarfs und seine Deckung kann vom Zufluß abhängig gemacht werden. β) Zeitlich unverschiebbar. Die Größe des Bedarfs und seine Deckung muß sich nach der Menge und dem zeitlichen Auftreten des Zuflusses richten. Die Größe des Bedarfs kann bei β begrenzt sein nach oben dadurch, daß der Verwendungszweck eine gewisse Höchstwassermenge vorschreibt, nach unten dadurch, daß dem Fluß nicht über einen Grenzwert Wasser entzogen werden darf. Es gehen vor: die nicht ersetzbaren Nutzungen der Landwirtschaft und Trinkwasserversorgung. (Beispiel: Düngende oder anfeuchtende Bewässerung während gewisser Zeit unbedingt notwendig, nur restliche Abflußmenge steht für andere Nutzungen zur Verfügung.)

e) Verwertung der Abflußmenge mit Speicherung.

Speicherräume und Speichergröße. Begriffe (Abb. 16a). Das gewöhnliche Stauziel wird nur bei HW bis zum außergewöhnlichen Stauziel (Höhe der HW

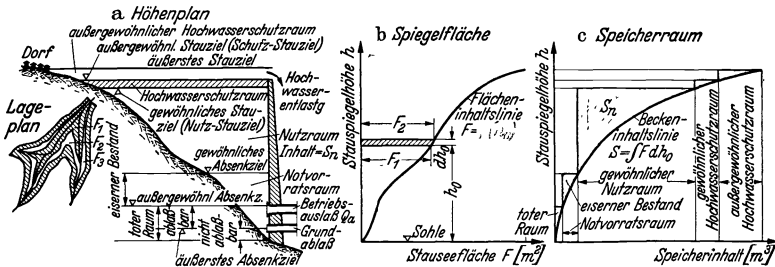


Abb. 16. Speicherräume und Speichergröße.

Entlastungsüberfälle) überschritten. Das äußerste Stauziel ist meist durch Siedlungen oder sonstige Anlagen, Wasserrechte bestimmt. Der außergewöhnliche HW Schutzraum ist für Bedarfszwecke nicht ausnutzbar. Bei starker Schwerstoffführung ist der nicht abblaßbare Teil des toten Raumes von vornherein groß anzulegen, um die Lebensdauer des Speichers zu verlängern.

Flächeninhaltslinie (Abb. 16b). Die Größen $F_1, F_2 \dots$ usw. der Wasserspiegelhöhen h_0 werden aus den Höhenlinien der topographischen Karten entnommen. Wegen der Unregelmäßigkeit der Talsohle ist eine mathematische Form der Funktion $F = f(h_0)$ nicht möglich.

Speicherinhaltslinie (Abb. 16c) entsteht aus dem Inhalt der von der Flächeninhaltslinie und der Ordinatenachse eingeschlossenen Flächen $\int (h_0) dh_0$. Der

Speicherinhalt S zwischen zwei Wasserspiegellagen z_1 und z_2 ist $S = \int_{z_1}^{z_2} f(h_0) dh_0$ (Integralkurve der Flächeninhaltslinie). Für gewählte Höhenabschnitte Δh_0 mit den Spiegelflächen F_1 und F_2 wird $S = \frac{F_1 + F_2}{2} \Delta h_0$. Δh ist je nach vorhandenen Höhenlinien, erforderlicher Genauigkeit und Relief zu wählen.

Speichergröße. Die erforderliche Speichergröße ergibt sich aus dem Wasserwirtschaftsplan. Die rechnerische Ermittlung erfolgt nach dem Ansatz: Zufluß weniger Verbrauch weniger Speicherung gleich Null:

$$Q_z - Q_a - f(h_0) \frac{dh_0}{dt} = 0$$

Q_z = vorhandene oder verfügbare Zuflußmenge Q_0 oder Q_1 (m^3/s).

Q_a = Bedarfswassermenge Q_B (m^3/s).

dh_0/dt = Wasserstandsveränderungen im Speicher.

$f(h_0) = F$ = augenblickliche Spiegelfläche.

Kennzeichnung eines Speichers. *Speicherausbaugrad* = Speichernutzraum: Mittlere Jahreswasserfracht; $S_n: M Q_F$ (Jahresspeicher). *Speicherungs- oder Rückhaltevollleistung* = größtmögliche Aufspeicherung in der Zeiteinheit. *Aufbrauchvollleistung* = Vollleistung der Auslässe (m^3/s). *Speicherausnutzung* ist der Quotient aus der Summe der Entnahmen $\sum Q_a$ eines Jahres und dem Speichernutzraum S_n^1 .

2. Wasserwirtschaftspläne.

Wasserwirtschaftspläne für Jahres- und Überjahresspeicher². *Bedarfs- (Entnahme-)Menge gleichbleibend, Speichergröße unbeschränkt, Vollaussgleich* (Abb. 17). Der Jahresausgleich erfordert für die Einzeljahre I bis III nach den Summenlinien für Q_z und Q_a die nutzbaren Speichergrößen S_1, S_2, S_3 . Die größte ständige Entnahme ist dann für Zeitraum I: $Q_{a1} = tg \alpha_1$; für Zeitraum II $Q_{a2} = tg \alpha_2$; für Zeitraum III $Q_{a3} = tg \alpha_3$. Der *Überjahresausgleich* I bis III erfordert für die ständige gleichbleibende Entnahmemenge $Q_{a4} = tg \alpha_4$ die Speichergröße $max S$.

Bedarfs- (Entnahme-)Menge gleichbleibend, Speichergröße beschränkt, Vollaussgleich (Abb. 18). Geht die nach Abb. 17 für den Überjahresausgleich erforderliche Speichergröße $max S$ wegen der örtlichen Verhältnisse und unter Beachtung der Wirtschaftlichkeit über das zulässige Maß hinaus, so kann Vollaussgleich über eine kleinere Zahl von Jahren angestrebt werden, wobei besonders nasse Jahre von der Bemessung der Speichergröße überhaupt ausscheiden, oder man verzichtet auf die Deckung des Bedarfs bei außerordentlichen Trockenjahren. Die mögliche Speichergröße S_2 (Abb. 18) bestimmt sich aus den Darstellungen der Abb. 16. Die mögliche Entnahme ergibt sich dadurch, daß man für die ungünstigsten Zeitschnitte den Teilausgleich bestimmt, indem S_2 als Ordinate in den Talpunkten B und B' der Zuflußsummenlinie ange tragen und die Spitze C und C' der Ordinate mit der nächsten Spitze A und A' der Zuflußsummenlinie verbunden wird. Die Neigung der Linie $AC = \alpha$ ergibt die mögliche Entnahme = $tg \alpha$ im Zeitraum zwischen A und B , die der Linie $A'C'$ die mögliche Entnahme = $tg \alpha'$ für den Zeitraum $A'C'$. Für den Zeitraum von 4 Jahren

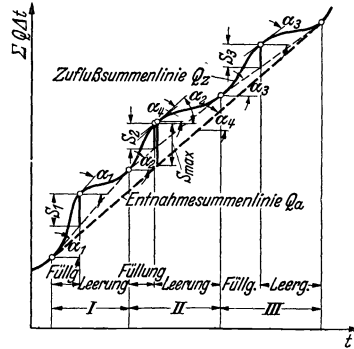


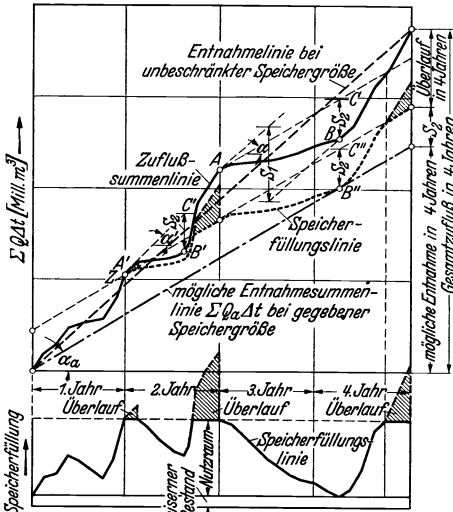
Abb. 17. Wasserwirtschaftsplan für Jahres- und Überjahresspeicher bei unbeschränkter Speichergröße.

¹ Über Verlandung von Stauräumen siehe: SCHOKLITSCH: Stauraumverlandung und Kolkabwehr. Berlin 1935.

² Darstellungen nach F. SCHAFFERNAK: Hydrographie. Wien 1935.

kann Vollaussgleich nur beim kleinsten Wert von $tg \alpha$ stattfinden. Eine Parallele zu AC durch den Nullpunkt des Koordinatensystems gibt die mögliche Entnahmesummenlinie, ihre Endordinate ist die Summe sämtlicher Entnahmen ($\sum_0^4 Q_a \Delta t$).

Zieht man zur möglichen Entnahmesummenlinie eine Parallele im Abstand S_z , dann ist der Speicher bis zu Z gefüllt. Von Z an läuft der Zufluß so lange ungenutzt ab, als die Neigung der Zuflußsummenlinie größer als die der Entnahmesummenlinie ist.



Der Speicher bleibt in dieser Zeit gefüllt. Verläuft die Zuflußsummenlinie schwächer geneigt als die Entnahmesummenlinie, wird ein Teil des gespeicherten Wassers aufgebraucht. Die Speicherfüllungslinie muß in B'' die Entnahmesummenlinie berühren und kann sie nicht unterschreiten, wenn der „Eiserne Bestand“ nicht angegriffen werden soll.

Bedarfs-(Entnahme-) Menge wechselnd, Speichergroße beschränkt, Vollaussgleich. Der Bedarf an Wassermenge z. B. bei der Wasserkraftwirtschaft für die Deckung der notwendigen Leistung oder zusammengesetzt aus den nach dem Verkehr und nach den Jahreszeiten verschiedenen Wassermengen für Kanalspeisewasser und Bewässerung, Trinkwasserversorgung, zu denen noch die Verdunstungsmengen hinzukommen, ergibt die Bedarfs-(Entnahme-)Summenlinie. Bei Vollaussgleich ergeben die größten

Abb. 18. Wasserwirtschaftsplan für Überjahresspeicher bei beschränkter Speichergroße.

Unterschiede der Überschuss- und Fehlwassermenge den notwendigen Speicherinhalt $\max S$. Kann $\max S$ nicht bereitgestellt werden, muß der Bedarf eingeschränkt werden, wobei die durch andere Gewässer ersetzbaren gegen die im Gewässer unersetzbaren Nutzungen (Bewässerung) zurücktreten. Verfahren wie bei Abb. 18.

Wasserwirtschaftspläne für Kleinspeicher. Tagesspeicher. Die genaue Verfolgung der Speichervorgänge

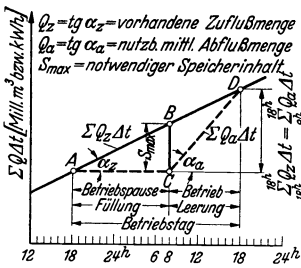


Abb. 19. Wasserwirtschaftsplan eines Tagesspeichers mit durchgehendem Betrieb.

unterbrochenem Betrieb, nur mit Hilfe der Zufluß- (Dargebots-) und Bedarfs-(Entnahme-) Summenlinien möglich ($\sum Q_z \Delta t$ und $\sum Q_a \Delta t$, Abb. 19). Der Zufluß kann während eines Tages unveränderlich angenommen werden. Rechnerisch ergibt sich nach Abb. 19, bei ununterbrochenem 10stündigem Betrieb $Q_a = \frac{24}{10} Q_z = 2,4 Q_z \text{ m}^3/\text{s}$; $\max S = (24 - 10) \cdot 3600 Q_z = 50400 Q_z \text{ (m}^3\text{)}$. Bei n -stündigem durchgehendem Betrieb $Q_a = \frac{24}{n} \cdot Q_z$ (Ausbaugröße); Speicherinhalt $\max S = (24 - n) \cdot 3600 Q_z = 3600 (24 - n) \frac{n}{24} \cdot Q_a = 150 \cdot (24 - n) n \cdot Q_a$. Der Größtwert

von $\max S$ tritt bei 12stündigem Betrieb ein: $\max S' = 21600 Q_a = 25\%$ des Tagesabflusses Q_a ; im Durchschnitt genügt rd. $15000 Q_a \text{ (m}^3\text{)}$. Das Verfahren wird vereinfacht, wenn man quartals- oder monatstypische Bilder für die Zufluß- und die Bedarfssummenlinie herausnimmt. Bei Betrieben, die keine Einschränkung dulden $\max tg \alpha$ so bestimmen, daß für NNQ Ausgleich vorhanden ist.

Statt mit den Summenlinien kann mit der Zuflußmengendauerlinie gearbeitet werden. Dem Nachteil der nur angenähert erfaßten wirklichen Vorgänge steht der Vorteil gegenüber, daß man den vieljährigen Durchschnitt zugrunde legen kann¹.

Wochenspeicher. Besonders für Wasserkraftanlagen mit Betriebspausen von Samstag Mittag bis Montag früh. Wenn es sich darum handelt, die Größe der mittleren Bedarfswassermenge Q_a während der Betriebstage Montag bis Samstag Mittag zu ermitteln, ist die Ausgleichwirkung während eines Tages ohne Einfluß auf den Wasserwirtschaftsplan eines Wochenspeichers. Beim Verfahren mit Summenlinien sind für Betriebe, die keine Einschränkung dulden, Beharungsstände bei NNQ anzunehmen. In Abb. 20 ist Q_z als gleichbleibend für eine Woche angenommen. Mit $Q_a = \text{tg } \alpha_a$ wird der Samstag/Sonntagzufluß zu je 1/5,5 auf die Wochentage aufgeteilt. $Q_a = \frac{7}{5,5} \cdot Q_z = 1,27 Q_z$ (m³/s); $\max S = (7 - 5,5) \cdot 86400 \cdot Q_z = 129600 Q_z$ (m³). Ruht der Betrieb nur am Sonntag, so verteilt sich der Sonntagszufluß $3600 \cdot 24 \cdot Q_z$ zu je 1/6 auf jeden Werktag. Bei ständiger n -stündiger, ununterbrochener Betriebszeit innerhalb eines Tages erfolgt die fortlaufende Speicherung in $(24 - n) + 24 = (48 - n)$ Stunden = $3600(48 - n)$ Sekunden.

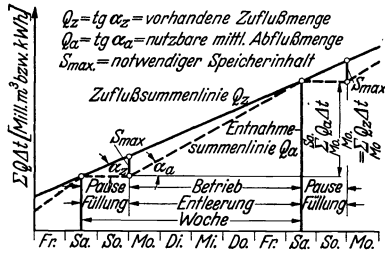


Abb. 20. Wasserwirtschaftsplan eines Wochenspeichers.

Wasserwirtschaftsplan für Pumpspeicher. Anwendung bei Wasserversorgungsanlagen mit Hochbehälter und Entnahme aus Grundwasser und bei Wasserkraftanlagen.

Speicher nur für Pumpwassermengen. Beispiel (Abb. 21): Die Pumpsanlage muß die innerhalb des Betriebstages verbrauchte Wasserfracht während 10 Stunden (22 bis 8 Uhr; billiger Bezug der Energie) in den leeren Speicher pumpen. Soll für unvorhergesehene Ereignisse eine Wassermengenreserve S_R vorgesehen werden, muß der Speicher S_P auf S_R vorgefüllt sein. Die Zuflußsummenlinie verschiebt sich in die punktierte Lage. Inhalt des Speichers $\max S_P + S_R$.

Speicher für Pumpwassermengen und natürlichen Zufluß. Verfahren wie bei Abb. 21 unter Beachtung des natürlichen Zuflusses bei der Zuflußsummenlinie.

Wasserwirtschaftsplan für Rückhaltebecken. Als Rückhaltebecken kommen natürliche Seen, Speicher und große Flachlandpolder in Betracht. Der Rückhaltvorgang wird unter der Annahme untersucht, daß bei der Auffüllung des Beckens der Wasserspiegel waagrecht bleibt. Wasserstand des Rückhaltebeckens = h_P ; Fläche = F ; Q_z = Zufluß, Q_a = Abfluß. Die Raumgleichung für endlich große Änderungen lautet:

$$(Q_z - Q_a) \Delta t = F \cdot \Delta h_P.$$

Der Rückhalt ist $Q_R = Q_z - Q_a = F \frac{\Delta h_P}{\Delta t}$. Die Ganglinie $Q_z = f_1(t)$ (Abb. 22) ist unmittelbar darzustellen, wenn die Gang- und Abflußmengenlinie des Zu-

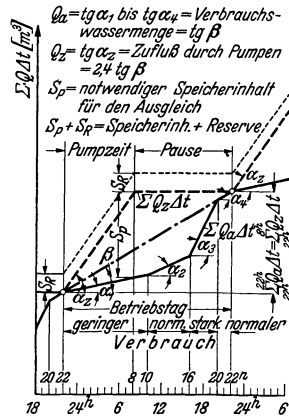


Abb. 21. Wasserwirtschaftsplan eines Pumpspeichers.

¹ LUDIN, A.: Wasserkraftanlagen, Berlin 1934, S. 65.

bringers vorhanden sind. Ist dies nicht der Fall, so ergibt sich: $Q_z = Q_a \pm F \cdot \frac{\Delta h_P}{\Delta t}$.

Die Ganglinie $Q_a = f_s(t)$ ist bekannt, wenn an der Abflußstelle die Abflußmengen-

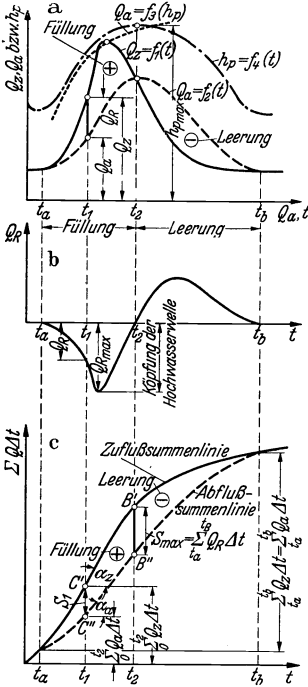


Abb. 22. Wasserwirtschaftsplan für Rückhaltebecken.

Wasser über Streichwehre einfließt. Für $S = f_s(h_p)$ sind die Leistungslinien der Streichwehre, Ein- und Auslaßschleusen maßgebend².

linie: $Q_a = f_s(h_p)$ und die Ganglinie des Wasserstandes im Rückhaltebecken $h_p = f_h(t)$ gegeben ist. Die Seefläche $F = f_s(h_p)$ und die Inhaltslinie $S = f_s(h_p)$ sind durch die bekannte Größe und Form des Beckens festgelegt. Der Scheitel der Ganglinie für Q_a liegt auf dem fallenden Ast der Ganglinie für Q_z . Die Aufgaben, die einen bestehenden natürlichen Zustand zu untersuchen haben, oder die Vorausberechnung der Wirkung eines künstlich abgeänderten, unveränderlichen oder durch bewegliche Verschlüsse veränderlichen Abflußquerschnittes zum Ziele haben, lassen sich mit Hilfe von Ganglinien und Bezugslinien lösen¹. Einfacher ist das Verfahren mit Summenlinien (Abb. 22c). Es ist zur beliebigen Zeit t_1 die Tangente in C' $\text{tg } \alpha_z = Q_z$ und in C'' $\text{tg } \alpha_a = Q_a$. Die zurückgehaltene Wassermenge ist $Q_R = Q_z - Q_a = \text{tg } \alpha_z - \text{tg } \alpha_a$. Von t_a bis t_1 ist zurückgehalten die Wasserfracht-Beckenfüllung $\sum_{t_a}^{t_1} Q_R \Delta t = C' C''$. Der

erreichbare Größtwerth der Speicherung ist durch $B' B''$ gegeben, bei dem $Q_z = Q_a$ und $\text{tg } \alpha_z = \text{tg } \alpha_a$ ist. Bei Hochwasserrückhaltung ist $\text{max } S$ maßgebend für den zur Aufnahme einer Hochwasserwelle notwendigen Beckeninhalt oder für das Maß der Köpfung einer Hochwasserwelle. Bekannt sein müssen hierfür $S = F_s(h_p)$; $Q_a = f_s(h_p)$. Bei künstlichen Speichern kann der Abfluß aus dem Überfall an den Hochwasserentlastungsanlagen gerechnet werden. Schwieriger liegen die Verhältnisse bei Rückhaltebecken im Flachland, wo zur Füllung das

¹ SCHAFFERNAK: Hydrographie, Wien 1935, S. 395. Beispiele für die Lösung der Aufgaben.

² PANZER, E.: Einfluß eines Überlaufolders auf die Hochwasserstände des Flußlaufes, Schweidnitz 1933.

Flußbau.

Von

Dr.-Ing. H. WITTMANN,

o. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

I. Flußkunde.

1. Fluß und Tal¹.

Begriff und Landschaft. Der Fluß oder Strom ist der natürliche Wasserlauf, in dem sich oberirdisches Wasser oder an die Oberfläche ausgetretenes Grundwasser sammelt und, dem Gesetz der Schwere folgend, in einer geschlossenen Rinne dem tiefsten Punkte zufließt. Der Fluß ist Sammel- und Lebensader seiner Landschaft. Er ist das Mittelstück seines Tales, an das sich die Talsohle und die Gehänge anschließen. Fluß und Tal bedeuten dem Menschen Lebensraum und Verkehrsmöglichkeit. Durch den Fluß und seine Landschaft werden das Gebiet und die Völker verbunden oder getrennt, je nachdem die scheidende Kraft oder die Lebenseinheit des Stromes überwiegt. Ströme sind Wegweiser für siedelnde und raumsuchende Völker.

Fluß- und Talbildung stehen miteinander in unlösbarem Zusammenhang. Die Täler sind das bezeichnendste Merkmal der Landoberfläche. Ihre Breite und Tiefe ist Ausdruck der Arbeit des fließenden Wassers und der sie begleitenden Massenbewegungen.

Tallandschaften. Die Tiefe der Täler bestimmt ihre Zugehörigkeit zum Flachland (Hügelland) oder Bergland. Durch die Form der Täler wird die lotrechte, durch den Grundriß die waagrechte Gliederung der Landschaft bestimmt. Beim Tafelland der Tieftäler (ältere, bereits verfestigte, flachgelagerte Schichten, unregelmäßig durch Täler zerschnitten) und den Platten der Flachtäler (Aufschüttungsebenen jüngerer Ablagerungen) stoßen die Hänge der Nebentäler nicht zusammen, die Wasserscheide ist vielfach schwer zu bestimmen. Beim Mittelgebirgsland sind die Sohlentäler (Abb. 1 a, 1 b) durch nach oben sanft gekrümmte Rückenflächen miteinander verbunden. Im Hochgebirge stoßen die Hänge unvermittelt in schmalem First und zugeschärfter Wasserscheide zusammen.

Entstehung der Täler. Durch innere Kräfte: Großverbiegungen, Gebirgsbildungen (Beugung, Verwerfung, Faltung). Durch äußere Kräfte: Verwitterung, vorwiegend durch den Kreislauf des Wassers, Wärmegegensätze, Gesteinszersetzung (chemische Umwandlung von Mineralien), Gesteinszertrümmerung (mechanische Erzeugung scharfkantigen Schuttes), Gesteinslösung (chemisch-physikalische Auflösung durch Wasser über und unter Tage).

Talformen. Das Abdachungstal, im allgemeinen breit und mit geböschten Hängen, folgt dem heutigen Relief zwischen zwei seitlichen Gebirgsketten als Haupt- und Längstal. Die engeren und steilwandigeren Nebentäler verlaufen quer zur Abdachung und müssen die Gebirgsketten als Quertäler, Durchbruchs- oder Breschetäler durchbrechen. Die beiderseitigen Nebentäler eines solchen Nebentales verlaufen als resequentes Tal gegen, als obsequentes Tal in Richtung der Abdachung.

Die *Urstromtäler* der norddeutschen Tiefebene ziehen als Schmelzwasserrinnen des sich im Diluvium nach Norden zurückziehenden Eises mehr ostwestwärts als die heutigen nach Norden gerichteten Täler.

Flächenhafte Abtragung (Denudation) erfolgt durch das Abrutschen des aufbereiteten Gesteins infolge der Schwere unter Einwirkung von Tage- oder Grundwasser.

Abrutsch, Rutschung, Bergrutsch entsteht durch Abbröckeln von Gestein infolge Lockerung des Zusammenhaltes der Teile. Bei völliger Durchtränkung gehen Massen von Gestein nieder und bilden Schutthalden. Der Gehängeschutt flacht allmählich die Hänge ab, füllt die Täler auf und verursacht Störungen im Langschnitt der Flüsse. Bei der *Abspülung* überwiegt die abtragende Wirkung des oberflächlich als Schichtflut abfließenden Wassers. Die Gesteins-trümmer der Abtragung werden nicht abgerundet wie beim Flußwasser. Gefälle, Stärke und Häufigkeit der Niederschläge, Beschaffenheit des Gesteins, Klima und Bewachsung sind maßgebend für den Umfang der Abtragung.

¹ BANSE, E.: Lehrbuch der organischen Geographie. Berlin 1937. — MACHATSCHEK: Geomorphologie. Leipzig 1934. — Handbuch der Ing.-Wiss., Bd. 1, Teil 3. Leipzig 1905. — GRAVELIUS: Flußkunde. Berlin 1914.

Ausnagung (Erosion) bedeutet Eintiefung durch den Angriff des gesammelten Wassers auf Sohle (Tiefennagung) und Hänge (Seitennagung) der Rinne. In Verbindung damit steht die *Ablagerung (Akkumulation)*, die eine Auflandung infolge Liegenbleibens eines Teiles der mitgeführten Schwerstoffe bedeutet.

Einzelheiten der Tal- und Flußbildung. Grundriß, Längsschnitt und Querschnitt sind eine Einheit.

Querschnitt. Die Tiefennagung verläuft in der durch den Fluß vorgezeichneten Linie. Mit ihr werden die Hänge abgetragen, es entsteht das V-Tal, Kerbtal (Abb. 1a), dessen Sohle der erodierende Fluß vollständig einnimmt. Die Hänge haben nach der Standfestigkeit des Gesteins eine größte Böschungsneigung. Im festen Gestein wird das Kerbtal zur Schlucht, Klamm. Die von eiszeitlichen Gletschern durchflossenen Hochtäler haben den U-Querschnitt (Trogtal) (Abb. 1d). Das breitere Sohlental (Abb. 1b) entwickelt sich infolge Nachlassen der Tiefennagung, Aufschütten und Verbreitern der Sohle durch Ablagerung von Gehängeschutt aus der stärker ein-

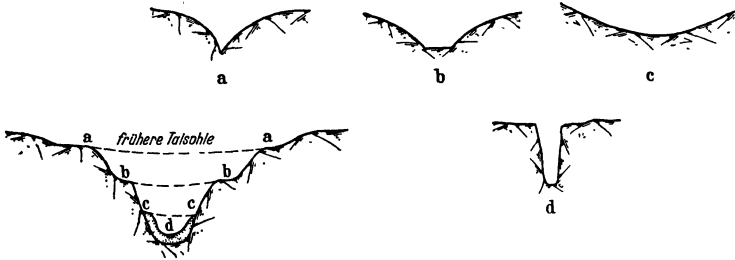


Abb. 1.

setzenden Seitennagung. Beim Muldentale (Flachtal Abb. 1c) hat die Seitennagung die Tiefennagung völlig verdrängt, die Seitenlehnen weichen zurück, die sanfte Neigung der Hänge geht unmerklich in die Ablagerungsflächen über.

Querschnittstörungen entstehen beim Wechsel harter und weicher Gesteinsschichten, trockenes Klima ergibt Steilabbrüche (Verwitterungsrampen, Kanyons des Tafellandes). Gesteinswechsel (Verwerfung) zwischen den beiden Talseiten erzeugt Ungleichheit der Neigung gegenüberliegender Hänge. Rampen (Terrassen) sind auf der Talsohle in Talrichtung sich hinziehende ebene Schmalflächen, die der Fluß entweder ausgenagt oder aufgeschüttet hat. Sie sind Anzeichen dafür, daß der Fluß früher auf einer höheren Fläche als heute abgeflossen ist. Die Flächen sind in Zeiten vorwiegender Aufschüttung durch Seitennagung, die Böschungen in Zeiten vorherrschender Tiefennagung entstanden. Die Rampen können beidseitig oder einseitig und ungleich breit sein. Bei mehreren Rampen (Abb. 1 Hochrampe a—a, Oberrampe b—b, Mittelrampe c—c, Nieder-rampe d) ist jede Rampefläche der Rest einer früheren Talsohle. Im Hochgebirge sind Rampen außer durch Ausnagung und Aufschüttung noch durch Gletscherarbeit entstanden (Trogtal).

Längsschnitt zwischen Quelle und Mündung ist entweder ausgeglichen mit talwärts kleiner werdendem Gefälle oder durch Stufen unterteilt (Stufen im Gebirgsbau, durch Hebung eines Querriegels, Senkung eines Talabschnittes, besondere Gesteins Härte).

Grundriß. Geradlinige oder gestreckte Form eines Tales oder Talabschnittes deutet auf starkes Gefälle oder Einschneiden in nachgiebiges Gestein. Schräge Stromzerlegung kommt zustande, wenn der Fluß nacheinander weichere und härtere Gesteine zu durchschneiden hat, wobei er in den weicheren, beckenförmigen Talabschnitten längere Strecken als in den härteren ausnagt. Bei der Gewundenheit wird die Tiefenerosion durch die seitliche Ausnagung zurückgedrängt. Sie tritt besonders ausgeprägt beim Flußmäander in Tälern auf, die zur Auflandung neigen. Der Flußmäander entwickelt sich durch Seitennagung an den Rändern des Kerbtalles zum Talmäander, der an den äußeren Ufern steile Prallhänge und an den inneren Ufern flache Gleithänge aufweist. Die Talmäander schneiden den Hals eines Spornes durch, der als Umlaufberg übrig bleibt. Die Flußmäander erweitern sich und verschieben sich talwärts.

Beziehungen:

$$\begin{aligned} \text{Flußentwicklung} &= \frac{\text{Flußlänge-Abstand}}{\text{Abstand}} \\ \text{Talentwicklung} &= \frac{\text{Tallänge - Abstand}}{\text{Abstand}} \\ \text{Laufentwicklung} &= \frac{\text{Flußlänge-Tallänge}}{\text{Tallänge}} \end{aligned}$$

Abstand bezeichnet die kürzeste Entfernung (Luftlinie) zwischen Quelle und Mündung.

Talweg ist die Verbindungslinie der tiefsten Punkte des Flußlaufes. Mit seinen verzweigten Nebenflüssen bildet jeder Fluß ein **Flußnetz**. Es schmiegt

sich in ein Flußbecken (Strombecken) von meist länglicher Gestalt. Quellen, Bäche und Nebenflüsse fließen einem meist durch Länge und Wasserführung ausgezeichneten Hauptfluß zu, der allmählich zum Strom anwächst. Der tiefste Punkt eines Flußlaufes ist seine *Mündung* in einen anderen Fluß, einen See oder das Meer. Die Hervorhebung des Hauptflusses ist vielfach durch die geschichtliche Entwicklung und die Besiedlung bedingt. Jedes Flußnetz ist gekennzeichnet durch seine besonderen topographischen, geographischen, geologischen, morphologischen und hydrographischen Eigenschaften.

Die *Unterscheidung Fluß — Strom* hängt nicht nur von der Wasserführung, sondern auch von der verkehrs- und wasserwirtschaftlichen Bedeutung des Flusses für sein Becken ab. Die großen dem Meer unmittelbar zufließenden Flüsse werden Ströme, die kleineren Küstenflüsse genannt.

Flußdichte bezeichnet das Verhältnis der Gesamtlänge aller Flüsse eines Flußnetzes zu seinem Flächeninhalt. Sie wächst mit der Bergigkeit des Geländes, der Undurchlässigkeit des Gesteines, der Menge der Niederschläge und der Dichtigkeit der Bewachsung.

Einzugsgebiet und Wasserscheide. Das Einzugsgebiet des Flußnetzes ist durch eine große Wasserscheide gegen ein benachbartes Netz abgegrenzt, innerhalb deren jeder Wasserlauf durch kleine Wasserscheiden sein besonderes Einzugsgebiet erhält. Nicht immer fällt die topographische mit der geologischen oder hydrographischen Wasserscheide zusammen (S. 870).

Im Gebirge folgt die Wasserscheide im allgemeinen den Kämmen als dem First zweier widersinnig entwässerter Abdachungen. Bei vergletscherten Teilen und im sumpfigen oder vermoorten Gebiet, sowie im Flachland ist die Bestimmung schwieriger. Durch Wasserteilung kann die Verbindung zweier Flußnetze schon im Quellgebiet erfolgen. *Flußgabelung* (Bifurkation) kommt auch im Gebirge vor. Bei einer unausgesprochenen Wasserscheide (Delta) vermischen sich die Flüsse. Unterirdisch tritt die *Flußvermischung* im Karstgebiet häufig auf. Die Geologie des Einzugsgebietes ist wichtig, um die Beschaffenheit (Gute) des Wassers festzustellen (z. B. Wasser aus Kalkgebirgen kalkreich).

2. Einteilung und Kennzeichnung der Flüsse.

Physikalische Geographie. Als Hauptfluß gilt der Fluß, der nach der gesamten Bodengestalt des Strombeckens sich als tief gelegene Sammelrinne erweist.

Im symmetrischen Flußnetz liegen die Nebenflüsse bei etwa gleicher Wasserführung und Länge gleichmäßig zu beiden Seiten des Hauptflusses. Bis zur völlig unsymmetrischen Form, die meist durch die Lage in der Nähe eines Gebirges bestimmt ist, finden sich alle Übergänge. Im einzelnen lassen sich folgende Arten unterscheiden: *Abdachungsflüsse* entstammen einseitig abgedachten Gegenden und verlaufen meist parallel zueinander (Pyrenäenflüsse). Hierzu gehören die *Gebirgsflüsse*, die sich mehr den Unregelmäßigkeiten der Bodengestalt anpassen. (Nebenflüsse des Inn im Alpengebiet). *Saumlflüsse* sind die Sammelrinnen für die Abdachungs- und Gebirgsflüsse. Sie fließen am Rande der Abdachung. Ihr Flußnetz ist einseitig (Donau in Bayern). Der *Flachmüldenfluß* nimmt die Gewässer zweier gegeneinander geneigter Abdachungen auf (Oder, Mississippi). *Zwillingsflüsse* entstammen dem gleichen Quellgebiet, fließen als gleichwertige Flüsse parallel, um sich zu einem gemeinsamen Lauf zu vereinigen (Ganges). Die *Flußpaare* treffen erst im Mündungsgebiet zusammen. Ihre Quellen liegen in verschiedenen Gebieten (Euphrat und Tigris).

Weitere Kennzeichnungen nach der *Wasserführung*. *Steppenfluß*: Die Wasserführung nimmt durch Verdunstung und Abgabe an das Grundwasser talwärts ab. Bei den *Sicherflüssen* ist der Wasserverlust von der Durchlässigkeit des Bettes bedingt. *Karstflüsse* versickern im durchlässigen Gestein und fließen zum Teil unterirdisch weiter. Der *Dauerfluß* führt ohne Unterbrechung während des ganzen Jahres Wasser, während der *Wechselfluß* Wasser nur in der ausgesprochenen Regenzeit führt und in Trockenzeiten abflußlos ist.

3. Unterteilungen des Flußlaufes.

Geomorphologie. Kennzeichnend ist die Entwicklung und der Zustand des Längs- und Querschnittes, des Grundrisses und die Schwerstoffführung.

Oberlauf im Gebirge, ohne ausgesprochene Talfläche, große Höhenunterschiede im Längs- und Querschnitt, gerader oder scharf abgeogener Lauf. Überwiegen der Abtragung und Eintiefung, starke Führung von grobem Gerölle. *Mittellauf* im Hügelland mit breiterem Talboden ausgeglichener Längs- und Querschnitt. Vielfacher Wechsel der Laufrichtung. Abtragung und Ablagerung, Seitennagung strecken- und zeitweise großflächig, niedrige Ufer, Ablagerungsschleife. *Untellauf* im Tiefland mit breitem Tal. Flacher Längsschnitt, verkleinertes Geschiebe. Seitennagung überwiegen, vorwiegend Sandführung. Der Untellauf geht bei geringen Höhenunterschieden in das Mündungsdelta über. — Die Unterteilung kann unterbrochen sein, wenn der Fluß im Mittellauf nochmals ein Gebirge durchschneidet und einen zweiten, meist abgeschwächten Oberlauf erhält. Die Flüsse oder einzelne Abschnitte können als schwerstoffreich oder schwerstoffarm und je nach der Entwicklung des Längsschnittes als Eintiefungs- und Aufhöhungstrecken bezeichnet werden.

Hauptzahlen des

Hauptfluß	Pegelstelle	Hinzugetretene Nebenflüsse	Entfernung km	Größe des Einzugsgebietes km ²	
Rhein	Lustenau ob. Bodensee		unt. Rheinbrücke Konstanz —	6 122	
	Basel	Aare u. sonst. Nebenflüsse	166,7	35 929	
	Maxau	Schwarzw. u. Vogesen-Nebenfl.	362,3	50 343	
	Worms	Neckar	443,4	68 936	
	Mainz	Main	498,3	98 488	
	Kaub	Nahe	546,2	103 729	
	Köln	Lahn + Mosel + Sieg	688,0	144 612	
	Wesel	Ruhr + Lippe	814,0	159 419	
Weser	Gieselwerder Bodenwerder Drakenburg Intschede	Werra + Fulda	unt. Munden		
		Diemel	28,0	12 672	
			110,8	15 970	
		Aller	279,5	22 036	
			331,2	37 906	
Elbe	Brandeis Melnik Dresden Aken Hämerten Darchau	ohne Moldau	32,4 km ob. Mol- dau	13 085	
		Moldau	0,7 km unt. Moldau	41 813	
			55,6 } unterh.	53 111	
		Mulde	274,7 } der alten	69 849	
		Saale	394,6 } Reichs- grenze	97 788	
	Darchau	Havel	535,8	131 950	
Oder	Ratibor Steinau Pollenzig Kienitz Warthe	Hotzenplotz + Malapane + Glatzer Neisse Bartsch + Bober Warthe allein bei Landsberg	unt. Opamündg. 50,9	6 698	
				332,0	29 605
				530,6	47 293
				632,8	109 093
				560,3	51 893
Pregel	Tapiau	—	67 km unt. Vereinig. Anger- app und Inster	13 595	
Memel	Tilsit	—	52,9 km unt. alter Reichsgr.	91 267	
Weichsel	Krakau Zawichost Warschau Thorn Mündung	San Bug	unt. Ursprung		
				220	8 021
				430	50 653
				655	85 176
				880	179 990
			1068	198 500	
Donau	Ulm Pfelling Hofkirchen Oberrzell Ybbs Wien-Nußdorf	Iller Altmühl + Naab + Regen Isar Inn Traun + Enns	ob. Mündung		
				2586,0	7 614
				2306,3	37 703
				2256,7	47 544
				2208,5	77 025
				2058,7	92 453
				1934,1	101 707
	Weitere Angaben für die Donau				
	Preßburg	March	1868,8	131 290	
	Mohacs	Raab + Waag	1446,8	208 922	
	Novisad	Drau	1255,0	254 085	
	Bazias	Theiss + Save + Morava	1072,0	560 000	
	Giurgiu	Olt	493	660 000	
	Sulina		0	817 000	

Wasserwirtschaft. Kennzeichnend ist der jedem Gewässer eigentümliche Gang seines Abflusses, der bestimmt ist durch Niederschlag, Klima, Höhenlage, Flächeninhalt, Form und Bewachsung des Einzugsgebietes. Etwa folgende Kennzeichnungen.

Hochgebirgsfluß mit vergletschertem Einzugsgebiet: große tägliche Schwankungen der Quellbäche. Einfluß der Lufttemperatur vorherrschend. Unterhalb des Sammelgebietes ausgesprochene jahreszeitliche Schwankungen: Winter *NW*, Sommer *HW*. Zeitlich und mengen-

mitteleuropäischen Flußnetzes.

Jahresreihe	NQ	MNQ	MQ	MHQ	HQ	NNQ	HHQ
1926/35	44	50	232	1404	2300	39 (1925)	3 000 —
1808/1913	205	540	1013	2812	5700	205 (1909)	5 700 (1876)
1921/37	390	550	1240	2820	3570	386 (1921)	5 800 —
1926/35	510	645	1380	3150	4200	430 (1921)	6 000 (1882)
1926/35	530	675	1410	3650	5350	420 (1929)	7 000 (1887)
1926/35	557	713	1570	4040	5880	480 (1921)	7 400 (1883)
1931/35	705	895	1940	5180	8380	590 (1921)	11 100 (1926)
1931/35	780	1000	2100	5470	8960	640 (1921)	12 200 (1926)
1926/35	18	40	105	536	1380	17 (1921) ¹	1 380 (1926) ¹
1926/35	29	55	132	629	1650	22 (1921)	1 650 (1926)
1926/35	31	75	180	866	1880	30 (1931)	1 880 (1926)
1926/35	57	122	302	1168	2170	51 (1921)	2 170 (1926)
1936/38	31	32	111	561	955	12 (1935)	1 560 (1845)
1936/38	69	78	257	1218	1605	32 (1921)	4 670 (1845)
1931/38	46	80	282	1250	1760	46 (1921)	4 350 (1890)
1926/35	79	139	397	1750	3090	79 (1934)	3 900 (1920)
1936/41	200	286	749	2190	3640	100 (1934)	4 500 (1920)
1931/40	150	300	714	1720	3520	150 (1934)	3 840 (1895)
1936/39	10,7	12	74	871	1630	2,75 (1876)	1 630 (1939)
1936/39	60	75	221	1031	1720	20 (1874)	2 300 (1903)
1936/39	100	134	307	1074	1780	60 (1921)	2 370 (1903)
1925/35	137	247	571	1543	2640	137 (1934)	3 320 (1917)
1936/39	93	102	218	518	664	58 (1934)	1 960 (1888)
1936/40	0 ²	3	63	335	567	0 ² (1937)	1 000 (1888)
1936/40	82	164	550	3240	5860	82 (1939)	6 700 (1889)
—	14	25	84	800	1730	—	3 400
—	70	112	416	2980	5900	—	8 600
—	111	183	591	3180	5570	—	8 300
—	200	330	975	3800	5520	—	10 100
—	240	400	1010	—	5500	—	10 100
1924/37	50	71	188	674	1020	24 (1929)	1 450 (1882)
1926/37	135	202	440	1277	1762	135 (1929)	1 762 (1926)
1901/37	165	280	623	1730	2998	165 (1909)	6 000 (1845)
1901/37	440	598	1416	4028	7380	400 (1894)	8 200 (1899)
—	560	640	1700	5170	7210	370 —	10 000 —
1926/35	635	799	1760	4680	6050	635 (1929)	10 400 (1899)
Q bei	N SW ³	MW					HHW
	970	2080					10 900 (seit 1870)
	1060	2180					7 100
	1200	2550					10 600
	2100	5600					16 600
	—	5900					—
	—	6430					—

mäßig ausgeglichener Abfluß. Im nicht vergletscherten Einzugsgebiet überwiegt der Einfluß der Niederschläge. *Mittelgebirgsfluß*. Abfluß stark abhängig von Größe und Form des Einzugsgebietes und den Niederschlägen. Im allgemeinen zwei *NW* und *HW* Zeiten (Schneeschnelze im Frühjahr, Regen im Herbst). Jedoch in jeder Jahreszeit Anschwellungen möglich, dabei rasches Ansteigen des Wasserstandes. Jahresabflußform unruhig und unausgeglich. *Flach-*

¹ Nach Erbauung der Erdaltersperre.

² Bei vollem Hafrückstau; *NNQ* des Einzugsgebietes = 15 m³/s.

³ Niedrigster schiffbarer Wasserstand zwischen 1. III. und 25. XII.

landfluß abhängig von den Abflußformen seiner Zubringer. Im allgemeinen mengenmäßig und zeitlich ausgeglichener Abfluß, geringe Unterschiede zwischen *NW* und *HW*. — Die Bezeichnungen sind nicht scharf gegeneinander abzugrenzen und werden nach Gegend und Sprachgebrauch verschieden angewendet. Gebirgsbäche, die nach Niederschlägen größere Wasser- und Geschiebemengen abführen, sonst aber nahezu versiegen, werden als *Wildbäche* bezeichnet. In vielen Fällen reicht zur wasserwirtschaftlichen Kennzeichnung die Angabe *NQ:MNQ:MQ:MHQ:HQ* oder *Nq:Mq:Hq* aus.

Nutzungen. Insbesondere die Schifffahrt hat vielfach von den sonstigen Einteilungen abweichende Bezeichnungen, die sich nach den Hauptverkehrsstrecken richten (Ober-, Mittel-, Niederrhein).

4. Zahlenwerte.

Hauptzahlen des mitteleuropäischen Flußnetzes.

Die Tabelle (S. 898) kennzeichnet die Abflußverhältnisse des mitteleuropäischen Flußnetzes. Angegeben sind die Werte der Hauptströme jeweils unterhalb der Eimündung größerer Nebenflüsse. Eingehendere Angaben sind den Jahrbüchern der gewasserkundlichen Anstalten zu entnehmen (S. 878).

5. Die Bewegung des Wassers.

a) Allgemeines und gerade Flußstrecken.

Bewegungsart. In offenen Wasserläufen bewegt sich das Wasser im allgemeinen turbulent (S. 119) und in geraden Strecken mit regelmäßigen Querschnitten annähernd geradlinig. Der Wasserspiegel im Querschnitt ist waagrecht.

Die „schießende“ ist von der „strömenden“ Bewegung zu unterscheiden. Merkmal ist die Wellenschnelligkeit \sqrt{gT} . Schießen: $v > \sqrt{gT}$; Strömen: $v < \sqrt{gT}$. In beiden Fällen kann die Bewegung gleichförmig, beschleunigt oder verzögert sein. Auf strömendem Wasser kann sich eine Oberflächenwelle flüßauf fortpflanzen, im schießenden nicht. Wird der Querschnitt eingengt, entsteht im strömenden Wasser die Staulinie, im schießenden der Wassersprung.

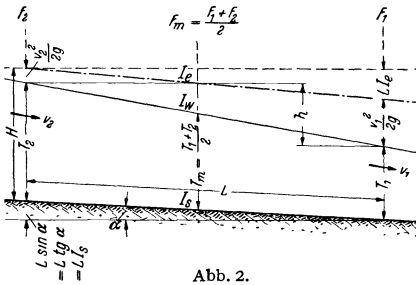


Abb. 2.

Gleichförmige Bewegung.

Kennzeichen: J_s (Sohle) = J_w (Wasserspiegel) = J_e (Energielinie). Grenztiefe zwischen Schieben und

Strömen $T_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}}$ (B = Breite eines Rechteckquerschnittes). Bei

gegebenen Höhenlage der Energie-

linie (S. 131) wird Q ein Maximum, wenn $T = \frac{2}{3} H$. Für $Q < \max Q$ erhält man bei H zwei Werte für T (schießend und strömend).

Ungleichförmige Bewegung. (Abb. 2).

$$L \cdot J_s + T_2 + \frac{v_2^2}{2g} = T_1 + \frac{v_1^2}{2g} + L \cdot J_e; \quad \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} = h - L \cdot J_e; \quad h = L \cdot J_w.$$

Beschleunigte Bewegung	Gleichförmige Bewegung	Verzögerte Bewegung
$L \cdot J_e < h$	$L \cdot J_e = h$	$L \cdot J_e > h$
$\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} (+)$	$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g}$	$\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} (-)$
$v_1 > v_2$	$v_1 = v_2$	$v_1 < v_2$
$J_e < J_w$	$J_e = J_w$	$J_e > J_w$

Aus $v = k R^{1/2} J^{1/2}$, $v = \frac{Q}{F_m}$, $R = \frac{F_m}{p_m}$ ergibt sich $J_e = \frac{Q^2 \cdot p_m}{F_m^3 \cdot k^2}$

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{Q^2 \cdot p_m \cdot L}{F_m^3 \cdot k^2}$$

$$\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} = \text{Geschwindigkeitsgefälle}; \quad \frac{Q^2 \cdot p_m \cdot L}{F_m^3 \cdot k^2} = \text{Reibungsgefälle.}$$

(Beispiel für Berechnung s. S. 942).

*Übergang vom Strömen zum Schießen*¹. In einem stetigen Flußbett ist ein Übergang vom Strömen zum Schießen flußabwärts nicht möglich. Durch einen Gefallsbruch kann das Gefälle im oberen Teil der Strecke strömen, im unteren Teil schließenden Abfluß bedingen (auch durch Änderung der Rauigkeit). Der Übergang vom Schießen zum Strömen kann nur un stetig an der Stelle des Schnittpunktes der beiden Energielinien (Wassersprung (S. 128) erfolgen.

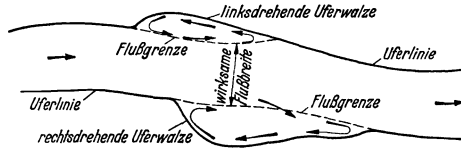


Abb. 3.

Unregelmäßige Uferlinie (Abb. 3). Es bilden sich Wasserwalzen, die für den Durchfluß ausscheiden. Die wirk same Breite ist durch die Grenze zwischen der Strömung und der Walze bestimmt. Die gleiche Erscheinung tritt bei Bühnenfeldern, Hafeneinfahrungen und ähnlichen Unregelmäßigkeiten der Uferlinie auf.

Berechnungsunterlagen. $Q = F \cdot v$; $v = k \cdot R^\alpha J^\beta$.

F (m²) = Durchflußfläche, v (m/s) = mittlere Querschnittsgeschwindigkeit, R (hydraulischer Radius) = Durchflußfläche F : benetzter Umfang p , J = Wasserspiegelgefälle, k = Geschwindigkeitsbeiwert. Die Exponenten α und β nehmen nach den Formeln verschiedene Größen an. In breiten Flüssen wird $R = T$ (Tiefe).

Tabelle 1. Formeln zur Berechnung der Fließgeschwindigkeiten in offenen Gerinnen.

Nr.	Formel von	α	β	Geschwindigkeitsbeiwert k
1	KUTTER	1/2	1/2	$100 \cdot \sqrt{R} : (m + \sqrt{R})$ ($m = 100 \cdot n - 1$; n aus Nr. 3)
2	BAZIN	1/2	1/2	$87 : 1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}$
3	GANGUILLET u. KUTTER	1/2	1/2	$23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}$ $\frac{1}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$
4	MANNING	2/3	1/2	$\frac{1}{n}$ (n Werte wie bei Nr. 3) [für Kanäle]
5	GAUCKLER-STRICKLER .	2/3	1/2	k
6	FORCHHEIMER	0,7	1/2	k

Tabelle 2. Rauigkeits- und Geschwindigkeitsbeiwerte.

Nr.	Beschaffenheit des Gerinnes	m	γ	n	$\frac{1}{n}$	k
1	Gehobeltes Holz, Zementglattstrich, glatte Metallfläche	0,1	-0,043	0,010	92	100
2	Ungehobelte Bretter, Beton glatt geputzt	0,2	+0,044	0,012	83	90
3	Quaderwände, Eisenrohre	0,35	0,17	0,0135	74	80
4	Sorgfältiges Bruchsteinmauerwerk	0,50	0,31	0,015	67	70
5	Normales Bruchsteinmauerwerk, gut geschalter Beton unverputzt	0,7	0,48	0,017	59	60
6	Unbefestigte Erdsohle, feiner Kies mit viel Sand, grobes Bruchsteinmauerwerk	1,0	0,85	0,02	50	50
7	Regelmäßige Querschnitte von Kanälen und Flüssen, Böschungen und Sohle in Erde (Kies mittel etwa 20/40/60 mm, rein)	1,5	1,30	0,025	40	40
8	Wie bei 7, in Bewegung befindliches Geschiebe, Verkrautung, Kies 50/100/150 mm	2,0	1,75	0,030	33,3	35
9	Stark geschiebeführende Flüsse, Wildbäche, kopfgroße Steine	2,5	1,95	0,035	28,6	28
10	Unregelmäßige Wandungen, rau aus dem Fels gesprengt	3,0	2,10	0,040	25,0	25

¹ Böss, P.: Berechnung der Wasserspiegellage. Berlin 1927.

Die Wahl des Geschwindigkeitsbeiwertes erfordert besondere Sorgfalt, da er nicht nur die durch äußere Merkmale erkennbare Beschaffenheit des einzelnen Querschnitts enthalten muß, sondern auch durch den Grad der Ungleichförmigkeit der Flußstrecke bedingt ist¹. Der Einfluß der Ungleichförmigkeit ist bei kleinen Fülltiefen größer als bei großen. Der Grad der Ungleichförmigkeit ändert sich z. B. durch Verminderung der Misch- und Reibungsverluste (Verzögerungsverluste) mit dem Ausbauzustand des Flusses (nach Regelungen k meist größer). Zweckmäßig wird er aus Musterstrecken durch Wassermessungen bestimmt. Sonderformeln für einzelne Flußstrecken.

Abfluß im Querschnitt². Der Wert $v_m = Q : F$ gibt nicht die Verteilung der Geschwindigkeiten im Querschnitt an. Sie sind am größten an der Oberfläche, bei regelmäßigen Querschnitten in geraden Strecken etwa in Flußmitte und nehmen nach der Seite und den Tiefen ab. Die Linien gleicher Geschwindigkeiten (Isotachen, Abb. 4) werden nach den Messungen der Abflüßmengen (S. 879) aufgetragen.

Geschwindigkeitsverteilung in der Lotrechten. Die mittlere Geschwindigkeit u_m befindet sich im Abstand $\alpha \cdot T_0$ von der Sohle (Abb. 5). Mittelwert



Abb. 4.

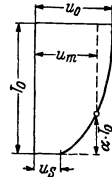


Abb. 5.

für $\alpha = 0,36 \cdot u_m = \beta \cdot u_0$. Für β Werte zwischen 0,78 und 0,92. Als Mittel kann bei kleinen Flüssen $\beta = 0,80$, bei großen $\beta = 0,88$ genommen werden. Die Werte dienen nur zur annähernden Berechnung von Q aus Schwimmermessungen (S. 883). β ist mit der Abflüßmenge veränderlich. $u_s = 0$ nur in einer sehr dünnen Grenzschicht. u Linie annähernd eine Vierteilellipse.

Berechnung der Querschnitte. In Flüssen ist J meist als unveränderlich oder nur in engen Grenzen wandelbar gegeben. Verändert werden können v und F , deren Größe mit Rücksicht auf die zulässigen Höhen der Wasserstände und auf den Sohlenwiderstand zu bemessen sind (S. 907).

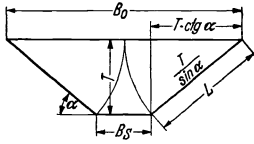


Abb. 6.

Bei künstlichen Gerinnen (Werkkanälen) wird bei gleichem Q , F und v das Gefälle ein Minimum, wenn β ein Minimum wird:

$$\min J = \frac{v^2 \cdot \min \beta}{k^2 \cdot F}$$

Aus Abb. 6 wird

$$\beta = B_s + \frac{2T}{\sin \alpha}; \quad F = B_s T + T^2 \cdot \text{ctg} \alpha; \quad B_s = \frac{F - T^2 \text{ctg} \alpha}{T}$$

Hieraus

$$T = \sqrt{\frac{F \cdot \sin \alpha}{2 - \cos \alpha}}; \quad B_0 = \frac{2T}{\sin \alpha} = 2L. \quad \text{Für } \alpha = 90^\circ \text{ wird } T = \frac{B}{2}$$

b) Gekrümmte Flußstrecken.

Bewegungsart³. Der Wasserspiegel hat ein Quergefälle $J_q = \frac{v_m^3}{g \cdot r}$. In der idealen reibungslosen Flüssigkeit ist die Geschwindigkeitsverteilung in einer Kreiskrümmung $v = \frac{C}{r}$. Hieraus ergibt sich der Verlauf der Wasserspiegeloberfläche und die Verteilung der Geschwindigkeit für eine 90° Krümmung nach Abb. 7. Da die mit Reibung behaftete Flüssigkeit in der lotrechten Verteilung der Geschwindigkeiten (Abb. 5) jedoch Unterschiede gegen u_m aufweist und für jedes Teilchen Gleichgewicht zwischen Druck- und Beschleunigungskräften

¹ SOLDAN, W.: Über Geschwindigkeitsformeln. — SPERLING, W.: Beiträge zur Frage des Ungleichförmigkeitsgrades der Flußbetten. Berlin 1938, Landesanstalt für Gewässerkunde.

² RINSUM: Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen. Berlin 1935.

³ WITTMANN-BÖSS: Wasser- und Geschiebebewegung in gekrümmten Flußstrecken. Berlin 1938.

bestehen muß, ist J_q für die Sohlenteile $u_s < u_m$ zu groß, für die Oberflächenteile $u_o > u_m$ zu klein. Sie beschreiben gegenüber dem Wasserteilchen mit u_m kleinere und größere Halbmesser. Dadurch entsteht eine gewundene (Spiral)Strömung, die sich jedoch nicht als eine völlig geschlossene Ringströmung (Walze) ausbildet, sondern im wesentlichen auf die wandnahen Schichten beschränkt ist, so daß eine vollständige Durchmischung des Wassers in einer Krümmung nicht stattfindet.

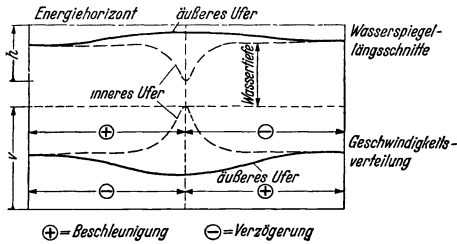


Abb. 7.

Die Überhöhungen des Wasserspiegels in Krümmungen haben am Oberrhein bei $J = 0,8$ m je km, $v = 2,80$ m/s, $H = 1300$ m Werte bis zu $0,30$ m ergeben.

6. Die Bewegung der Schwerstoffe im Fluß.

a) Geschiebe.

Allgemeines. Die auf die Flußsohle wirkende Stoß- oder Schleppkraft $S = 1000 T \cdot J$ (kg/m^2 ; T in m) (S. 120) ist als Ursache für die Bewegung des auf der Flußsohle befindlichen Sandes, Geschiebes und Gerölles anzusehen. Um das

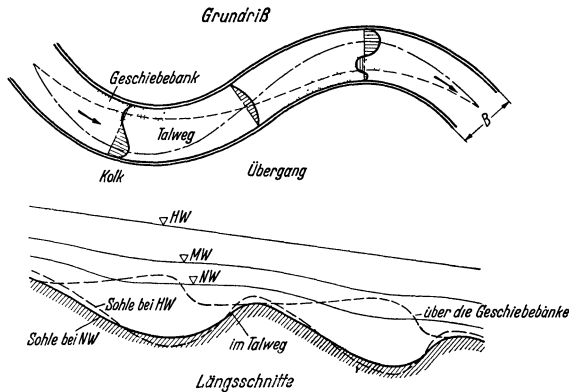


Abb. 8. Ungefähre Lage des tiefsten Kolktes: $\frac{1}{2}$ Zentriwinkel der Krümmung + B, oder Verlängerung des geraden, inneren Ufers bis zum Schnitt mit Außenbogen + B.

Geschiebe zu bewegen, müssen zunächst die Schwere der Geschiebeteile und die Kräfte zwischen den einzelnen Körnern überwunden werden. Daher ist v , bei der die Geschiebebewegung beginnt, größer als v , bei der das Geschiebe abgelagert wird. Das Geschiebe wird als Einzelteil an der Sohle vorwiegend rollend und springend fortbewegt. In geraden Flußbetten mit geschiebefreien Sohlenflächen und im allgemeinen trapez- oder muldenförmigen Querschnitten läuft das durch Nebenflüsse eingebrachte Geschiebe bei kleineren Mengen in streifenartigen Längswellen zu Tal¹. Größere Geschiebemassen, die bei HW stoßweise in den geschiebelosen Hauptfluß geraten, werden in einzelnen Quer- oder Längshaufen weiterbefördert. In gekrümmten, durchaus beweglichen Flußbetten bildet die Spiralbewegung des Wassers die Querschnitte um, so daß die Kolk- und Übergangsquer-

¹WITTMANN: Geschiebetrieb und Flußregelung. Dtsch. Wasserw. 36 (1942).

schnitte der Abb. 8 entstehen. Die Geschiebebänke bleiben in gut gekrümmten Flüssen am inneren Ufer liegen, das Geschiebe wird mit der Bewegungsart des Wassers weiterbefördert. In übermäßig begradigten Strecken wandern die Bänke derart, daß ihre Masse am gleichen Ufer talwärts verschoben wird (Oberrhein 500 m, Elbe 500 m, Weichsel 500 m im Jahr). Die Oberfläche der Geschiebebänke zeigt eine fischschuppenartige Auspflasterung aus groberen Geschiebestücken. Im

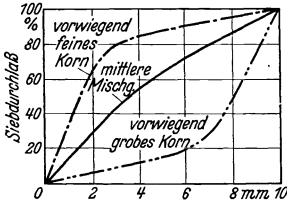


Abb. 9.

Grundriß weisen die Bänke beim Vorhandensein von Nebenrinnen Scherenform am unteren Ende auf. Riffeln bilden sich nur bei feinem Sand von nahezu gleichen Korngrößen. Bei warmem Wasser ist die Geschiebebewegung größer als bei kaltem¹.

Während der Bewegung werden die Geschiebe durch Abrieb, Zertrümmerung, Lösung, während der Ruhe durch Abschleiß, Zertrümmerung, Lösung und Verwitterung verkleinert. Die Verkleinerung folgt dem Gesetz von STERNBERG:

$$P = P_0 \cdot e^{-cs}$$

worin P_0 das ursprüngliche Geschiebebewegicht, P das Gewicht eines Geschiebestückes nach Zurücklegung eines Weges s (km), e einen Beiwert bedeutet, der von der Laufgeschwindigkeit des Geschiebes abhängig ist². Die Zusammensetzung nach der Korngröße des

Geschiebegemisches einzelner Orte wird durch Siebanalyse ermittelt und durch die Mischungslinie (Abbildung 9), bei längeren Flußstrecken durch das Kornmischungsband dargestellt, das den Einfluß der Veränderung der Korngrößenmischung durch Zubringer zeigt (Abb. 10). Die verschiedne starke Abnutzung des Geschiebes bewirkt noch eine petrographische Aufbereitung. Das Geschiebe wird flußabwärts ärmer an leicht zerreibbaren Gesteinsarten. Das petrographische Mischungsband weist auf den Ursprung der Geschiebesorten hin.

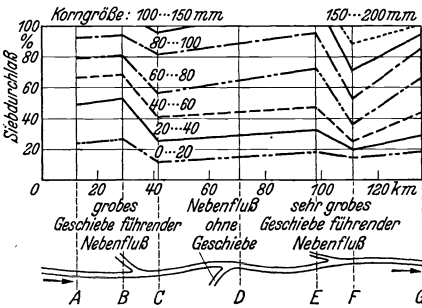


Abb. 10.

Geschiebetrieb ist die Geschiebemenge (kg oder m³) je Breitenmeter der Stromsohle und Sekunde; **Geschiebemenge** ist das in der Zeiteinheit durch den ganzen Querschnitt laufende Geschiebe (kg/s oder m³/s); **Geschiebefracht** ist die in einem bestimmten Zeitabschnitt durch einen Querschnitt abgelaufene Geschiebemenge (kg oder m³).

Die Geschiebemischung ist auch an verschiedenen Stellen kurzer Flußstrecken nicht gleich, da die Änderungen der Strömungsrichtung eine Sortierung bewirken, die um so ausgeprägter ist, je unvermittelter die Strömung ihre Richtung wechselt. Bei Geschiebebänken rühren wesentliche Unterschiede der Geschiebemischung in verschiedenen Tiefen von der Bewegung der Bänke her. Auspflasterung der Sohle bei fallenden Wasserständen mit grobem Geschiebe.

Messung der Geschiebemengen. Die **Geschiebefracht** G_F (m³) läßt sich durch die Messung der Verlandungen in Staubecken oder Seen bestimmen³. Hierbei ist der Anteil, den das Geschiebe an der Verlandung hat, von dem Anteil der abgelagerten Schwebstoffe durch Entnahme von Proben der Ablagerungen, Analyse und Beobachtungen der Mindestkorngröße des Geschiebes und der größten Korngröße des Schwebstoffes zu schätzen.

In günstigen Fällen lassen sich aus langen Jahresreihen die Veränderungen der Höhenlage von Flußsohlen feststellen und ein Zusammenhang entweder mit der gesamten Wasserfracht oder mit dem Teil der Wasserfracht ermitteln, der als geschiebeführend bezeichnet werden kann.

¹ HO PANG-YUNG: Abhängigkeit der Geschiebebewegung von der Kornform und der Temperatur. Berlin 1939.

² SCHOKLITSCH, A.: Stauraumverlandung und Kolkabwehr. Wien 1935, S. 5.

Schwierigkeiten bereitet die Bestimmung der Wassermenge, bei der die Geschiebeführung beginnt, weil die Korngröße des Geschiebes nicht einheitlich ist. Anteil der Geschiebefracht an der Wasserfracht: an der Mur 0,00019, am Oberrhein 0,00013. Die Werte sind nicht übertragbar und nur für lange Jahresreihen gültig.

Die *Geschiebemenge* \mathcal{G} (kg/s; m³/s) kann durch besondere Auffanggeräte ermittelt werden¹. Die Messung wird wie die Flügelmessungen bei den Abflüßmengen durchgeführt und ausgewertet, wobei das Gewicht der aufgefangenen, auf 1,0 m Strombreite und eine Sekunde umgerechneten Geschiebemenge = *Geschiebetrieb* g (kg/s · m) in den einzelnen Meßpunkten bestimmt wird. Aus den Einzelwerten des Geschiebetriebes wird der v_m entsprechende g_m Wert ermittelt, der mit der Breite des geschiebeführenden Streifens multipliziert die Geschiebemenge \mathcal{G} in kg/s ergibt. Durch Umrechnung des Gewichtes in die Raummenge erhält man \mathcal{G} in m³/s.

Geräte. Für die Messung von Geschiebe sind Fangkasten entwickelt worden, die aus einem eisernen Rahmen bestehen, in den der eigentliche Auffangkorb eingesetzt ist: Breite 0,50, Länge 1,0, Höhe 0,25 m. Der Kasten ist mit Grundtaster, Seiten- und Tiefensteuer versehen und wird von einer Brücke oder einem Meßschiff aus auf die Sohle des Flusses abgesenkt. Bei strömungsrichtiger Formgebung und entsprechendem Gewicht erübrigen sich die Steuerflächen und die Verspannung durch einen Vordraht. Das Geschiebe treibt ohne Staubildung in den Kasten ein (Bauart TÜRK, Karlsruhe²).

Für die Messung von Sand sind besondere Sandfänger gebaut³, die auf ähnlichen Grundsätzen beruhen wie die Geschiebefänger.

Wesentlich ist eine Eichung der Fänger in Versuchsanstalten, die über große Wassermengen mit naturgleichen Fließgeschwindigkeiten und gute Beobachtungsmöglichkeiten verfügen (Karlsruhe). Die Eichung kann entweder an Modellgeschiebefängern oder besser an den in der Natur verwendeten Apparaten vorgenommen werden. Es ergab z. B. die Eichung eines Geschiebefängers mit Vordraht einen Wirkungsgrad von 45%⁴ und die Eichung eines Sandfängers einen Wirkungsgrad von 70%⁵.

Ergebnisse. Der Geschiebetrieb ist periodischen Schwankungen unterworfen, die regelmäßig auftreten, sich jedoch durch die Größe stark unterscheiden. Die Ursache ist einwandfrei noch nicht festgestellt. In geraden Flußstrecken mit gleichmäßigem Querschnitt nimmt der Geschiebetrieb von den Ufern nach der Mitte zu. In gekrümmten Flußstrecken mit Kolkquerschnitten ist der Geschiebetrieb unregelmäßig über den Querschnitt verteilt. Eine gesetzmäßige Abhängigkeit zwischen dem in einzelnen Punkten gemessenen Geschiebetrieb und den am gleichen Ort abfließenden Wassermengen besteht in keinem Falle. Dagegen läßt sich aus Vollmessungen über den ganzen Querschnitt eine Beziehung zwischen der Geschiebemenge und der Abflußmenge aufstellen. Bei gewissen Wasserständen beginnt die Sohle des Flusses sich allmählich in Bewegung zu setzen. Der Geschiebetrieb verstärkt sich mit zunehmender Abflußmenge bis die Bewegung allgemein ist. Von diesen Wasserständen an ist eine lineare Abhängigkeit von Q und \mathcal{G} bis etwa MHQ zu erkennen⁶. Ob diese Abhängigkeit auch bei Abflußmengen zwischen MHQ und HHQ beibehalten wird, ist noch nicht erwiesen und sehr fraglich, da die Geschiebebewegung in diesen Bereichen regellos und sehr stürmisch verläuft. Der Einfluß dieser Abflußmengen auf die Jahresgeschiebefracht ist wegen der geringen Dauer nicht groß, dagegen wird die Sohlenform sehr stark verändert.

¹ EHRENBERGER: Wasserwirtschaft, Wien 24 (1931) S. 581; 25 (1932) S. 449. — MÜHLHOFER: Wasserwirtschaft, Wien 26 (1933) S. 31. — NESPER: Schweiz. Bauztg. 110 (1937) S. 21.

² TÜRK: Methodik der Geschiebemessung. Bericht f. d. VI. Balt. hydrolog. Konferenz. Berlin 1938.

³ SCHAANK: Ingenieur, Haag 51 (1937) S. 18.

⁴ Schweiz. Bauztg. 110 (1937) S. 29.

⁵ SCHAANK: Int. Kongr. f. Geodäsie u. Geophysik. Edinburgh 1936.

⁶ WITTMANN: Dtsch. Wasserw. 22 (1927) S. 245; und 36 (1942). — NESPER: Schweiz. Bauztg. 110 (1937) S. 21. — SOKOLITSCH: Geschiebebewegung in Flüssen und Stauwerken. Wien 1926.

Zwischen q und g bestehen folgende Beziehungen, wenn der Geschiebehaushalt im Gleichgewicht ist:

a) Nach SCHOKLITSCH¹: $g = 7000/\sqrt{d}$, $J_e^2/3 (q - q_0)$. q_0 ist die Durchflußmenge in $m^3/s \cdot m$, bei der der Geschiebetrieb beginnt = $0,00001944 d: J_e^2/3$.

b) Nach MEYER-PETER²: $q^2/3 J_e = a \cdot d + b \cdot g^2/3$; q = Abflußmenge in kg/sm , g = Geschiebemenge in kg/sm , J_e = Energieliniengefälle, d = maßgebender Korndurchmesser in mm , der von 35 v. H. der Gewichtsteile unterschritten wird. a und b sind Konstante, die bei geometrisch ähnlichem Geschiebe nur von seinem spez. Gewicht abhängen. Bei $\gamma = 2,68$ wird $a = 17$, $b = 0,4$.

Beide Formeln haben ihre Richtigkeit in Einzelfällen erwiesen, sind jedoch noch nicht als allgemein gültig anzusehen. Es empfehlen sich Messungen des Geschiebetriebes.

Sind die Beziehungen Q und \mathcal{G} bekannt, so lassen sich, wie für die Abflusssmengen, für die Geschiebemengen Gang-, Häufigkeits-, Dauer- und Summenlinien aufstellen und die Geschiebefracht \mathcal{G}_F ermitteln. Die Geschiebebewegung verzögert die Bewegung des Wassers erheblich³. Das Maß der Verzögerung ist eindeutig noch nicht bestimmt.

b) Schwebstoffe.

Allgemeines. Schwebstoffe sind Gesteinsteilchen, die von der Strömung schwebend auf längere Strecken fortgeführt werden. Sie werden durch die bei der turbulenten Bewegung auftretenden Querbewegungen aufgenommen, weitergetragen und teilweise in unvermittelten Erweiterungen des Flußbettes (unregelmäßigen Uferlinien, Bühnenfeldern, Hafenumündungen) im Kern der Walze abgelagert. Die Schwebstoffe entstehen durch Abrieb der Geschiebe und Aufwirbelung der an der Flußsohle lagernden feinen Teilchen, sie werden zum wesentlichen Teil den Flüssen von außen zugeführt (trübes Niederschlagswasser, Uferabbrüche).

Schwebstoffmenge \mathcal{S} wird in kg/s oder m^3/s , *Schwebstofffracht* \mathcal{S}_F in kg oder m^3 angegeben. Als *Schwebstoffdichte* s wird der Gehalt einer Raumeinheit Wasser an trockenem Schwebstoff bezeichnet.

Messung der Schwebstoffmengen. erfolgt durch Bestimmung der Schwebstoffdichte, oder der Wassertrübung oder der Anlandungen in Seen und Speichern.

Zur genauen Ermittlung der Schwebstoffmenge sind Vollmessungen über den ganzen Querschnitt nach dem Punkt- oder Integrationsmeßverfahren nötig. Wegen des außerordentlichen Zeitaufwandes und der starken Schwankungen werden meist nur Einzelmessungen im Stromstrich etwas unter der Oberfläche, möglichst in einem Pegelquerschnitt vorgenommen, die in Beziehung zu vorhandenen Vollmessungen gesetzt werden können. Zur Bestimmung auch kurzfristiger Schwankungen der Schwebstoffmengen sind sie besonders bei wechselnden Wasserständen oft zu wiederholen. Die Schwebstoffdichte s wird durch Filtern, Trocknen und Wägen der Schöpfproben bestimmt. Bezogen auf die Abflußmenge ergibt sich die Schwebstoffmenge \mathcal{S} und bezogen auf die Wasserfracht die Schwebstofffracht \mathcal{S}_F .

Geräte⁴. Zur Entnahme der Schöpfproben dienen einfache zylindrische, am Boden beschwerte Gefäße, die an einer Leine unter den Wasserspiegel gelassen werden. Für Punktmessungen zweckmäßiger sind in ihrer Höhe verstellbare Wasserschöpfer⁵, die während des Schöpfens mit dem Wasser frei schwimmen, damit das mit Schwebstoffen beladene Wasser nicht am Gefäß vorbeiströmt. Für Integrationsmessungen eignet sich eine Gummiblase, die an einer Stange auf- und abgeschoben werden kann⁶.

Für die Messung der Wassertrübung zur Angabe des Gehaltes an Schwebstoffen und auch der Zusammensetzung nach Korngrößen sind photoelektrische Meßgeräte entwickelt worden⁷. Das Wasser fließt hierbei zwischen Lichtquelle und Photozelle, wodurch je nach Trübung ein verschieden starker Photostrom entsteht, der an einem Galvanometer gemessen wird.

Ergebnisse⁸. Die Schwebstoffdichte ist selbst bei beherrschendem Wasserstand in einem Beobachtungspunkt des Flusses nicht unveränderlich. Ebenso wenig

¹ SCHOKLITSCH: Wasserkraft u. Wasserw. 29 (1934) S. 37.

² MEYER-PETER: Schweiz. Bauztg. 105 (1935) S. 3.

³ SCHOKLITSCH: Geschiebebewegung in Flüssen und Stauwerken. Wien 1926.

⁴ LEPPNIK: III. Hydrol. Konferenz d. baltischen Staaten 1930. — JAKUSCHOFF: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 12 (1932) S. 105. — ROSENAUER: Wasserwirtschaft 26 (1933) S. 288.

⁵ Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern. Bautechn. 7 (1929) S. 525.

⁶ SCHAFFERNAK: Hydrographie, S. 197. Wien 1935.

⁷ ESTERER: Mitt. Forsch.-Inst. f. Wasserbau, H. 3. München 1935.

⁸ ORKLE: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 31 (1936) S. 121.

Tabelle 4. Grenzgeschwindigkeiten max v_m .

Sohlenbeschaffenheit	max v_m (mittl. Querschnittsgeschwindigkeit m/s)	
	klares Wasser ohne Schlamm und Geschiebe	schlammführendes Wasser
Feinkörniger Lehm	0,30	0,50
Sandiger Lehm	0,30	0,50
Harter Lehm	0,60	1,00
Feiner Sandboden	0,20	0,30
Grober Sandboden	0,3 bis 0,5	0,45 bis 0,7
Feiner Kiesboden	0,6	0,8
Mittlerer Kiesboden	0,6 bis 0,8	0,8 bis 1,0
Grober Kiesboden	1,0 bis 1,4	1,4 bis 1,9
Eckige Steine	1,70	1,80
Rasenziegel	1,80	1,80

Ablagerungsgrenzschleppkräfte (geschwindigkeiten)
 Leichter Schlamm $S = 0,4$ bis $0,5 \text{ kg/m}^2$; $v_m = 0,3 \text{ m/s}$
 Schlamm, Fäkalien in Betonschale $S = 0,25 \text{ kg/m}^2$
 Feiner Sand $v_m = 0,3$ bis $0,5 \text{ m/s}$.

Die Werte der Tabellen 3 und 4 sind nach sorgfältigem Vergleich mit der Natur einzusetzer. Am zweckmäßigsten ist die Beobachtung einer Musterstrecke im Gleichgewicht, aus der z. B. festgestellt werden kann, daß bei lehmig-sandigem Boden von bestimmter Beschaffenheit einzelne Teilchen der Sohle bei $v_m = 1,00 \text{ m/s}$ beginnen sich zu bewegen, bei $1,2 \text{ m/s}$ die ganze Oberfläche der Sohle in Bewegung ist und bei $1,4 \text{ m/s}$ auch tiefere Teile der Sohle mitgerissen werden¹. Auch die Grundlagen für die Querschnittsgestaltung können den Musterstrecken und den Feststellungen in Versuchsrinnen entnommen werden². Die Schwebstoffurgung beeinflusst die Grenzgeschwindigkeit erheblich. Wasser, das mit kolloidalem Schlamm belastet ist, vergrößert die Grenzgeschwindigkeiten am stärksten. Bei Geschiebebewegung ist v_m kleiner als ohne Geschiebebewegung bei gleichem Q und J .

Höhenbewegungen des Längsschnittes. Hebung oder Senkung einer Flußstrecke drückt sich in der Veränderung der Höhenlage ihrer Querschnitte aus. Wasserspiegel- und Sohlenveränderungen können bei nicht zu großer Änderung der Querschnittsform als gleich groß angesehen werden (nicht bei Stromspaltungen mit ungleichen Querschnitten).

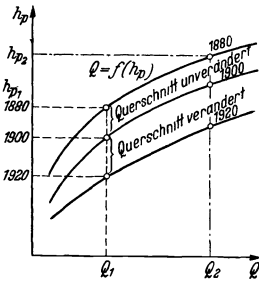


Abb. 11.
 $Q = f(h_p)$ bei Sohlensenkung.

Der Längsschnitt der Sohle in gekrümmten Flußstrecken weist den Querschnitten entsprechend Höhenunterschiede auf (Abb. 8). Höhenlage von Kolk und Übergang sind abhängig voneinander und mit der Wasserstandsbewegung veränderlich. Zunehmende Wasserstände vertiefen die Kolke und erhöhen die Übergänge, abnehmende vermindern die Unterschiede wieder.

8. Vermessung des Flußlaufes.

Die Vermessung soll sich, wenn nötig, nicht auf den eigentlichen Flußschlauch beschränken, sondern insbesondere bei kleinen Wasserläufen eine Höhenvermessung des ganzen Talganges einschließen.

¹ Derartige Feststellungen können für jede Bodenzusammensetzung in Versuchsrinnen mit natürlichen Tiefen, großen Abflüßmengen und Geschwindigkeiten, in denen die Vorgänge sichtbar und meßbar sind, gemacht werden. Flußbaulaboratorium Karlsruhe max $Q = 4,0 \text{ m}^3/\text{s}$; max $v = 3,0 \text{ m/s}$; max $T = 2,2 \text{ m}$.

² MEYER-PETER: Beitrag zur Berechnung der Geschiebeführung und der Normalprofilbreite von Gebirgsflüssen. Schweiz. Bauztg. 105 (1935) S. 3.

³ WITTMANN, H.: Dtsch. Wasserw. 22 (1927) S. 247.

⁴ Siehe Abschnitt Wasserwirtschaft. S. 888.

⁵ SCHAFFERNAK: Hydrographie, S. 272. Wien 1935.

Längeneinteilung in der Mittellinie des geregelten Laufes, Fehlkilometer bei Verkürzung durch Regelung, Nullpunkt bei Nebenflüssen an der Mündung im Schnittpunkt der Mittellinie des Nebenflusses mit der Uferlinie des Hauptflusses, flußaufwärts kilometrieren. Bei Strömen vielfach auch stromabwärts (Elbe, Rhein; Donau stromaufwärts). Einteilungszeichen (Hektometer, Kilometer) auf linkem Ufer, Versicherung insbesondere der Kilometerzeichen, Sichtbarmachung für Schifffahrt durch besondere Schrifttafeln.

Höhenvermessung ist auf *NN* zu beziehen. Hauptfestpunkte (Kilometersteine) durch Feinnivellement an allgemeine Landesvermessung anschließen

Vermessung der Sohle durch Aufnahme von Querschnitten oder der Höhepunkte einzelner Sohlenpunkte.

Querschnittsaufnahme durch Peilboot, Peildraht und Peilstange in Abständen, die die unregelmäßige Form der Sohle erfassen (100 bis 500 m). Für die Tiefenmessung Peilstangen aus Holz oder dünnem, luftdicht abgeschlossenem Stahlrohr. An Stelle der Peilstangen kann bei geringer Strömung das Lot verwendet werden. Ohne Verwendung eines Peildrahtes (bei starkem Schiffsverkehr) Ortsbestimmung der Peilpunkte durch Theodolit am Ufer, Peilboot fährt in einer am Ufer ausgesteckten Fluchtlinie. Unabhängig von einem bestimmten Querschnitt: Bestimmung der Lage des Peilpunktes durch Anschneiden des frei kreuzenden Bootes von zwei Theodoliten am Ufer aus. Ergibt Einzelpunkte, genaue Verständigung der Beobachter nötig. Bessere Messung von einem Standpunkt an Land, wobei außer der Horizontalwinkelmessung noch eine Lattenablesung zur tachymetrischen Messung der Entfernung des Bootes vom Instrumentenstandort notwendig ist. Für rasche und ungefähre Peilungen genügt die Entfernungsmessung im Querschnitt durch Fernglas mit bestimmter Einteilung und waagrecht Meßlatte am Ufer.

Sohlenschichtpläne. Die Peilungen werden zum Schichtenplan zusammengestellt. Ausgangsebene ist eine im Gefälle eines bestimmten Wasserspiegels (*NQ*, *NW*, *MQ*, *MW*, *NSW*) liegende Wasserspiegelebene, bestimmt durch die Verbindungslinie zweier Pegel. Der Aufnahmewasserspiegel muß auf die Ausgangsebene reduziert werden. Für die Topographie der Sohle werden Schichtlinien von 1,0 m oder 0,5 m Höhenabstand durch Verbindung der entsprechenden Höhenpunkte der Querschnitte oder der Einzelpunkte hergestellt. Das Sohlenrelief ist unabhängig von der gewählten Ausgangsebene, nur die Tiefen ändern sich mit der Verschiebung der Nullebene.

Bei der Verwertung der Sohlenschichtpläne ist zu berücksichtigen, daß sie nur den Zustand der Flußsohle in einem bestimmten Zeitpunkt darstellen. Der Vergleich von Schichtenplänen, die zu verschiedenen Zeiten aufgenommen sind, gibt unter Beachtung der in der Zwischenzeit abgelaufenen Wassermengen wertvollste Aufschlüsse über die Bewegung der Sohle. Die Genauigkeit der Schichtpläne ist um so größer je enger die Querschnitte oder die Peilpunkte liegen. In allen Fällen ist zu beachten, daß den gewonnenen Schichtlinien eine gewisse Willkür durch die Zeichnung anhaftet.

Talwegspeilungen. Für die rasche Feststellung der Fahrwassertiefen genügen bei sonst genauer Kenntnis der Sohle Peilungen längs des Talweges durch Abstechen der Tiefen mittels Peilstange oder durch Aufnahme des Sohlenlängsschnittes mit dem *Luftdruckpeilgerät*.

Dieses am Rhein und an der Donau eingeführte Gerät der „Hydro“ (Düsseldorf-Rath) läßt Preßluft am unteren Ende eines auf der Flußsohle schleifenden armierten Gummischlauches ausströmen, während am oberen Ende ein Schreibmanometer einen zuverlässigen Langsschnitt der Sohle aufzeichnet.

Besondere Meßverfahren. Für die Aufnahme von Felsstrecken, bei denen die Meßpunkte sehr dicht liegen müssen, sind besondere Peilboote mit 4 bis 6 fest geführten Peilstangen (Peilrahmen) vorhanden, deren Lage genau eingemessen werden müssen. Neuerdings wird das *BEHMSche* Echolot für Flußgrundaufnahmen herangezogen. Erfolge bis jetzt nur bei sehr kleinen Geschwindigkeiten ohne Geschiebe- oder Sandführung. Die Photogrammetrie und die Flugzeugaufnahme werden zur Vermessung des allgemeinen Lageplanes mit Erfolg verwendet. Beachten, daß Flugzeugaufnahmen entlang des Flusses beim gleichen Wasserstand, am besten *GW*, erfolgen.

Planlegung. *Übersichtslagepläne* im Maßstab 1 : 25 000, Einzelheiten 1 : 5000 und 1 : 2500.

Lageplan soll enthalten: Flußrinne mit Seitenarmen, Wasserein- und -ausleitungen, den ursprünglichen und den geregelten Lauf. Alle Verbesserungsmaßnahmen und Uferschutzbauten mit Bau- und Abänderungsjahren, Längseinteilung (geltende und frühere), *HW* Deiche nach Volldeich und Überlaufdeich, Talweg, Pegelstellen, Brücken, Wehre, Stege sowie alle Einbauten im Fluß, Hafenanlagen, Überschwemmungsgebiet bei *HHW*, Fließrichtung, Ufer und Hanganbrüche, Regelungslinien.

Flußlängsschnittpläne so anordnen, daß Fließrichtung von links nach rechts verläuft. Wasserspiegellinien durchziehen. Einzelheiten des linken Ufers ausziehen, des rechten stricheln.

Längsschnitt soll enthalten: Längseinteilung, Höhenlinien, die den Horizont alle 5 m fest legen, Talwegsohle mit Angabe der Sohlenbeschaffenheit (Geschiebe, Fels), kennzeichnende Verlauf beider Ufer, Kronenlinie der Regelungsbauten, *HW* Deiche, Einmündung der Wasserläufe, Brücken, Wege, Pegelstellen, Bauwerke im Fluß, Wasserspiegel *HHW* und *NNW*, Hochwassermarken, Grundrißschema. *Maßstabe* (etwa): Größere Flüsse $J \geq 0,6\text{‰}$ $L:H = 1:50000$; 100; $J \leq 0,6\text{‰}$ 1:50000:50; kleinere Flüsse mit kleinem J 1:25000:50; mit großem J 1:25000:100.

II. Flußbauwerke¹.

1. Baustoffe und Baukörper.

a) Baustoffe.

Allgemeines. Da die Bauwerke an Flüssen vielfach auf veränderlichem Untergrund erbaut werden müssen, der durch ihre eigene Wirkung umgeformt wird, dürfen sie nicht starr, sondern müssen besonders in der ersten Zeit nachgiebig sein. Bei den oft auf große Entfernungen verteilten Bauten und den großen Baustoffmengen haben die Beförderungskosten erheblichen Anteil an den Gesamtkosten. Daher ist die Bauart in vielen Fällen durch die Beschaffung der Baustoffe in der Nähe der Baustelle oder des Flußlaufes bestimmt.

Steine müssen wetter-, wasser- und frostbeständig sein. Geeignet sind frische Tiefengesteine, kompakte Ergußgesteine, kristalline Schiefer (frostbeständig), Sandsteine und Konglomerate mit kieseligem Bindemittel sowie kompakte Kalksteine. Ungeeignet sind Gesteine, die stark erweichen (tonige Sandsteine, Mergel) oder durch geringe Auslaugungen ihren Zusammenhang verlieren (kalkig verkittete Sandsteine). Von den Kunststeinen sind Ziegel unbrauchbar, dagegen eignen sich steinharte Klinker. Betonsteine, Betonplatten- und -brocken müssen dichtes Gefüge haben. Am vielseitigsten kann das Flußgeschiebe verwendet werden. Anpassen der Bauart an die vorhandene Korngröße.

Pflastersteine, nur lagerhafte Bruch- oder Sprengsteine, Kantenlänge 0,20 bis 0,30 m, Kopf- fläche 400 bis 600 cm², Gewicht 25 bis 50 kg. *Schüttsteine*, kantig, 0,10 bis 0,30 m Kantenlänge, Gewicht 3 bis 20 kg. Verschiedene Größen. *Steingeröll* (Steinknack), kantig, Stücke von 0,05 bis 0,15 m Seitenlänge; geringe erdige Beimengungen zulässig. *Steinsplitt* von 0,03 bis 0,10 m Seitenlänge, möglichst alle Größen in gleichmäßiger Verteilung. *Füllsteine* für Senkfaschen.

Holz wird als Buschholz verwendet. Beim Stammholz (Rund-, Kant- und Schnittholz) kommt es weniger auf die Härte, Festigkeit, Zähigkeit als darauf an, daß die einzelnen Stücke billig zu beschaffen und leicht zu bearbeiten sind. Ganze Bäume mit dichtem Laub (Pappeln, Tannen) werden als Sinkbäume verwendet, die in möglichst frischem Zustand zur Sicherung von eingerissenen Ufern, Auffangen von Sinkstoffen in Kolken und für durchlässige Werke eingebracht werden (Stein oder Betonklotz am Stammende). Weidenstecklinge für lebende Verbauungen (S. 912).

Faschen, 2,5 bis 6,0 m lange, 0,2 bis 0,5 m dicke Bündel aus nicht sperrigem, frischen Buschholz: Erle, Birke, Pappel, Hasel, Eiche, Buche, Nadelhölzer. Am besten sind Weidenfaschinen, die wie die Erlenreiser beim Schnitt und bei Verwendung zwischen Oktober bis April ausschlagen und Wurzel treiben. *Bandwürste* (Wippen), wurstartige Bündel von 10 bis 20 cm Ø, Längen bis 20 m aus biegsamen Faschinenreisern. *Pfähle* zum Festnageln der Teile von Faschinenbauten 4 bis 6 cm Kopfstärke, 1,0 bis 1,25 m lang, Pflasterpfähle 10 cm stark.

Erde wird verwendet als Muttererde² für den Graswuchs, als Beschwerungsstoff für Baukörper. Hierfür sind bindige Böden weniger geeignet. Vermischen mit Abraum, Bauschutt, Steingeröll.

Rasenbelag³. Berausung mit Grassamen auf Muttererde; erst nach 2 Jahren wirksam. Grasdecke vor Unkraut schützen durch Behandlung des Mutterbodens. Rasenziegel, Seitenlänge 0,30 m, Dicke 8 bis 15 cm, auf guter Wiese scharf

¹ Allg. Literatur: ENGELS, H.: Handbuch des Wasserbaues. Leipzig 1914. — KREUTER, F.: Der Flußbau. Handbuch der Ing.-Wiss., Bd. 6, Teil 3. Leipzig 1921. — SCHOKLITSCH, A.: Der Wasserbau. Wien 1930. — SCHOKLITSCH, A.: Kostenberechnungen im Wasserbau. Wien 1937, S. 549.

² Runderl. d. Reichsmin. f. Ernähr. u. Landwirtsch. über Muttererde v. 15. Nov. 1939.

³ Generalinsp. f. d. deutsche Straßenwesen. Merkblatt Nr. 24.

Tabelle 5.

Grassamenmischung für Flußböschungen	kg/ha
Weißes Straußgras, <i>Agrostis alba</i>	3,5
Wiesenfuchsschwanz, <i>Alopecurus pratensis</i>	5
Knäuelgras, <i>Dactylis glomerata</i>	4
Wiesenschwingel, <i>Festuca pratensis</i>	9,5
Rotschwingel, <i>Festuca rubra</i>	7
Deutsches Weidelgras, <i>Lolium perenne</i>	10
Wiesenlieschgras, <i>Phleum pratense</i>	5,5
Wiesenrispengras, <i>Poa pratensis</i>	9
Gemeines Rispengras, <i>Poa trivialis</i>	4,5
	58/ha

quadratisch schneiden, sauber ohne Zwickel auf mindestens 0,10 m starke Schicht von gutem, lebendigem, feuchten Mutterboden auflegen, fest anklopfen, mit etwa 2 cm Muttererde überziehen. Zwischenlagerung: Grasnarbe auf Grasnarbe. An steilen Böschungen oder bei starken Angriffen durch *HW* anpflocken der Rasenziegel mit Holznägeln oder Überspannen mit weitmaschigem, verzinktem Drahtgeflecht.

Eisen. Zum Binden von Faschinen wird 1,5 bis 2,2 mm Eisendraht, für Senkwürste 2,5 bis 3,1 mm geglühter, verzinkter Eisendraht verwendet. Eisendrahtgeflecht 3 bis 4 mm Stärke, 60 bis 100 mm Maschenweite.

Zement zu Betonquadern, -steinen, -platten verwendet, die im allgemeinen keine Biege- und Druckspannungen auszuhalten haben. Selten mehr als 150 kg auf 1 m³ Beton.

Bitumen als Schutz- und Dichtungsmittel für Zementbeton.

b) Baukörper.

Pflasterungen (Berollung) aus regelrecht und sorgfältig aneinandergefügten Pflastersteinen, als Trocken- oder Mörtelpflaster, auf Bettung von Steinsatz, grobem Schotter oder sandfreiem Kies. In Strömungsrichtung durchlaufende Fugen vermeiden. Sicherung der unter Wasser liegenden Ränder durch Steinschüttung, Pfähle mit Zangen, Pfahlreihen, Flechtzäune. Herstellung nur im Trockenen möglich; anwendbar erst, wenn größere Setzungen des Bauwerkes nicht mehr zu erwarten sind.

Besondere Arten von Pflaster. *Lose oder rauhe Steinablage, Steinpackung:* Kleinere ungerichtete Pflastersteine werden in unregelmäßigem Verband und liegend aufgebracht, die Fugen mit Stein Splitt ausgezwickelt, geeignet für flache Böschungen. *Betonplattenpflaster.* Rechteckige 40/40 cm oder sechseckige Platten, zwischen 0,15 und 0,45 m stark, im Verband ausgelegt, mit Zementmörtel (1:4) ausgegossen. Anwendbar, wo Natursteine fehlen und Kies auf Geschiebeebänken vorhanden. Größere Betonplatten in Feldern, nur auf fertigen Flußbauwerken. *Betonfuß* aus 1 bis 2 m langen Betonkörpern oder Betonspaltsteinen, die am Verwendungsort aus Flußkies hergestellt werden. Anwendung der Betonbaukörper an Flüssen wegen des Landschaftsbildes unerwünscht.

Steinwurf — Steinschüttung aus Schüttsteinen, deren Größe durch Stromangriff bestimmt ist. Einbringen von Land oder Schiff. Einhalten planmäßiger Querschnittsformen nicht möglich, daher Aufwand an Steinen größer als Rauminhalt nach den Plänen. Verwendet als Grundkörper für andere Bauwerksteile, dann gute Lagerung der eckigen Steine unter Wasser anstreben. Oder als Sicherung gegen Unterspülung, dann muß die Steinschüttung lose und nachgiebig bleiben (runde Steine). Bei flachen Deckwerken haben sich Steinpackungen aus Schüttsteinen bewährt.

Steinsatz aus 0,30 m hohen gestückartig gestellten Steinen verwendet als Bettung für Pflaster oder als Ufersicherung.

Lange Böschungen aus Steinen fügen sich ungünstig in die Flußlandschaft ein¹. Bei Steinpackungen die großen Fugen mit Muttererde und Rasenboden ausstopfen, Ansaen mit anspruchsvollen Grasarten (*Festuca ovina* (Schafschwingel), bei Kalksteinpflaster *Festuca ovina glauca*, *Poa compressa* (Platthahnrispe), *Poa pratensis* (Wiesenrispe), *Bromus erectus* (aufrechte Trespe), *Aira caespitosa* (Rasige Schmiele). Unkraut durch mehrmaligen Schnitt unterdrücken, *HW*

¹ HAUTUM: Dtsch. Wasserw. 36 (1939) S. 301.

Schäden ausbessern. Weidenstecklinge ergeben üppiges Weidengebüsch, dessen Ausdehnung durch rechtzeitigen Schnitt zu begrenzen ist. Nachteilig kann der Kolk unterhalb des Weidenbewuchses werden. Betonierte oder auch nur unter Wasser asphaltierte Uferdeckwerke verhindern die Bildung von Flora und Fauna.

Lebende Verbauungen¹ aus Edelweide (Belgische Hanfweide, sanddornblättr. Weide, amerik., kaspische Weide) bilden einen wirksamen Schutz gegen Abspülung und fördern die Verlandung. Sie ist solange unbedenklich als der Abflußquerschnitt nicht unzulässig eingeschränkt wird. Daher Weidenkulturen auf Vorländern überwachen und rechtzeitig schneiden. Wichtig ist richtige Sortenwahl und Eignungsprüfung.

Verwendung als Spreitlage an Uferböschungen oberhalb *MW*, unterhalb Steinpflasterung. Gitterflechtwerk (liegender Rost) als Ersatz und zum Schutz von Hinterfüllungen hinter Deckwerken und Leitwerken. Wippen als Abschluß der Steinkronen. Kämme, Bürsten, Rauschen in Bühnenfeldern und Verlandungsräumen hinter Leitwerken, in Altarmen. Verlandungsbühnen und Sohlschwelen in abgebauten Altarmen. Flechtwerkzäune als Längs- und Querbauten unterteilen das Überschwemmungsgebiet in einzelne Absitzbecken und beschleunigen die Auflandung. Dem gleichen Zweck dienen die Weidenkulturen, aus denen die Weidenstecklinge für die einzelnen Verwendungszwecke entnommen werden.

Flechtzäune. Das Gerippe aus 6 bis 15 cm starken, 0,70 bis 1,50 m langen, im Abstand von 0,30 bis 0,50 m in den Boden getriebenen Pfählen wird mit langen, frischen, geschmeidigen und möglichst wachsfähigen Reisern durchflochten. Einbinden in den Boden oder Schutz des Fußes durch Steinschüttung.

Rauhwehr. Zur Abdeckung von Böschungen über *NW* wird eine 0,10 bis 0,20 m starke Schicht Reisig oder aufgehaue Faschinen gleichmäßig ausgebreitet und durch quergelegte Bandwürste und Pfähle am Boden befestigt. Reiser mit Wipfelende schräg nach unten und stromab, Bandwürste schräg nach oben. Weniger gut ist die Lage der Reiser senkrecht und der Bandwürste gleichlaufend zur Strömung (Spreitlage).

Fuß des Rauhwehrs durch Flechtzaun, zweifache Bandwurst oder Steinwurf sichern. Bandwürste im Abstand 0,6 bis 0,7 m Befestigung durch Pfähle. Je nach Angriff der Strömung überdecken mit Steinen oder Erde (0,15 bis 0,25 m). Wo Verlandung und Aufschlickung erwünscht flüßige Reiser verwenden, die Wurzel schlagen. Matten als flache Geflechte aus Reisig und Draht dienen als Behelfsmittel zur Abdeckung von Uferanbrüchen. Als Korbgeflecht können Matten außerordentliche Abmessungen annehmen.

Packfaschinenbauten aus 0,20 bis 0,30 m starken Lagen von ganzen oder aufgehaue Faschinen, dicht nebeneinandergelegt und durch Bandwürste mit Pfählen niedergehalten. Beim *Packwerk* wird jede Lage mit einer etwa 0,30 m starken Schicht von Kies, Geschiebe oder Steinen beschwert. Oberste Lage durch Pflaster oder Rauhwehr schützen. Die über *NW* liegenden Faschinenlagen sollen wachsfähig sein.

Sinklagen zur Herstellung dammähnlicher Bauwerke von großer Widerstandsfähigkeit in tiefem, strömendem Wasser. 0,6 bis 1,0 m starke Faschinenlagen werden schwimmend auf das Wasser gebracht, Vor- und Rücklage durch Bandwürste zusammengehalten, und durch Belastung mit Sand, Kies oder Steinen in die Neigung 1:2 bis 1:1½ heruntergeklappt. Abdeckung über Wasser durch Steinschüttung, Pflaster, Rauhwehr.

Sinkstücke (Matratzen), rechteckige Faschinenkörper von 0,6 bis 1,50 m Höhe und beliebigen Längen und Breiten. Anwendung bei großer Tiefe und geringer Strömung zur Befestigung großer Flächen der Flußsohle. Herstellung auf Ablaufgerüsten an Land, auf Prahmen oder Balkenrost. Zwischen zwei Netzen von Bandwürsten oder Drähten werden Faschinen in 3 bis 4 Lagen kreuzweise eingebracht und fest verschnürt. Das Sinkstück wird zwischen Kähen an Ort und Stelle geschleppt und durch Aufwerfen von Steinen versenkt.

Senkwürste (Senkfaschinen, Senkwalzen), walzen- oder wurstförmige Körper von 0,35 bis 1,00 m \varnothing und 3,5 bis 10 m Länge. Umhüllung: Faschinenreiser oder Drahtnetz². Füllung: Bruchsteine, Geschiebe. Herstellung am Verwendungs-ort entweder am Ufer oder auf Prahmen. Einbringen in Stromrichtung durch Abwerfen von Prahm.

¹ STELLWAG-CARIONS: Zbl. ges. Forstwes. 62 (1936) H. 7/8. — KELLER: Dtsch. Wasserw. 34 (1937) S. 156; Wasserw. u. Technik 30 (1937).

² KEUTNER: Verwendung von Drahtnetzkörpern im Wasserbau. München 1935.

Drahtnetzsenkstücke 0,40 m hoch, 1,0 m breit bis zu 10 m lang dienen zur Abdeckung von Leitwerken, in Längen bis zu 4,3 m zur Abdeckung von Bühnenkronen. *Drahtschotterbehälter* bestehen aus einem parallelepipedischen Mantel von Maschendraht. Abmessungen werden dem Verwendungszweck und dem Bauwerk angepaßt. Sie werden am Verwendungsort mit Geschiebe gefüllt, daher nur Bau im Trockenen (Vorland) oder in geringer Wassertiefe möglich. *Drahtnetzsäcke*, Innenseite des Geflechtes mit Jute gefüttert. Nur verwendbar wo baldige Verlandung sicher. *Drahtnetzmattreze* zur Befestigung großer, waagrechter oder schwach geneigter Flächen, die dem Stromangriff stark und dauernd ausgesetzt sind. Auf Drahtgeflecht, Maschenweite etwa 10 cm, Steine von 0,15 m Größe aufbringen mit zweitem Geflecht abdecken und Drahtgeflechte miteinander verbinden.

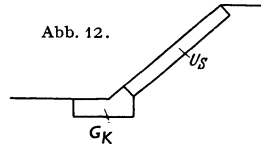
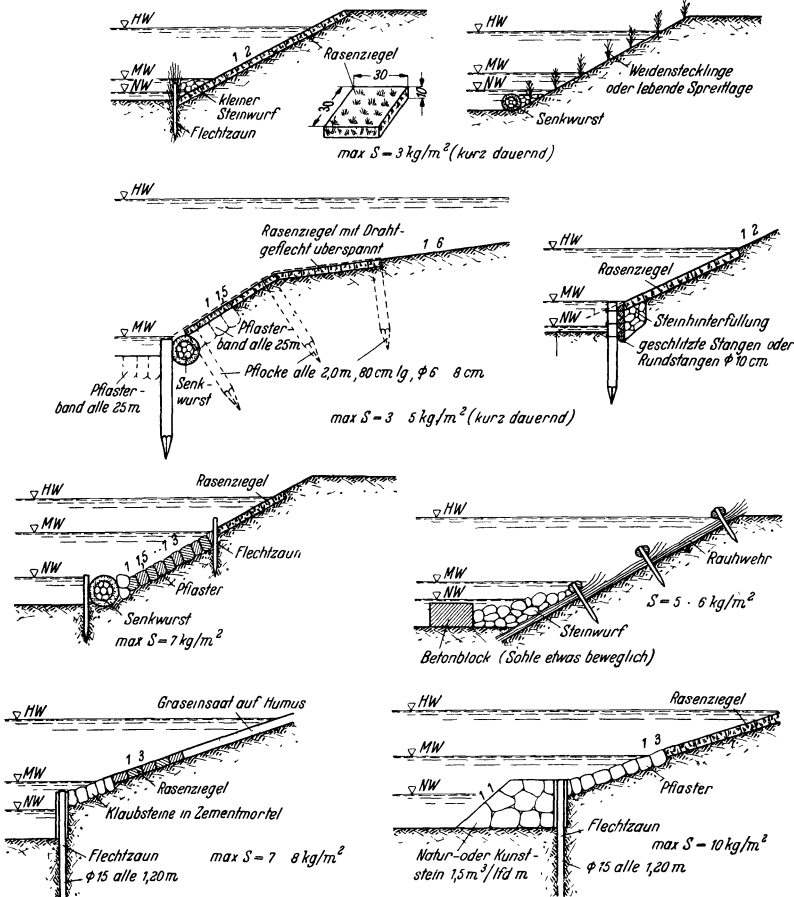


Abb. 12.

2. Bauwerke.

a) Uferschutz und Uferbau.

Uferbauten werden angewendet um bestehende Ufer vor Unterspülungen und Einrissen zu schützen (Uferschutz, Ufersicherung) und neue Ufer in der Regelungslinie auszubilden (Uferbau).



Ausbildung in der Geraden

Ausbildung in starken Krümmungen

Abb. 13. Uferschutz und Uferbau. Sohle ruhig oder wenig veränderlich, kurz dauernde HW, unbedeutende Geschiebebewegung.

Der **Grund- oder Stützkörper** (G_K Abb. 12), Fuß, Vorfuß, hat die ständig unter Wasser liegenden Teile des Ufers zu sichern, die Ufersicherung in die Sohle überzuleiten und das Abrutschen des auf den Grundkörper sich stützenden Teiles der Ufersicherung zu verhindern. Die eigentliche **Ufersicherung** (U_S Abb. 12) hat das Ufer gegen die Reibungs- und Druckkräfte des strömenden Wassers,

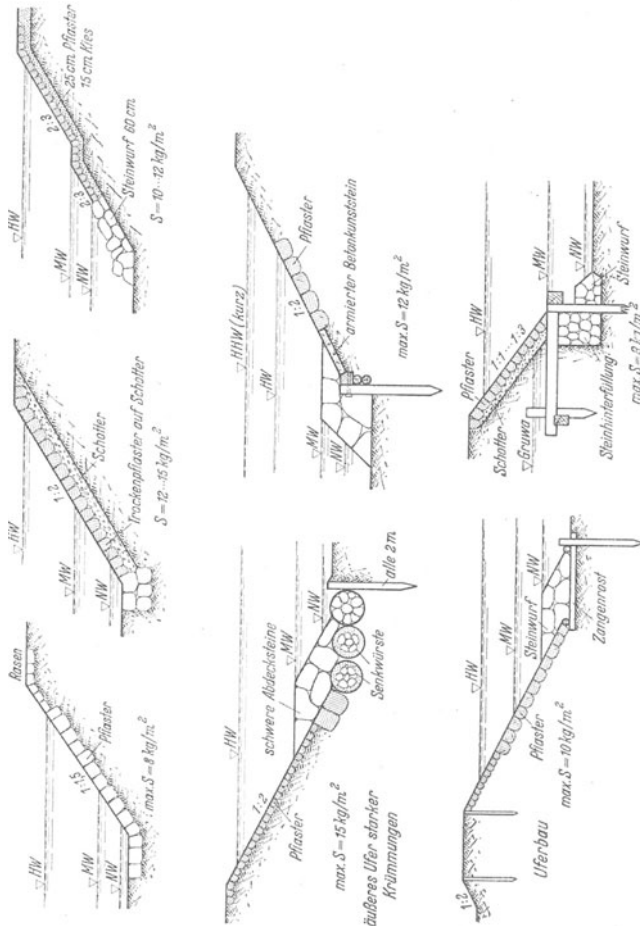


Abb. 14. Uferschutz und Uferbau. Sohle ruhig oder wenig veränderlich, langer anhaltende HW, stärkere Geschiebebewegung.

gegen das über die Böschung gleitende Geschiebe, die Treibzeugstücke und das Eis, sowie gegen das aus den Böschungen hervortretende Grund- und Druckwasser zu schützen.

Merkmale für die Baumaßnahmen sind außer für den Zweck und die Sicherheit der Bauwerke besonders für die wirtschaftliche Ausgestaltung zu beachten.

Art des Ausbaus. Uferschutz: Neue Uferlinie liegt in der Linie des vorhandenen Ufers. **Uferbau:** Neue Uferlinie ist entweder im Grundriß oder in der Höhe oder in beidem vom vorhandenen Ufer verschieden. Beide können durch Änderung des Flußquerschnittes zu Einschränkungswerken werden.

Veränderlichkeit der Sohle und des Ufers. a) Nach Herstellung der Ufersicherung treten wesentliche Veränderungen nicht mehr ein: Grundkörper starr, hat lediglich der Schleppkraft

und dem Geschiebeangriff zu widerstehen. b) Es sind noch größere Umlagerungen zu erwarten, wobei sich eine starke Geschiebebewegung entwickelt: Grundkörper nachgiebig, schmiegsam, darf sich nicht aus der Ufersicherung lösen, Ausfüllen und Sichern des Kolkes.
Lage der einzelnen Teile zum Wasserspiegel. Dauernd unter *NW*: Steinschüttung, Senkwürste, Packwerk. Bei Massenberechnungen das Nachrutschen infolge Sohlenbewegung berücksichtigen.

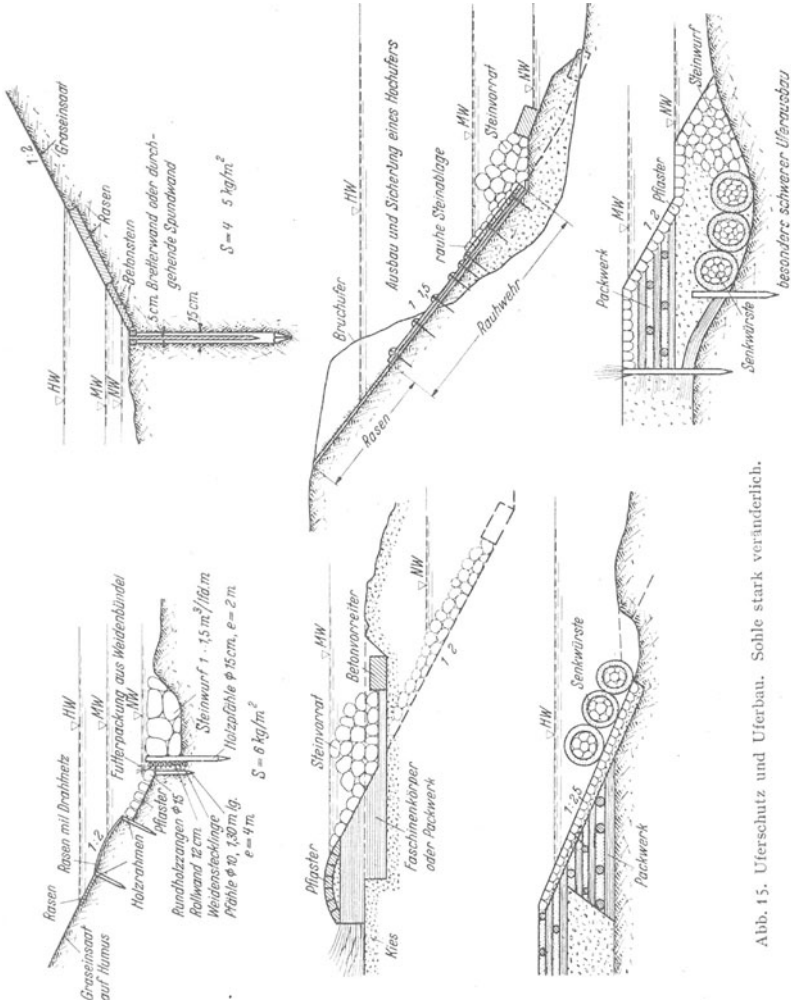


Abb. 15. Uferschutz und Uferbau. Sohle stark veränderlich.

In Höhe oder etwas über *NW*: Baustoff und Bauweise richten sich nach den Angriffen des Wassers (Stromungsgeschwindigkeit), Geschiebes, Eises; Grundwasserstand und seine Höhenveränderungen beachten. Grundkörper und Ufersicherung können im Trockenem hergestellt werden.

Dauer des Wasserangriffes. Bis *MW* oder jahrl. *HW* stark befestigen, oberhalb *HW* bis *HHW* genügt leichtere Sicherung je nach Häufigkeit und Dauer. Längere *HW* ohne Unterbrechung sind schädlicher als kurze *HHW*, besonders für nicht völlig hochwasserfreie Uferbauten. Bei schiffbaren Flüssen Wellenschlag, Sog- und Schwallwirkung berücksichtigen.

Dauer und Stärke der Geschiebebewegung. Die sohlenahen Teile der Ufersicherung werden durch Druck und Reibung beansprucht, daher besonders starke Ausbildung, die sich nach Korngröße und Stärke der Geschiebebewegung richtet.

Lage des Ufers im Grundriß. In geraden oder schwach gekrümmten Flußstrecken beide Ufer gleichmäßig, in stark gekrümmten Strecken äußere Uferseite stärker befestigen. Bei wandernden Geschiebebänken auch in Krümmungen beide Ufer bis auf größte Kolktiefe sichern.

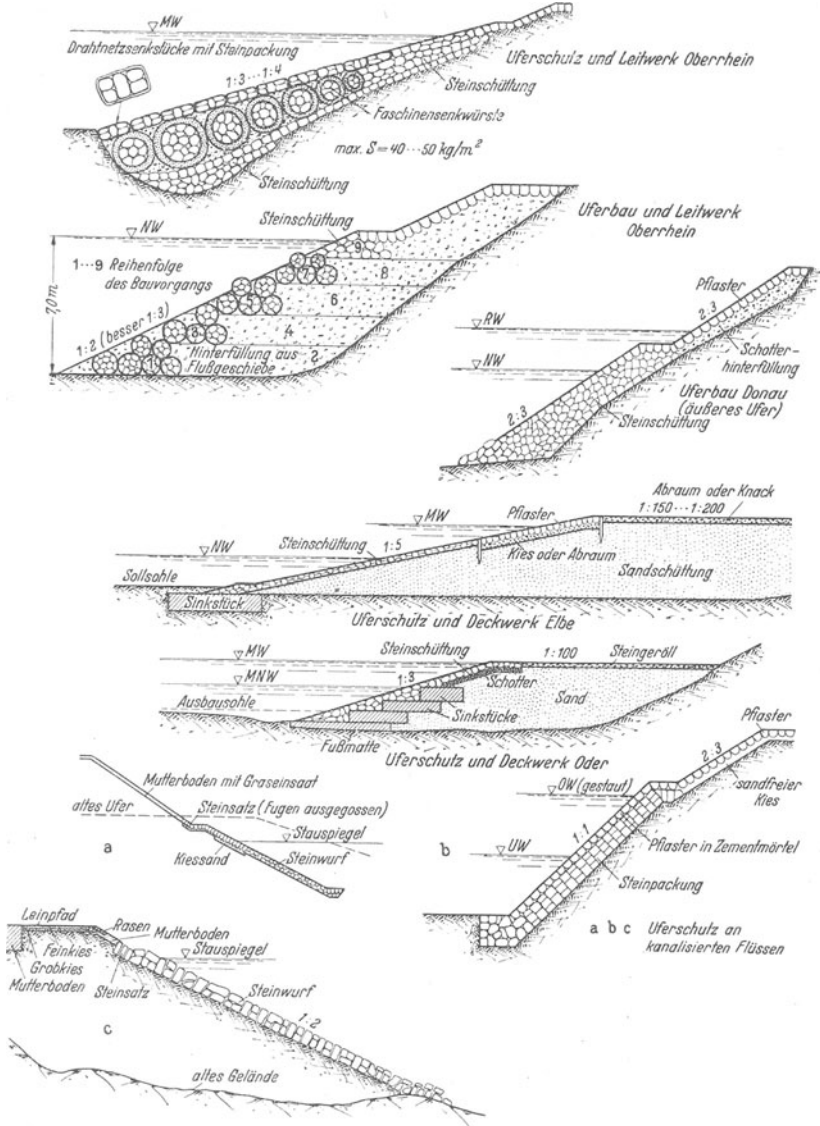


Abb. 16. Uferschutz, Leitwerke, Deckwerke an schiffbaren und kanalisiertem Flüssen.

Böschungneigung. Wegen der Einwirkung der Schleppkraft muß die Neigung unter Wasser flacher als im Trockenem sein. Hydraulisch und wirtschaftlich zweckmäßig 1:1 bis 1:3. Bei steilerer Begrenzung als Stützkörper besondere Bauwerke. In Krümmungen inneres Ufer flach, äußeres steiler. Wasser- und Geschiebebewegung in Krümmungen beachten.

Bauweisen sind bestimmt durch Baustoffe, die an der Verwendungsstelle leicht zu beschaffen sind und aus denen sich die Baukörper zusammensetzen. Alte bewährte Bauweisen beachten, jedoch den Baustoffaufwand nachprüfen. Da eine Berechnung der vielfältigen Beanspruchungen nicht möglich, werden

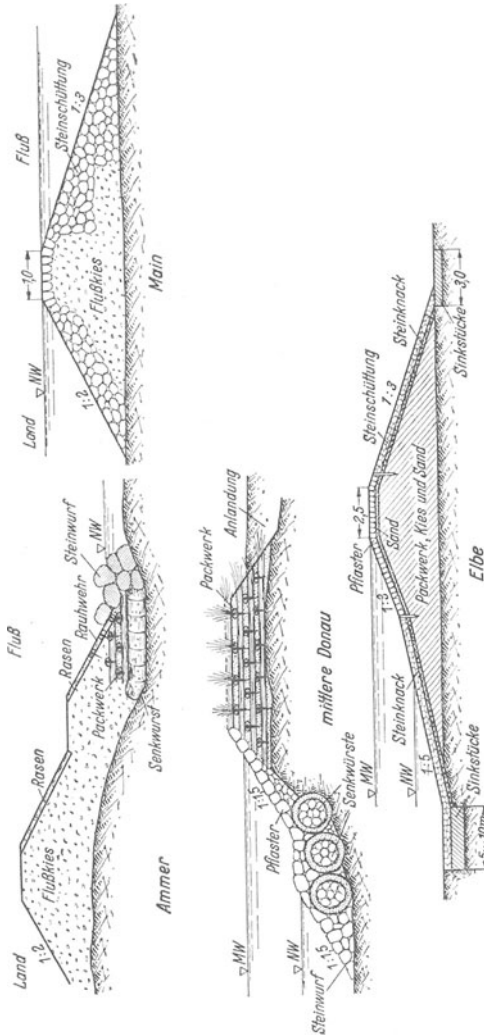


Abb. 17. Bauweise von Längsbauten (Leit-Parallelwerke).

Ersparnisse beim Bau zu leichter Ufersicherungen durch große Unterhaltungskosten wettgemacht. Die einzelnen Bauweisen der Abb. 13 bis 16 geben Beispiele. max S gilt allgemein für gerade Strecken, in Krümmungen verstärken. Außergewöhnliche Turbulenz beachten.

b) Einschränkungswerke.

Bei der Regelung der Flüsse werden die Begrenzungen des *NW*, *MW*, *HW* durch Streichlinien festgelegt, die man womöglich mit bestehenden oder nur zu

schützenden Ufern zusammenfallen läßt. Bei übermäßigen Breiten ist der Querschnitt jedoch durch besondere Bauten einzuschränken.

Längsbauten. (Leit-Parallel-Deckwerke, Abb. 17) sind bei freier Lage auf dem ursprünglichen Flußgrund errichtete dammartige Bauwerke. Bei Anlehnung an in Ufer (Abb. 18) stellen sie einen verstärkten Uferschutz in der neuen Regelungslinie dar. Längswerke haben den Vorteil einer ununterbrochenen Führung der Streichlinie und des Abflusses. Nachteilig ist, daß eine spätere Änderung der Querschnittsbreite bei zu starker Geschiebbewegung nicht mehr möglich ist.

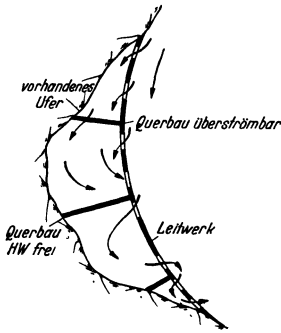


Abb. 18.

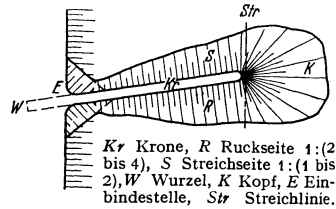


Abb. 19.

Durch die Einschränkung der Breite sind Umlagerungen der Sohle zu erwarten, daher Flußseite nachgiebig ausbilden. Rückwärtige Böschungen gegen Angriffe des überströmenden Wassers schützen und flach anlegen. Da Verlandung hinter dem Längswerk angestrebt wird, nicht sofort auf volle Höhe bauen, Teile oder einzelne Lücken in Höhe des *NW* oder *MW* offen lassen.

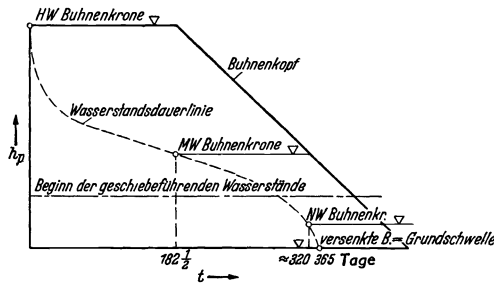


Abb. 20.

Zwischen Längsbau und Ufer Querbauten (Traversen) einbauen, um eine durchgehende Strömung hinter dem Längswerk zu verhindern. Die Querbauten in das alte Ufer und das Längswerk gut einbinden, flußabwärts liegende Seite sturzbettartig ausbilden. Flechtzaun, Faschinen, Packwerk, Steinwurf, lebende Verbauungen zur Befestigung der Anlandung und weiteren Verschlickung. Wegen Bepflanzung von Leitwerken siehe Pflasterungen.

Querbauten – Bühnen¹ (Abb. 19) werden als dammartige Querbauten vom Ufer aus in den Fluß vorgebaut, um eine einheitliche Abflußrinne zu erzielen. Sie begrenzen die Streichlinie nur punktiert und lassen das Feld zwischen zwei Bühnen (Bühnenfeld) für die Verlandung offen. Da besonders bei geschiebe- und sandführenden Flüssen die Regelungsbreite von vornherein zahlenmäßig schwer zu bestimmen ist, bieten die Bühnen den Vorteil, daß sie später verlängert oder verkürzt, erhöht oder erniedrigt werden können.

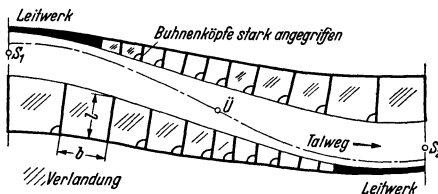
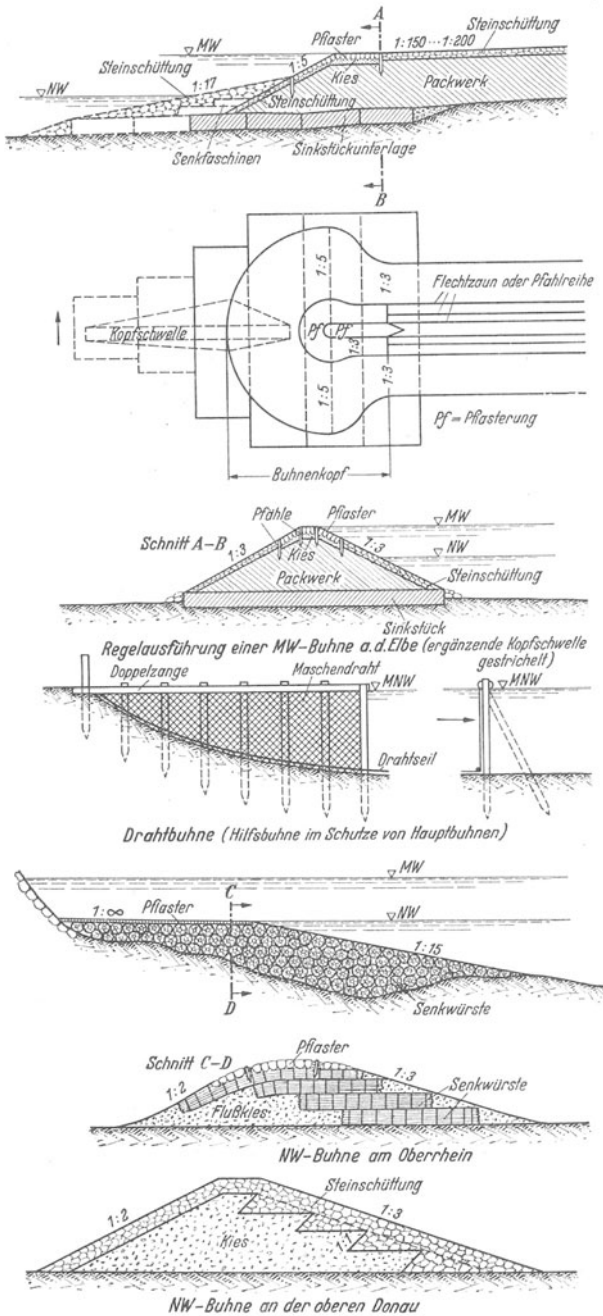


Abb. 21.

Die Walzenbildung in den Bühnenfeldern (S. 901) ergibt große Reibungs- und Mischverluste, große Rauheitswerte. Die Verlandung der Bühnenfelder ist abhängig von der Lage im Grundriß, von den Wasserständen und der Dauer der geschiebeführenden Abflußmengen und der Höhe der Krone (Abb. 20). Bei Überströmung hört die wirksame Walzenbildung auf und

¹ NEGER: Entwicklung des Bühnenbaues in deutschen Stromgebieten. Berlin 1932.



NW-Buhne am Oberrhein
NW-Buhne an der oberen Donau
Abb. 22. Bauweisen von Buhnen.

die Verlandung wird unbedeutend. Felder von *NW* Buhnen in der Geraden verlanden daher nur wenig. Verlandete Buhnenfelder bilden zwar eine störungsfreiere Begrenzung, es verschwinden jedoch die Verluste durch Walzen. Zum Uferschutz und zum Schutz scharfliegender Deiche werden kurze Buhnen auf dem äußeren Ufer eng gestellt. Zweckmäßiger gut grundiertes Leitwerk. Für die Pflanzen und Fischwelt sind Buhnen geeigneter als Leitwerke, besonders die mit Haken versehenen Buhnen. Bepflanzung der Buhnenwurzel. In den Feldern Schilffarten anpflanzen. Unterwasserkräuter für Fischzucht.

Im *Grundriß* liegen die Buhnen normal oder stromaufwärts zur Flußachse, beidseitig sich gegenüber oder nur an einem Ufer. Abstand der Buhnen $b = l$ bis $2,4 l$; Abnahme rechts, Zunahme links von S_1 nach S_2 (Abb. 21).

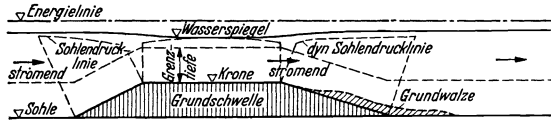


Abb. 23.

Bauweise hängt ab von den äußeren Angriffen der Wasser- und Geschiebebewegung. Kopf der Buhne möglichst flach wegen Kolkgefahr (Abb. 22).

Grundschwellen¹ sind Querbauten, die die Höhe des Abflußquerschnittes einschränken. Gleichzeitig sichern sie die Sohlenhöhe durch Festlegung des Wasserspiegel- und Sohlenlängsschnittes. Werden sie in Sohlenhöhe angelegt,

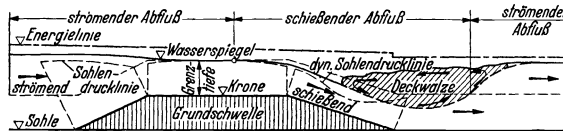


Abb. 24.

die Einschränkung der Höhe also gleich Null, so werden sie auch als Sohlenschwellen bezeichnet. Infolge der hydraulischen Vorgänge (Angriff an der Ober- und Unterseite auf die Sohle) verlieren sie dieses Kennzeichen, wenn nicht die Sohle oberhalb und unterhalb der Schwelle auf lange Strecken ausreichend befestigt wird. Wirtschaftlich nur bei kleinen Gefällen möglich.

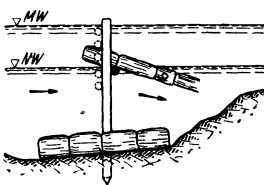


Abb. 25.

Grundschwellen durchqueren die ganze Flußbreite, oder begrenzen nur einseitig einen Teil des Abflußquerschnittes (Taubuhnen). Sie schließen vielfach an *NW* oder *MW* Buhnen an.

Bauweise und Querschnitte der Grundschwellen mit breiter Krone (2 bis 10 m) entsprechen denen der Buhnen. Hydraulisch ist eine Grundschwelle als Grundwehr anzusehen, bei dem drei Abflußarten zu unterscheiden sind: Der strömende Abfluß (Abb. 23), der gewellte Abfluß (S. 940, Abb. 4) und der getauchte Abfluß (Abb. 24). Letzterer erzeugt sehr tiefe Kolke unterhalb der Schwelle und ist zu vermeiden. Rechnerische Behandlung durch den Impulsatz (Stützkraftsatz). Die Senkung des Wasserspiegels beim strömenden Abfluß (Abb. 23) vergrößert bei der Bergfahrt den Schleppaufwand². Bei fester Flußsohle ist es möglich, den Wasserspiegel durch Grundschwellen um ein geringes Maß zu heben. Für die Berechnung jedoch das Abflußbild über der Grundschwelle beachten. Bei beweglicher Sohle wird der Fluß durch Grundschwellen in Stauhaltungen zerlegt, innerhalb deren sich Wasserspiegel und Sohle solange absenken bis Gleichgewicht zwischen Sohlenwiderstand und Angriffskraft des Wassers vorhanden ist.

Bewegliche und durchlässige Einschränkungswerke sind nicht als dauernde Anlagen, sondern als Hilfsmittel anzusehen, um den Bau dauernder Werke vorzubereiten und wirtschaftlich zu erleichtern. Sie bedürfen sehr geschickter Anordnung, für die eine eingehende, verständnisvolle und langdauernde Beobachtung

¹ STRAUB: Grundschwellen, eine Maßnahme gegen Wasserspiegel- und Sohlenenkungen, München 1937.

² SCHNEIDER: Grundschwellen in schiffbaren Wasserläufen. Diss. Techn. Hochsch. Karlsruhe 1942.

der Geschieb und Abflußverhältnisse Voraussetzung ist. Ihre Lebensdauer ist kurz, da überwiegend Holz verwendet wird. Je mäßiger, aber je häufiger die Schwankungen der Abflußmengen sind, desto besser ist ihre verlandende Wirkung.

Wolfsche Gehänge (Abb. 25) oder Lattenbaue (Abb. 25 gestrichelte Rundhölzer) werden an den inneren Ufern in einer nach der Flußmitte gekrummten Linie angeordnet. Auch in unregelmäßigen, überbreiten Strecken, die an eine Gerade anschließen, wirken Gehängeeinbauten verlandend. Die Gehänge vermindern den Wasserzufluß nach der zu verlandenden Rinne, während das Geschiebe zulaufen kann und durch die vergrößerte Sohlengeschwindigkeit in die Rinne eingetrieben wird. Hinter dem Gehänge bleibt das Geschiebe liegen. Sinkbäume wirken in der gleichen Weise durch Vergrößerung der Rauigkeit. Gutes Hilfsmittel zur Sicherung von Ufern bei Einbrüchen. Drahtbuhnen werden an Flüssen mit Geschiebe von feinerem Korn und Sink Sand angewendet. Die Durchlässigkeit vermindert die Strömung, so daß sich Sand und Sinkstoffe ablagern können (Abb. 22). Wegen des die Landschaft störenden Aussehens sind sie nach Erfüllung ihres Zweckes baldigt durch feste Werke zu ersetzen. Stautafeln sind eine Verbesserung der Gehänge, bei denen das eigentliche Gehänge nach der Höhe beweglich ist. Die Verbindung von Stautafeln und Drahtbuhnen hat zu guten Erfolgen geführt.

c) Abstürze (Gefällsstufen).

Allgemeines¹. Wo die Sohle des Flußbettes den Angriffen des Wassers (Schleppkräften) nicht mehr widersteht (J_s zu groß) muß die Sohle befestigt

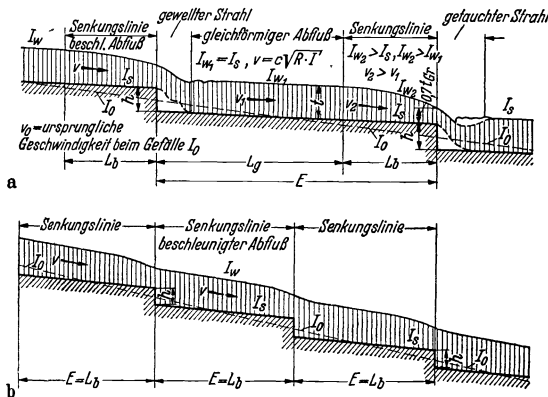


Abb. 26.

oder das Gefälle durch Gefällsbrechpunkte verkleinert werden. Zahl und Absturzhöhe der Gefällsstufen können in weiten Grenzen geändert werden. Eine Verminderung von J_s verhindert Sohlenangriffe nur dann, wenn auch bei den größten Abflußmengen J_w verkleinert wird (Abb. 26).

Höhe der Abstürze. Sie ist außer durch die hydraulische Forderung, daß der Absturz bei allen Abflußmengen wirksam ist, durch die natürlichen Stufen des Geländes bedingt. Im gestuften (abgesetzten) Gelände wenige und große Fallhöhen, in ebenem Gelände bei entsprechenden wasserwirtschaftlichen Bedingungen mehrere niedrige Stufen. In einer durchgehenden Regungsstrecke werden die Baukosten hoher Absturzbauwerke geringer, die Erdbewegung im UW und die Deicharbeiten im OW dagegen größer als bei mehreren niedrigen Stufen. Bei Einzelstufen erfordert die Aufteilung in kleinere Abstürze die Auskleidung des Flußbettes (Pflaster, Steinberollung), wodurch die Kosten im allgemeinen größer werden als bei einem Absturzbauwerk. Bei großem J_w (über 3 $\%$) verschieben sich die Kostenunterschiede mitunter beträchtlich zugunsten einer durchgehend abgepflasterten Sohle. Bei Bächen mit wildbachähnlichem Charakter ist die Staffelung der Absturzbauwerke wegen des Geschieberückhaltes selten zu umgehen. Müssen wegen des Geländes, der Vorflut und des Staus kleine Stufen eingebaut werden, so ist die Sohle wegen der hydraulischen Vorgänge (Abb. 26) zwischen den Stufen mittels durchgehender Steinpflasterung mit Holzquerschwellen, Querspundwänden, Steinrippen zu sichern. Zweckmäßig sind Sohlehaltepunkte als Abstürze ($h \leq 0,50$ m) in größeren Abständen. In das Landschaftsbild passen sich kleine Abstürze unauffälliger und besser ein als große Bauwerke.

¹ KEUTNER, CHR.: Die Regelung kleinerer Wasserläufe durch Errichtung von Gefällsstufen. Bautechn. 15 (1937) S. 473, 518.

Hydraulik¹. Berechnung auf der Strecke des gleichförmigen Abflusses (Abb. 26a)

$$J = \frac{v^3}{c^3 \cdot R},$$

auf der Strecke des ungleichförmigen (beschleunigten) Abflusses:

$$\Delta h = \frac{Q^3 \cdot p_m}{F_m^3 \cdot c^3} + \frac{v_1^3 - v_2^3}{2g} \quad (\Delta h = \text{Unterschied der Wasserspiegellage}).$$

Berechnung des Absturzes. Es ist zu unterscheiden zwischen den Vorgängen am Absturz (getauchter Strahl, gewellter Strahl, Deckwalze, Übergang in das Unterwasser) und der Berechnung des Oberwasserspiegels mit der Senkungslinie und dem Übergang in den gleichförmigen Abfluß.

Vollkommener Absturz (Abb. 27). Das Unterwasser erzeugt keinen Rückstau in das Oberwasser. Der hierbei notwendige schießende Abfluß über dem Absturz tritt noch auf, wenn das Unterwasser

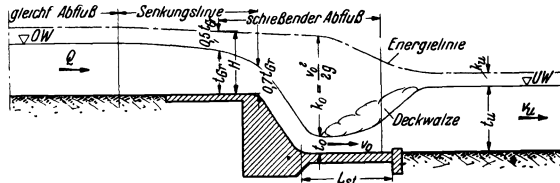


Abb. 27.

schon erheblich über der Absturzkronen liegt. Die Leistung des Absturzes ist bei gleicher Breite immer größer als die des Oberkanals. Die Form des Absturzes hat keinen Einfluß auf die Abflußmengen. Der Ausgangspunkt für die Berechnung ist die über dem Absturz auftretende Grenz-

tiefe $t_{Gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^3}{B^3 \cdot g}}$ (für rechteckigen Querschnitt). Die Abflußmenge ergibt sich zu $\max Q = B \cdot \frac{2}{3} H \cdot \sqrt{2g \frac{H}{3}}$. Hierin ist H = Höhenlage der Energiekurve über der Sohle [m]; B = Breite

des Absturzes [m]; Q = Abflußmenge [m³/s]. Von der Grenztiefe über dem Absturz wird der Wasserspiegel mit der Formel für den ungleichförmigen Abfluß bis zur Erreichung des gleichförmigen Abflusses flußaufwärts berechnet.

Die Vorgänge über dem Absturz (Strahlform) lassen sich nur mittels zweidimensionalen Ansatzes unter Berücksichtigung der gekrümmten Stromlinien und der entsprechenden dynamischen Druckverteilung ermitteln.

Zur angenäherten Bestimmung der Strahlform kann die Wassertiefe unmittelbar über der Absturzkante zu $t = 0,7 t_{Gr} = 0,7 \sqrt[3]{\frac{Q^3}{B^3 \cdot g}}$ gesetzt werden (Abb. 27). Die größten Geschwindigkeiten treten auf dem Absturz und in der anschließenden OW Sohle auf (Sohlenbefestigung)

Der Übergang des schießenden Strahles in das Unterwasser (Abb. 27) stellt einen verzögerten Abflußvorgang dar und muß mittels des Impulssatzes berechnet werden, da die Berechnung mit der Energiekurve den Stoßverlust nicht berücksichtigt. Der Übergang (Deckwalze) erfolgt an

der Stelle, an der die Tiefe des schießenden Abflusses den Wert: $t_0 = -\frac{t_u}{2} + \sqrt{\frac{t_u^3}{4} + 4t_u k_u}$

aufweist. $k_u = \frac{v_u^2}{2g}$. Für diese Stelle besteht Gleichheit der Impulse. Die Lage ist von der Tiefe des Unterwassers abhängig. Der mit dem Vorgang verbundene Energieverlust wird in der Deckwalze (Wirbel) in Wärme umgesetzt.

Unvollkommener Absturz (Abb. 28). Beim Ansteigen des UW geht der schießende Abfluß in den strömenden Abfluß über, wodurch auch der Oberwasserspiegel zu steigen beginnt. (Rückstau.) Oberwasserstand und Abflußmenge werden vom Unterwasserstand abhängig; die Grenz- tiefe ist an keiner Stelle mehr vorhanden, daher versagt die einfache Berechnung des vollkommenen Absturzes. Ausgangspunkt der Berechnung ist die Unterwassertiefe t_u . Von hier aus läßt sich die Wassertiefe t_0 über dem Absturz mittels des Impulssatzes nach

$$\frac{t_0^3}{2} + 2t_0 k_0 + \frac{2t_0 + h}{2} \cdot h = \frac{t_u^3}{2} + 2t_u k_u$$

¹ Böss: Berechnung der Abflußmengen und der Wasserspiegellage bei Abstürzen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 24 (1929) S. 13, 28. — EINWACHTER: Wehre und Sohlenabsturze. München 1930.

ermitteln, wobei t_u , h_u , h und Q bekannt sein muß (Abb. 28). Ist t_0 ermittelt, so wird die Wasserspiegellage wie beim vollkommenen Absturz mit der Formel für den ungleichförmigen Abfluß berechnet. Die Leistung des Absturzes wird geringer als beim vollkommenen Absturz und vom Rückstau abhängig. Bei noch weiter steigendem Unterwasser (Hochwasser) verschwindet die Wirkung des Absturzes, es bildet sich ein durchgehendes Gefälle aus.

Form der Abstürze. Querschnitt: Trapez, Rechteck. Gleiche oder andere Form wie der *OW* Querschnitt. Absturzquerschnitt kann gegenüber dem *OW* Querschnitt nach Breite oder Höhe eingengt, nicht eingengt oder erweitert sein. Einengungen (seitliche Einschnürungen, Schwellen) verkürzen L_b (Abb. 26a).

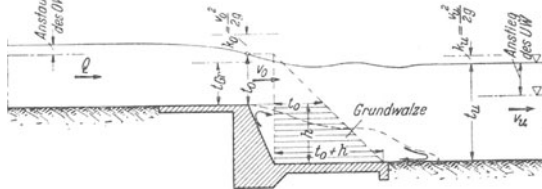


Abb. 28.

B's zu einer gewissen Schwellenhöhe wird kein Rückstau erzeugt¹. Bei Einengung und lotrechter Absturzwand wird die Sprungweite des Strahles bei HQ größer als bei nicht eingengtem Querschnitt und erfordert langes Sturzbett. Wird durch die Einengung NQ und MQ gestaut, kann die verminderte Schleppkraft zu Ablagerungen im *OW* führen. Erweiterungen des Querschnitts ergeben größere Absenkung im *OW* und erfordern längere Befestigungen.

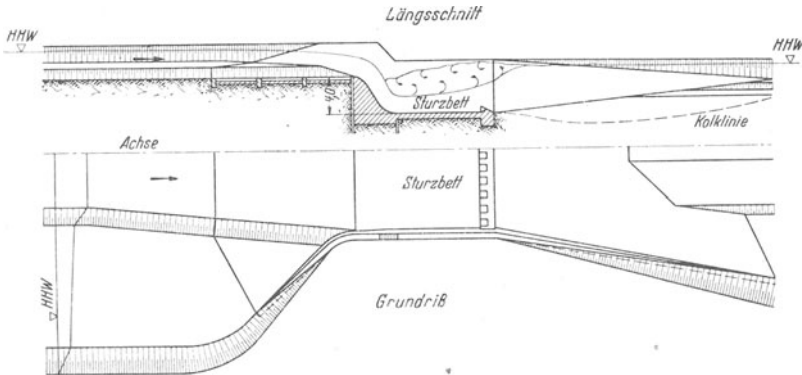


Abb. 29.

Längsschnitt. Lotrechte Absturzwand nur für kleinere Abstürze. Geneigte Wand mit eckiger oder ausgerundeter Krone für größere Abstürze. An den Absturz schließt sich das Absturzbecken (Sturzbett) an, in dem die Energie durch die Deckwalze vernichtet wird.

Sturzbettlänge zwischen Absturzfuß und Fuß einer Rechteck- oder Zahnschwelle $L_{st} \cong 5 t_{Gr} h/t_u$; t_u = Unterwassertiefe; h = Höhenunterschied zwischen *OW* Sohle und Sturzbettsohle (Abb. 27). Die Höhe z der Schwelle beträgt ungefähr $z = \frac{L_{st}}{10}$. Die Bemessung erfolgt im allgemeinen für HHQ . Je nach t_u kann HQ ungünstigere Verhältnisse ergeben. Bei Abstürzen mit lotrechter Wand (Abb. 30) ergibt sich aus der Schußweite des Strahles $t_a = 1,5 \sqrt{t \cdot h}$ (bei

¹ Siehe Fußnote 1, S 922.

eingengtem Querschnitt $2,0 \sqrt{t \cdot h}$ und der Länge der Deckwalze $l_w = 4,5 (t_u - t_o)$ die Länge des Sturzbettes mit Endschwelle $L_{st} > l_a \cong l_a + l_w$. Bei Abstürzen bis zu 0,25 m Höhe, kleinen Abflußmengen und mittleren bis kleinen Gefällen ($\cong 1,0\text{‰}$) kann auf ein besonderes Sturzbett verzichtet werden. Sohle und (wegen Seitenwalzen) Böschungen 2 bis 3 m ober- und unterhalb des Absturzes befestigen und Breite des Gerinnes beibehalten.

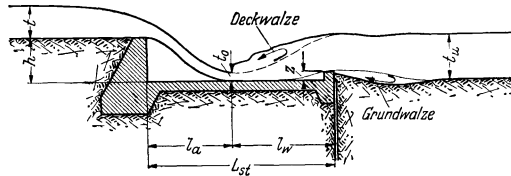


Abb. 30.

Für Abstürze zwischen 0,25 und etwa 1,50 m Höhe sind vielfach Anordnungen mit vertieftem Sturzbett gewählt worden. (Wegen Einzelheiten s. Fußnote S. 921). Sie ergeben große Länge des festen Sturzbettbodens, die Deckwalze bleibt infolge Fehlens eines Haltepunktes (Schwelle) nicht stetig, unterhalb des Sturzbettes muß das Flußbett befestigt werden. Auch für diese Höhen empfiehlt sich die strömungstechnisch gute Ausbildung des kurzen Sturzbettes mit Schwelle. Als zusätzliche Hilfsmittel können Strahlerteiler eingebaut werden. In den meisten Fällen lohnt sich ein Modellversuch. Geneigte Ebenen (Schußrinnen, 5 bis 7%) ersetzen die Absturzwand, nicht aber das Sturzbett.

Grundriß. Innerhalb des Sturzbettes mit der Achse parallele Wände 10:1 geneigt. Übergang in den *UW* Querschnitt durch Flügelmauern (Sicherung gegen Kolkgefahr), die allmählich in die Böschung überführen.

Abb. 29 stellt den Grundriß und Längsschnitt eines Absturzes bei gegliedertem Querschnitt im *OW* und *UW* dar, bei dem durch die Deichführung eine möglichst kurze Befestigung im *OW* erreicht ist. Abflußmenge je m Breite $13,6 \text{ m}^3/\text{s}$ (Flußbaulaboratorium Karlsruhe).

Baustoffe. Kleinere Abstürze mit geringer Geschiebeführung: Holz als Kantholz, Bruchsteine, Faschinat für dauernd unter Wasser liegende Teile. Sturzbett aus Holz, Steinwurf oder Pflaster. Nicht unter Wasser liegende Teile: Bruchsteinmauerwerk (Natursteine), Beton. Mittlere und größere Abstürze: Natursteine, Beton, bei starker Geschiebeführung sorgfältigste Ausführung aller Teile.

Besondere Ausgestaltung des Absturzes in Verbindung mit Triebwerken und beim Zusammenfluß zweier Wasserläufe¹.

III. Flußregelungen.

1. Allgemeine Grundsätze.

a) Zweck und Vorarbeiten.

Wo Grundriß, Längsschnitt und Querschnitte des vorhandenen Flußlaufes den Forderungen des Wasserschutzes und der Wassernutzung allgemein oder einer besonderen Aufgabe (Landeskultur, Schifffahrt, Wasserkraftnutzung, Wasserversorgung, Abwassereinleitung oder flußbaulichen Bedingungen) nicht genügen, muß der Flußlauf durch den planmäßigen Ausbau der Ufer, die Verbesserungen einzelner Flußabschnitte oder die Regelung des ganzen Flußlaufes verbessert werden. Hierdurch umfaßt der Flußbau alle Zweige der Wasserwirtschaft und des Wasserbaus. In der allgemeinen Planung sind alle Anforderungen soweit wie möglich zu berücksichtigen und der Fluß ist mit seinen Nebenflüssen von der Quelle bis zur Mündung als eine Einheit zu behandeln. Da jeder Fluß und jedes Flußnetz ihre Eigenarten haben und Flußregelungen außergewöhnliche, tief in die Landschaft und die Talwirtschaft einschneidende Maßnahmen sind, bedarf

¹ KEUTNER: Bauingenieur 19 (1938) S. 168.

ihre Ausführung sorgfältigster Prüfung der Besonderheiten jedes einzelnen Unternehmens. Schon bei der Planung ist verständnisvolle Zusammenarbeit zwischen Wasserbauingenieur und Landschaftsgestalter notwendig. Die nachstehenden Ausführungen können nur Richtlinien sein.

Wasserschutz. verlangt Sicherung der Ufer gegen Abbruch (Vermeidung von Landverlust, Schaffung genügender Vorflut, Verhütung des Eindringens von Schwebstoffen in den Fluß, Beseitigung unerwünschter Ablagerungen von Geschiebe und Schwebstoffen, Herbeiführung neuer Anlandungen, günstige Verteilung des Wasserabflusses, Sicherung gegen die Wirkungen der außerordentlichen Wasserstände (*NNW* und *HHW*), Beseitigung der Eisefahren, Sicherung gegen schädliche Höhenveränderungen der Sohle (Eintiefung, Auflandung).

Wassernutzung. Wasserwirtschaft für Siedlungen verlangt Reinhaltung auch bei Aufnahme großer Schmutzwassermengen. Für die Schifffahrt ist eine möglichst große Tiefe bei *NW* und eine geringe Zahl von Tagen, an denen wegen *HW* die Schifffahrt gesperrt werden muß, nötig. Für die Wasserkraftanlagen ist der Ausbau des Flusses Voraussetzung. Die Eingriffe in den Fluß durch Anlagen der *Wka* sind einschneidend. Die Fischerei verlangt möglichste Erhaltung des Naturzustandes. Allen Anforderungen ist oft gleichzeitig nicht voll zu genügen.

Vorarbeiten. Vermessungsarbeiten: Abschnitt I 8. Geologische, morphologische Erhebungen: Abschnitte I, 1 und 6. Beachte besonders die Entwicklung des Flußlaufes (alte Karten mit früheren Flußläufen). Gewässerkundliche Erhebungen: Abschnitt Wasserwirtschaft. Ferner sind die Boden- und Fischereiverhältnisse (Fischnährwelt), Pflanzengemeinschaften (Vegetationskartierung¹), erhaltungs- und schutzbedürftige Landschaftsteile und -bilder (Bauten), landwirtschaftliche Erträge, Wirtschaftsformen, Bedürfnisse und Wünsche festzustellen². Besitzstand, wasserrechtliche Bestimmungen (Wassergenossenschaften), bei Grenzflüssen politische Verhältnisse, beachten.

b) Flußregelung und Landschaft³.

Nicht nur den Fluß zu regeln, sondern auch das Flußtal zu gestalten ist Aufgabe der Planung. Alle flußbaulichen Maßnahmen haben daher außer den wasserbaulichen Erfordernissen zu genügen, auch das Landschaftsbild zu wahren und der Talwirtschaft zu genügen. Der Fluß selbst und sein Baum- und Pflanzenwuchs als Mittler zwischen Wasser und Land bedürfen hierbei besonderer Pflege. Bestandteile der Landschaft, z. B. Reste von Auenwäldern oder Einzelbäume schonend behandeln, Neu- und Ersatzpflanzungen anlegen. Die Pflanzengemeinschaft, die am Wasser lebt, ist ungemein vielgestaltig, ihr Lebenskreis und ihre Ursprünglichkeit soll durch Wasserstandsänderungen und Neupflanzungen möglichst wenig gestört werden. Für die Fischerei sind Laich-, Aufwachs-, Schutz- und Fangstellen zu schaffen und zu erhalten⁴.

c) Regelungswasserspiegel.

Länge der Regelungsstrecke nicht nur abhängig vom örtlichen Zweck; anzustreben sind einheitliche hydrologische und morphologische Verhältnisse. Anschluß an im Grundriß und Längsschnitt beharrnde Flußstrecken, besonders wenn für einzelne Zwecke (Schifffahrt, Kraftnutzung) Teilstrecken herausgenommen werden.

Wasserspiegel- und Sohlenlängsschnitt. Im großen ist maßgebend der Tallängsschnitt, von dem der Wasserspiegel- und Sohlenlängsschnitt des Flusses infolge der Laufentwicklung und von Höhenbewegungen abweichen kann. Die Höhenbewegungen des Längsschnittes können durch die morphologischen Ent-

¹ TUXEN, PREISING: Dtsch. Wasserw. 37 (1942) S. 10.

² HAUTUM, MÜLLER, VOLK: Dtsch. Wasserw. 36 (1941) S. 78.

³ Runderl. d. Reichsverkehrsministers v. 29. April 1940 über „Landschaftsgestaltung“ (Vorl. Richtlinien f. d. Landschaftsgestaltung innerhalb der Reichswasserstraßenverwaltung). Runderl. Reichsmin. f. Ernährung u. Landwirtschaft v. 16. Nov. 1937 über „Berücksichtigung des Naturschutzes bei Meliorationsarbeiten“. Merkblatt Nr. 24 des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen v. 14. Juni 1939 [sämtl. im Zbl. Bauverw. 60 (1940) S. 25]. Ferner: SCHWENKEL, H.: Grundzüge der Landschaftspflege. Neudamm/Berlin 1938. — SCHWENKEL: Die Bach- und Flußregelung. Neudamm/Berlin 1939. — ALBRECHT, J.: „Landschaft und Wasserstraßen“. Zbl. Bauverw. 59 (1939) S. 1181.

⁴ Richtlinien des Reichsverkehrsministers zur Wahrung der Belange von Strom- und Flußfischerei, März 1935.

wicklungen bedingt, durch frühere Regelungen oder einzelne Flußbauten herbeigeführt sein. Es ist festzustellen, ob sie im Hauptfluß allein erzeugt sind oder von Nebenflüssen herrühren. Die *Regelungswasserstände* sind für *NW*, *MW* und *HW* gleichzeitig zu bestimmen, wobei die rückliegenden und künftig möglichen Veränderungen der Wasserstände und Abflußmengen (Rückhaltung) zu berücksichtigen sind und die Höhenlage allen Erfordernissen (Grundwasserständen, Fahrwassertiefen) zu entsprechen hat. In Erhöhungsstrecken sind schädliche Wasserspiegelhebungen auszuschalten, in Vertiefungsstrecken ist wenn nötig ein weiteres Absinken zu vermeiden und ein Beharrungszustand des Längsschnittes anzustreben. Längsschnitt, Grundriß und Querschnitt befinden sich in unlösbarem Zusammenhang. Die Änderung einer Größe bedingt die Veränderung der beiden anderen. Allgemeine Zusammenhänge sind folgende, ausgehend vom Längsschnitt:

Längsschnitt im Gleichgewicht. Jede Änderung der Wasser- und Geschiebeführung ändert den Längsschnitt (Geschieberückhalt ohne Wasserrückhalt: Eintiefung; Wasserrückhalt ohne Geschieberückhalt: Aufhöhung). Volle Auswirkung schwer übersehbar. Bei Regelungen Gefälle möglichst beibehalten, natürlichen Grundriß belassen, nur ausgleichen. Wo nicht angangig mit Linie und Gefälle Querschnitt ändern. Sohlenangriffe auch bei *HHQ* vermeiden.

Längsschnitt in der Eintiefung. Kann vorteilhaft sein, wenn Flußbett zu hoch liegt; schwierig Sohle auf erwünschter Höhenlage festzuhalten. Erhebungen über Zusammensetzung des Sohlenmaterials auf lange Flußstrecken und große Tiefen ausdehnen. Wasser, nicht aber Geschiebe zurückhalten. Wo das nicht möglich: Bei zu scharfer Einschnürung Querschnittserweiterung. Grundriß muß Streckung verlassen, Einschalten gekrummter Flußstrecken zur Verminderung des Gefälles und Vermehrung der Reibung. Bei zu großem Gefälle: Gefälle brechen durch Einfügen von Treppen in den Längsschnitt. Absturzbauwerke schwierig wegen fortschreitender Senkung unterhalb des Sturzbodens. Gefahr des Grundbuches. Bei zu geringem Widerstand der Sohle: Einbau von Sohlschwelen, Grundschwelen in Reihen, Auspanzerung der Sohle mit widerstandsfähigem Material. Bei Langsbauten: an Stelle künstlicher Schwelen natürliche Schwelen dadurch schaffen, daß einzelne Strecken nicht völlig durch Längswerke gesichert werden, sondern unverbaut liegen bleiben.

Längsschnitt in der Aufhöhung führt zu Versumpfung, Hochwassergefahren, Deichbrüchen Geschiebe, nicht aber Wasser zurückhalten. Wo das nicht ausreichend möglich: Grundriß strecken Gefälle verstärken, Querschnitt einengen je nach Widerstand des Sohlenmaterials. Sehr vorsichtig vorgehen.

Hydraulische Berechnungen und Querschnittsausbildung. Regelungen glätten das Flußbett und ändern dadurch die vor der Regelung vorhandenen hydraulischen Werte, insbesondere die Rauheitswerte. Für die Berechnung der Einheitsquerschnitte daher Unterlagen aus guten beharrenden Musterstrecken entnehmen.

d) Baumaßnahmen von allgemeiner Bedeutung.

Durchstiche. *Wirkung auf den Längsschnitt.* Die Schleife *L* (Abb. 31) wird durch den Durchstich *l* ersetzt, wodurch der Lauf um $L - l$ gekürzt wird.

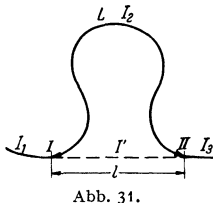


Abb. 31.

Zwischen *I* und *II* entsteht $J' > J_2$ und die Schleppkraft $1000 TJ_2$ geht in $1000 TJ'$ über. Außerdem ist der Geschiebeweg bei *II* um $L - l$ verkürzt. Die Schleppkraft $1000 TJ'$ erzeugt zunächst Vertiefung zwischen *I* und *II* und flußaufwärts von *I*. Die Geschiebemassen aus der Vertiefung dringen mit der Korngröße *I* in den Durchstich vor. J_3 vermag weder die vermehrte Geschiebezufuhr noch die Korngröße [*I* — (Abrieb zwischen *I* und *II*)] zu fördern, es bedarf eines größeren Gefälles bei *II*, das durch Auflandung unterhalb und oberhalb *II* hervorgerufen wird. Ein Teil der Eintiefung geht auf *I*—*II* wieder verloren und kann zu unerwünschten Sohlenhebungen führen. Gegenmaßnahme ist die besondere Ausbildung des Querschnittes im Durchstich, die jedoch sorgfältigster Messungen der Geschiebemengen und Korngrößen bedarf. Hieraus läßt sich auch annähernd die Wirkung des Durchstiches stromauf vorhersagen¹. In längeren Regelungsstrecken mit mehreren Durchstichen ist der Querschnitt der ganzen Regelungsstrecke der veränderten Schleppkraft anzupassen.

¹ БӨНІ: Schweiz. Bauztg. 109 (1937) S. 187; — NESPER: Schweiz. Bauztg. 110 (1937) S. 143.

Ausführung. Bei kleineren Flüssen wird nur ein durchlaufender Graben ausgehoben. Bei geraden Strecken liegt er in der Mitte, in Krümmungen am oberen Ende am Außenufer, am unteren Ende näher am inneren Ufer. Der Fluß bildet nach Einleitung den Querschnitt selbst aus, wobei das abtreibende Geschiebe so zu lenken ist, daß es keine die untere Strecke schädigende Verlandungen hervorruft (bewegliche Bauten). Das von oben kommende Geschiebe wird in den Altarm eingeleitet. Der Uferschutz wird entweder vor der Einleitung im Trockenem hergestellt oder Baustoffe in der angestrebten Linie bereit gehalten, um die Ufer nach Erreichung des Querschnittes zu sichern. Bei kleinen Durchstichen Handarbeit, bei größeren Benutzung von Baggern. In schiffbaren Flüssen wird der Durchstich in voller Breite durch Maschinen ausgehoben, bei Sandboden durch Spülung.

Abflachung von Krümmungen¹. In scharfen Krümmungen bilden sich an der Außenseite tiefe Kolke und an der Innenseite weit in den Fluß reichende Bänke, die die Flußbreite einschränken und zu Uferanbrüchen führen. Die Krümmungen werden durch Vortreiben des äußeren und Abbaggern des inneren Ufers in Krümmungen mit genügendem Halbmesser geändert. An Außenseite Leitwerk mit nach altem Ufer ansteigendem Vorland, an Innenseite Abgrabung etwa auf *NW*.

Flußspaltungen. Sollen beide Arme ähnliche Querschnitte aufweisen, so müssen die Wasserspiegelbreiten b und die Profilradien R im gleichen Verhältnis stehen: $Q = q_1 + q_2$; $\frac{b_1}{R_1} = \frac{b_2}{R_2} = n = \frac{b}{R}$; $q = Fv = b \cdot Rc \sqrt{RJ} = \frac{b^2}{n} c \sqrt{\frac{b}{n} \sqrt{J}}$; $b = \alpha \cdot q^{2/5}$. Bei gleichem b und $q_1 = q_2 = \frac{Q}{2}$ wird die gesamte Breite oberhalb der Spaltung $B = \alpha (2q)^{2/5} = 1,32 b$; $B \propto \frac{4}{3} b$; $b \propto \frac{3}{4} B$. Die Trennspitze muß weit stromauf gezogen werden, damit eine gleichmäßige Trennung der Strömung stattfindet. Zweigt ein Arm von der Hauptrichtung des Flusses ab, so erhält er auch bei gleicher Abflußmenge wie der Hauptarm größere Geschiebemengen als der Hauptarm. Die Verteilung ist vom Ablenkungswinkel und bei ungleicher Wasserverteilung, von den Teilabflußmengen abhängig². Soll in einem Arm die Fahrwassertiefe auf Kosten der Wasserführung des anderen Armes vergrößert werden, so kann bei beweglicher Sohle Vertiefung und weitere Ablenkung der Abflußmengen eintreten.

2. Die Wildbachverbauung³.

Wildbäche sind Wasserläufe mit sehr unregelmäßiger Wasserführung, die bei Starkregen (Wolkenbrüchen) oder starker Schneeschmelze rasch anschwellen und hierbei große Mengen Gerölle und Geschiebe zu Tal führen. Bäche die nur Wasser, jedoch kein Geschiebe führen, sind *Gießbäche*. Das Einzugsgebiet der Wildbäche ist verhältnismäßig klein, liegt vielfach in großen Höhen mit großen Niederschlagsmengen. Die Ausläufer reichen dabei über die Wachstumszone, weshalb der Rückhalt der Niederschläge sehr gering ist. Infolge der großen Gefälle genügen kleine Abflußmengen um ungeheure Schuttmengen zu bewegen, wobei das Wasser weniger durch seine Schleppkraft, sondern als Schmierschicht wirkt (Murgang, Rufe).

Unterteilung der Wildbäche in Sammelbecken, Abflußkanal oder Klamm, Schuttkegel. Bei der Verschiedenartigkeit der Wildbäche kommt dieser Aufbau nicht überall vor, es kann z. B. der mittlere Teil fehlen oder mehrfach entwickelt sein.

Sammelbecken, Oberlauf: Haupteinzugsgebiet des Baches, Zone des vielfach flachenhaften Abtrages. Hier entsteht *HW* Welle, von hier kommen die Geschiebemassen. Oft Form eines weiten Trichters, dessen Wände im Hochgebirge von hohen, kahlen Felsen gebildet werden.

¹ Bautechnik 14 (1936) S. 109 u. 703.

² BULLE, H.: Geschiebeableitung bei der Spaltung von Wasserläufen. Berlin 1924.

³ WANG, F.: Grundriß der Wildbachverbauung. Leipzig 1901. — G. STRLE: Grundriß der Wildbachverbauung. Wien 1934.

Verwitterungsprodukte des Gesteins sammeln sich allmählich im Hals des Trichters und werden bei großen *HW* Wellen durch die Klamm zu Tal gefördert.

Klamm, Tobel, Mittellauf: Mittlerer Teil zwischen Sammelbecken und Schuttkegel. Bergwände treten eng zusammen, Abflußmenge erfährt keine nennenswerte Vermehrung. Die Sohle ist meist im Gleichgewichtszustand, da nur Durchfuhr des von oben kommenden Geschiebes.

Schuttkegel, Unterlauf: Unterster Teil des Wildbaches, Zone der Auflandung. Das aus dem Sammelbecken kommende Material, teilweise zerrieben und verkleinert, lagert sich infolge des verringerten Gefälles ab.

a) Schäden der Wildbäche.

Im Hochgebirge. Liegt das Sammelgebiet zwischen vegetationslosen Felsen und Wänden, so bildet sich das Geschiebe aus Verwitterungsprodukten des Gebirges. Liegt das Sammelgebiet im Bereich der Vegetationsböden des Alpengebietes (Almböden) bildet die dichte Vegetationsdecke den besten Schutz gegen Wasserangriff. Wo sie verletzt wird, zeigen sich die ersten Spuren von Schäden. Es entstehen Runsen, in denen das Niederschlagswasser gesammelt abfließt. Durch den Abflußvorgang werden die Runsen von Jahr zu Jahr hauptsächlich nach der Seite und nach oben erweitert und durch die Tiere vergrößert. Allmählich verschwinden die Almwiesen und damit die Vegetationsdecke. Tritt die Wirkung des in den entblößten Boden einsickernden Wassers hinzu, dann können große Flächen einheitlich in Bewegung kommen (Bergstürze).

Im *Tobel* sind die Schäden im allgemeinen gering und treten nur an einzelnen Stellen durch Unterwaschung ein.

Auf dem *Schuttkegel* liegt die Rinne des Baches in einer Scheitellinie des Kegels, bricht aus, überflutet und vermurt den Boden. Schuttkegel sind entstanden aus Geschiebe und Schlamm und sehr fruchtbar. Daher ausgedehnte und reiche Siedlungen auf Schuttkegel, der Boden hat hohen Wert. Hier sind Schäden am größten.

Im *Berg- und Hügelland* treten die gleichen Schäden in gemäßigerer Form auf wie im Hochgebirge, da die Niederschlagsstärke geringer, die gesteinslösenden Gegensätze von Tages- und Nachttemperaturen fehlen, die Neigung der Hänge kleiner und die Bewachsung ausgedehnter und widerstandsfähiger ist. Die Runsenbildung ist erschwert. Die kleineren Schäden wirken sich jedoch stärker aus, weil das Berg- und Hügelland dichter besiedelt, höher kultiviert und der Bodenwert größer ist.

b) Bekämpfung der Wildbachschäden.

Im *Felsgebiet* sollen sich die Geschiebemassen nicht zu plötzlich in den Mittel- und Unterlauf ergießen. Rückhaltesperren an passenden Stellen anlegen. Im Laufe der Jahre ergänzen und nötigenfalls erhöhen. Geregelter Geschiebetrifft aufrechterhalten, damit dem anschließenden Fluß nicht zuviel Geschiebe entzogen wird (Gefahr der Sohlensenkung). Im *Almgebiet* sind kleine Schäden möglichst sofort auszubessern. Belegen mit Kopfrasen. Flechtzäune aus einschlagfähigem Holz. Bei größeren Rinnalen, besonders in Runsen, die schon mehrere Seitenrinnen aufgenommen haben, durch kleine Absturzwerke die Gefälle brechen (Treppenkorrektur). Beruhigung der Hänge, nötigenfalls durch Entwässerung, lebende Verbauungen, Aufforsten. Gesundung des Erosionsgebietes ist Voraussetzung für die Regelung der Wildbäche und der anschließenden geschiebeführenden Flüsse.

Der *Tobel* erfordert solange wenig Verbauung als Geschiebe nachkommt. Fehlt es, dann Eingreifen wie im *Almgebiet*. Sohlschwellen, Hang- und Ufersicherungen.

Auf dem *Schuttkegel* sind die ankommenden Wasser- und Geschiebemassen unschädlich abzuführen. Hierbei Querschnitt des Gerinnes für den Durchgang von Wasser- und Geschiebemenge bemessen. Beachten, daß durch Geschiebeführung Wassergeschwindigkeiten bis zu 20% abnehmen können. Da das Gefälle auf dem Schuttkegel meist noch erheblich ist, ist die Sohle vor Eintiefung durch Befestigung oder Aufteilen des Gefälles durch Abtreppung zu schützen. Wird im weiteren Lauf das Gefälle für die Abführung der Geschiebemassen zu klein,

dann Schleppkraft durch große Tiefe, geringere Breite erhalten, wenn nicht nennenswerter Geschiebeabtrieb stattfindet. Schließt sich an den Schuttkegellauf Moor oder Sumpfgelände an, in dem die Schleppkraft sehr stark zurückgeht, dann Wildbach von Geschiebe durch Kiesfangsperre befreien oder einen an Sohle und Ufer stark befestigten Stoßquerschnitt mit großer Tiefe und geringer Breite ausbauen.

3. Die Regelung kleiner Fluß- und Bachläufe¹.

Die zahlreichen kleinen Flüsse und Bäche bestimmen in ganz besonderem Maß das Gesicht einer Landschaft und sind durch ihre unmittelbare Nähe ein Lebensquell für den Menschen und den Boden. Jeder Eingriff durch Regelung muß daher besonders sorgfältig geplant und ausgeführt werden.

Wasserstände. Da die Regelungen vornehmlich Forderungen der Bodenkultur erfüllen: Sicherung der Ufer, Schaffung ausreichender Vorflut zur Erschließung oder Gewinnung landwirtschaftlich (als Weide, Wiese, Ackerland) nutzbaren Geländes, richtet sich die Höhenlage der Wasserspiegel nach dem zweckmäßigsten Stand des Grundwassers². Die während der Wachstumszeit vorherrschenden Flußwasserstände (meist *NW*) werden in gleiche Höhe oder etwas tiefer gelegt (je nach Bodenart) wie der erforderliche Grundwasserstand, damit ausreichende Vorflut vorhanden ist.

Wasserspiegel- und Sohlenlängsschnitt sind so zu legen, daß mittlere *HW* (*SHW*) nicht ausfern. Nur *HHW* darf Kulturland vorübergehend überschwemmen, wenn keine Gefahr der Versandung besteht. Bei bisher günstiger Sohlenlage ist neue Sohle in gleicher Höhenlage zu belassen um Erdarbeiten zu verringern (nicht als ausschlaggebend ansehen). Treten durch Änderungen des vorhandenen Grundrisses Verkürzungen und Gefällsvermehrungen ein, kann die Wirkung der vergrößerten Schleppkraft aufgehoben werden: durch Verminderung der Tiefe im verbreiterten Querschnitt, nur zulässig, wenn dadurch keine Verlandung (S. 908) oder Verkrautung entsteht; durch Vergrößerung der zulässigen Grenzschleppkraft mittels Sohlenbefestigung; durch Verminderung von *J* mit der Zusammenfassung des Gefälles an Stufen (Abstürze). Ein Aufstau durch Wehre mit Haltungen kann notwendig werden, wenn die natürliche Flußsohle zu tief eingeschnitten ist (Dürregefahr).

Befestigung der Sohle. Bei kleinen Bachläufen ohne nennenswerte Geschiebeführung: Pfahlreihen senkrecht zur Fließrichtung (bei einfachen Verhältnissen), Ausriegelung mit Querstangen, beides in größeren Abständen (Grundschwellerwirkung, daher nötigenfalls Beschütten der Sohle in den Feldern mit Splitt, Schotter). Faschinenteppeich, durch Querriegel festgehalten. Auslegung der Sohle mit Holzprügeln (Holz ständig unter Wasser). Steinablage auf Sohle, Größe der Steine nach Schleppkraft. Sohle und Böschungen bis *MW* mit Steinberollung, über *MW* Rasenziegel. Bruchsteinpflaster (mit Zementmörtel vergossen bis $v_m = 6 \text{ m/s}$). Bei größeren Flußläufen: Ablegen der Sohle mit entsprechend großen Steinen, wenn nötig Einbau von Sohlswellen als Haltepunkte.

Querschnitte. Die Abb. 32a bis d stellen nur grundsätzliche Formen dar. Sie sind den nachstehenden Erläuterungen entsprechend anzuwenden. Die Form ist beeinflusst von der Abflußmengendauerlinie. Bei neuen Querschnitten versuchen eine steile Dauerlinie in eine flache umzuwandeln. Aus bautechnischen Gründen wird Trapezquerschnitt mit waagrechter Sohle gewählt. Eine gebrochene Sohle gleicht sich durch Ablagerung bald aus, wenn die Form nicht ständig mit erheblichen Kosten unterhalten wird. Für die Uferbefestigung Angriffe in Krümmungen und durch Geschiebebewegung beachten. Böschungsneigungen 1:1,5 bis 1:4 je nach Boden und Befestigungsart. Außerhalb des hydraulisch beanspruchten Teiles des Querschnittes Randstreifen für Baumbewuchs. Da Neupflanzungen vielfach an trockenen Hochuferland zu stehen kommen, muß Artenzusammenstellung gegenüber der bisherigen geändert werden.

Einfacher Trapezquerschnitt. Vollkommen in das Gelände eingeschnitten (Abb. 32a): Nur bei kleinen Unterschieden zwischen *NQ*, *MQ* und *HQ*, kurzer Dauer des *HW* oder wenn nicht

¹ HAUTUM: Die Regelung kleiner Wasserläufe. Dtsch. Wasserw. 33 (1938) S. 313. — KEUTNER: Regelung kleinerer Wasserläufe. Bauingenieur 19 (1938) S. 168.

² Siehe Abschnitt: Landwirtschaftlicher Wasserbau, S. 1219.

HHQ durch Querschnitt abzuleiten ist, da sonst *NW* und die Sohle unzulässig tief gesenkt werden müssen. Teilweise eingeschnitten, teilweise über Gelände (Abb. 32b): Bei großen Unterschieden zwischen *NQ*, *MQ* und *HQ* und bei Forderung, daß auch *HHQ* im Querschnitt bleiben soll. Meist nicht möglich hierbei genügende Tiefen und Geschwindigkeiten gegen Ablagerungen und Verkräutung zu erreichen. Temperaturanstieg des seichten Wassers begünstigt Wachstum von Sumpfpflanzen. Hohe, steile Böschungen neigen zu Abrüchen auf ganzer Höhe, wenn sie nicht stark befestigt, sondern nur mit Rasen ausgekleidet werden, der leicht austrocknet.

Gegliederte Querschnitte verkleinern die Unterschiede der Wasserstände, vermeiden zu tiefe Lage der Sohle, unterteilen hohe Böschungen, im *MW* Bett auch bei *NQ* genügende Tiefe und hinreichende Geschwindigkeit. *MW* Bett fischereilich nutzbar bei entsprechender Uferbefestigung (Steinsatz auf Kies), niedrigere Wassertemperatur, Vorländer landwirtschaftlich nutzbar. Keine Querswellen auf Vorländern. Vollkommen eingeschnitten (Abb. 32c). Wo Unterschied *NQ*, *MQ* und *HQ* nicht zu groß und *HHQ* nicht durch Querschnitt abzuführen ist. Teuer, da viel Erdaushub. Sohle muß meist zu tief liegen. Für *HHQ* nur verwenden, wo Deiche vermieden werden müssen. Teilweise eingeschnitten mit Deichen (Abb. 32d): Bei hohen *HW* Ständen,

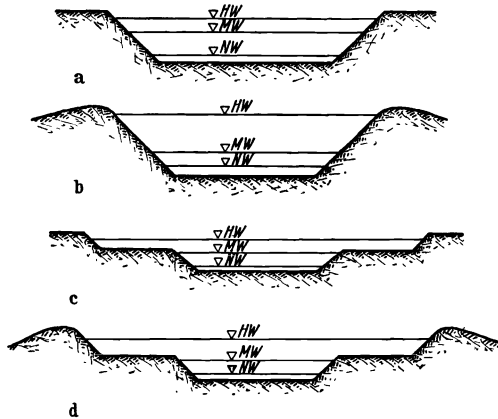


Abb. 32a bis d. Grundsätzliche Formen von Querschnitten.

großen Unterschieden zwischen *NQ*, *MQ* und *HQ* und langer Dauer des *HW*. Die Vorländer sind gegen das *MW* Bett etwa 1:40 zu neigen und können auch einseitig angelegt werden, wenn die Linienführung des *MW* Bettes sich dadurch besser in die Landschaft einpaßt. Dabei kann die Leistung des Vorlandes durch Abgrabung gesteigert werden (S. 936).

Linienführung ist landschaftsgebunden und der lebenden Natur angepaßt und untergeordnet zu entwerfen. Möglichst der tiefsten Tallinie und den Kennzeichen des Tales folgen: Prallhänge, keine willkürliche Zerschneidung guter Flureinteilungen, wertvolle Baumgruppen der Landschaft oder des alten Bettes schonen und als Richtpunkte benutzen. Fischereilich wertvolle Altarme mit ihrem Bewuchs als natürliche Teile der Landschaft erhalten und pflegen. Baumbestände auch am Ufer und im Vorland berücksichtigen, soweit nicht zwingende hydraulische Forderungen entgegenstehen (unberechenbare Vergrößerung der Rauigkeit, Hebung des *HW* Spiegels durch Strauchbewuchs, Gefahr der Einrisse und Verwilderung des Flußbettes). Weit ausholende Schleifen verzögern Vorflut, sind Anlaß zu Wasserspiegelhebungen, Grundwasserstauungen, Versumpfungen. Sie sind auszuschneiden. Der natürliche Grundriß ist überwiegend der Kreisbogen. Halbmesser nicht unter $5B$ (B = Regelungsbreite bei *MQ*). Längere Bogen nicht mit wechselnden Halbmessern. Gegebenenfalls Übergangsbogen mit $H = 10$ bis $20B$. Vorhandene, nicht zu scharfe Krümmungen aus Kostenersparnis benutzen, nötigenfalls abflachen. Im Flachland stören gerade Flußstrecken weniger als im Gebirge; aber auch hier lange gerade Strecken durch schwache Krümmungen mit kurzen Zwischengeraden ersetzen.

Regelungsmittel. Durchstich und Abflachen von Krümmungen, Beseitigung von schädlichen Flußspaltungen, Veränderung der Querschnitte unter Bei-

behaltung der gegebenen Linienführung, Verbesserung von Bauart und Neigung der Ufer. Ganze Flußverlegung. Für neue Ufer werden überwiegend Leit- und Parallelwerke angewendet. Verbreiterung möglichst nur einseitig und auf der baumärmeren Seite. Den natürlichen Uferbewuchs weitgehend erhalten.

Regelung innerhalb von Ortschaften. *HHQ* unbedingt schadlos abführen. Bei gewöhnlicher Sinkstoffführung Einheitsquerschnitt, gegebenenfalls Aufstau durch niedere Schwellen um ständig das breite Bett auszufüllen. In der Linienführung Verlandungsmöglichkeit vermeiden. Bei Zufuhr von Schlamm (Fäkalien) Querschnitt so unterteilen, daß auch *NQ* und *MQ* Sinkstoffe sicher abführen (Abb. 33). Bei starker Geschiebeführung einfachen Querschnitt mit starker Sicherung von Böschung und Sohle. Große Abstürze innerhalb der Ortschaft

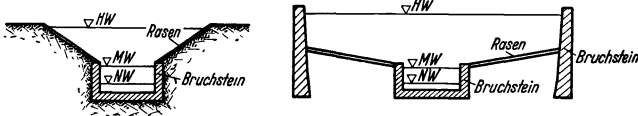


Abb. 33.

vermeiden. Natursteine an Ufern, Böschungen und Sohle verwenden, auch wegen des vielfach vorkommenden aggressiven Wassers (Humus-Kohlensäure u. ä.). Begrünen der Ufermauern.

4. Die Regelung größerer Flüsse.

a) Flüsse mit starker Geschiebeführung.

Wildbäche, kleinere Fluß- und Bachläufe aus den Alpen und Mittelgebirgen bringen vielfach große Geschiebemengen, deren Abführung ohne schädliche Auflandungen oder Eintiefungen, die Beseitigung von Überschwemmungen und Versumpfung und die Schaffung einer geordneten Vorflut Aufgabe der Regelung ist. Sie ist Voraussetzung für den Ausbau der Wasserkräfte. Da der Fluß zumeist verwildert und gespalten ist, handelt es sich in erster Linie um die Schaffung eines einheitlichen Flußbettes für die *MW* Stände, wobei jedoch das *HW* mitgeregelt werden sollte, um die *MW* Regelung zu unterstützen und zu erhalten. Wesentlich ist es hierbei, einen günstigen Beharrungszustand der Wasserstände und des Geschiebehaushaltes zu erzielen.

Ältere Regelungen (Korrekturen) streckten den Grundriß zu stark, um Sohlenvertiefungen zu erreichen (und schnürten den Querschnitt durch Parallelwerke ein). Das Fortschreiten der Eintiefungen konnte nicht aufgehalten werden, die Auflandungen am Ende der Korrektionsstrecke zwangen zur Fortsetzung der Regelung flußabwärts. Den Mängeln wird durch Einbau von Abstürzen (Stützwehren), von Sohlenschwellen und durch Querschnittsänderungen begegnet. Bei weiter absinkendem *UW* erfordern die Wehre mehrere gestaffelte, zeitlich nacheinander einzubauende Sturzböden.

Regelungsarten. Für Wasserstände, Wasserspiegel- und Sohlenlängsschnitt gelten die Ausführungen unter III 1c und III 3. Ob ein einheitlicher Querschnitt für *NQ* bis *HHQ* oder ein gegliederter Querschnitt anzuwenden ist, wird entschieden durch die zulässige Eintiefung und die Feststellung des Widerstandes der Sohle (Schleppkraftgrenzwert) in der erwünschten Tiefe. Der Grundriß, ebenfalls abhängig von dem angestrebten Maß der Eintiefung und der dazu nötigen Laufverkürzung und Gefällsvermehrung, soll sich weitgehend den vorhandenen Windungen anschließen, wobei jedoch zu vermeiden ist, daß der Hochwasserstromstrich das Mittelwasserbett quert. Die Regelbreite ist mit *MQ* oder bei einheitlichem Querschnitt mit *HQ* zu berechnen.

Regelungsmittel. Bei der Regelung mit Leitwerken (Abb. 34) kann es zunächst genügen die äußeren Ufer auszubauen und die inneren Ufer unter Anwendung beweglicher Bauten sich bilden zu lassen. Die Länge der Leitwerke an den äußeren Ufern überschneidet sich dabei, um den Übergang zu sichern. Wo der Talweg die Uferseite verlassen soll, kann ein flußabwärts kleiner werdender Halbmesser des Leitwerks nötig werden. Bei Querbauten können nur schwerste Bauweisen

angewendet werden, die trotzdem bei großen Geschiebeeinbrüchen gefährdet sind. Die Umlagerung des Geschiebes muß der Fluß selbst besorgen. Baggerungen auf das äußerste Maß beschränken. Ebenso Durchstiche.

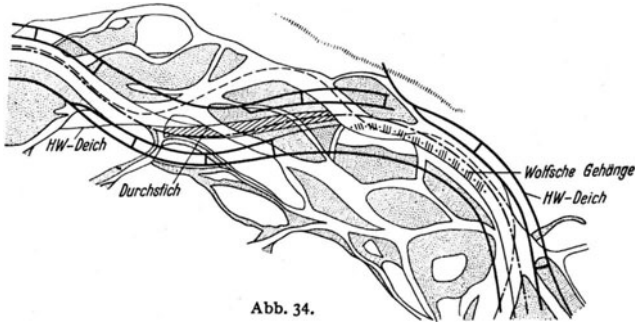


Abb. 34.

b) Flüsse ohne nennenswerte Geschiebeführung.

In dem im allgemeinen schon einheitlichen Flußbett sind die Ufer zu sichern, übermäßige Schlingelungen durch Abflachungen oder Durchstiche zu verbessern, wobei jedoch Störungen des meist im Beharrungszustand sich befindlichen Längsschnittes zu vermeiden sind. Zur Vergrößerung der Tiefe für die Schifffahrt und

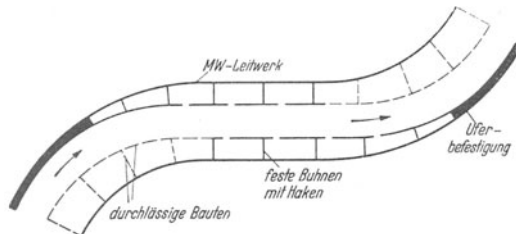


Abb. 35.

zur Aufnahme von Schmutzwassermengen wird der Querschnitt in Höhe des NQ oder MQ eingengt. Verlandung von Altarmen oder Bühnenfeldern, Sicherung der hochwasserüberströmten Vorländer, sowie volle oder teilweise Regelung des Hochwassers.

Regelungsmittel. Leitwerke bis auf MW Höhe. Durch NW oder MW Bühnen mit Haken (Abb. 35) entsteht beiderseitiger oder einseitiger gegliederter Querschnitt. Bühnenfelder für Fischerei wertvoll. Verlanden durch Schwebstoffablagerung kann durch lebende Verbauung gefördert werden. Wegen Querschnittseinengung zu hohe Auflandung unzulässig. Am inneren Ufer durchlässige Längs- und Querbauten.

Felsstrecken können erwünschte oder unerwünschte Haltepunkte im Längsschnitt sein. Wo Tieferlegung nötig, ist wegen der Senkung der Wasserspiegel und Verminderung der Wassertiefe flußaufwärts vorsichtig vorzugehen.

5. Die Regelung der Ströme.

a) Mittelwasserregelungen¹.

Zweck. Herstellung eines einheitlichen Bettes bis zum MW . Sicherung der Ufer gegen Abrüche und Eintreiben des Bodens in den Strom. Vermeidung von Landverlust. Schaffung ausreichender Vorflut. Beseitigung der Eisgefahren durch Ausgleich der unregelmäßigen Uferbegrenzungen. Verbesserung der Schiff-

¹ WINKEL: Die Grundlagen der Flußregelung. Berlin 1934.

fahrtsverhältnisse wird mit erreicht, ist im allgemeinen jedoch nicht der ursprüngliche Zweck.

Regelungsarten. Die große Linie des Stromes wird belassen. Mittels Durchstiche, Abflachungen, Entfernung von Flußspaltungen wird ein Grundriß geschaffen, der sich zwar weitgehend an das vorhandene Strombett hält, jedoch scharfe Krümmungen, Engen oder übermäßige Breiten beseitigt. Starke Streckungen haben zu übermäßigen Eintiefungen im Längsschnitt geführt und unerwünschte Geschiebe- und Sandbewegungen hervorgerufen.

Regelungsmittel. Leitwerke oder Buhnen bis *MW* Höhe schränken den einheitlichen Querschnitt bis zur geschlossenen Abführung des *MQ* ein. Anlehnung der Buhnen an Hochufer.

Die *MW* Regelung der mitteleuropäischen Ströme ist mit Erfolg abgeschlossen. Oberrhein: Parallelwerke über *MW*. Mittel- und Niederrhein: Leitwerke, *MW* Buhnen (Bedürfnisse der Schifffahrt waren ausschlaggebend). Weser: *MW* Leitwerke und Buhnen. Elbe: in überwiegendem Umfang *MW* Buhnen, Deckwerke. Oder: *MW* Buhnen. Weichsel: *MW* Buhnen und Parallelwerke. Memel: *MW* Buhnen und Deckwerke. Donau: Parallelwerke auf *MW*.

b) *Niedrigwasserregelungen.*

Zweck. Verbesserung der Wasserstraße¹ durch Herstellung der größtmöglichen Breite und Tiefe einer Fahrwasserrinne. Grenze dadurch gegeben, daß aus landeskulturellen Rücksichten schädliche Höhenbewegungen des Wasserspiegels und der Sohle zu vermeiden sind. Hierdurch ergibt sich die zulässige Einengung des Stromes und die erreichbare Tiefe beim niedrigsten schiffbaren Wasserstand. Genügt die Tiefe den Anforderungen der Schifffahrt nicht, kann die Abflußmenge bei *NSQ* durch Zuschuß aus Speichern vergrößert werden (Abschnitt *Wasserwirtschaft*).

Regelungsart. Sind in geschiebe- oder sandführenden Strömen bei der vorausgegangenen *MW* Regelung tiefe Kolke mit ungenügender Fahrwasserbreite und breite Übergänge mit mangelnder Fahrwassertiefe entstanden, so sind die Höhen- und Breitenunterschiede durch Linienführung und Querschnittsausbildung auszugleichen. In das *MW* Bett wird durch besondere Bauwerke ein *NW* Bett eingefügt, innerhalb dessen sich die Fahrwasserrinne ausbildet.

Linienführung². An der Außenseite von ausgesprochenen Bogen des *MW* Bettes ist das *NW* Bett festzulegen. Um zu starke Glättung des Bettes (S. 902) zu vermeiden, sind dazwischen weitere Windungen so einzuschalten, daß schlanke Übergänge entstehen, wobei die Abstände von Scheitel zu Scheitel möglichst gleichmäßig sein sollen (großen Abstand auf kleinen vermeiden). In Stromstrecken mit wenig veränderlichem Sohlenbild gibt der bestehende Zustand Anhaltspunkte für die Führung. Bei veränderlicher Sohle ist die Linie ohne Rücksicht auf den augenblicklichen Zustand zu entwerfen. Die Elemente ergeben sich aus den vergleichenden Betrachtungen der Sohlenumbildung. Der Strom ist so zu führen, daß er die angestrebten Querschnitte selbst herstellt und erhält. Zu beachten ist, daß nicht *NQ* sondern etwa *MQ* und größere Abflußmengen die Sohle umbilden und daher die Achse des *NW* Bettes der Richtung des *MW* zu folgen hat. Die Windungslänge des vorhandenen Talweges ist nicht ausschlaggebend für das *NW* Bett. Achse im Scheitel Kreisbogen, anschließend Übergangsbogen (Korbogen, Lemniskate).

Querschnitte. Die für die Solltiefe *T* des *NW* Bettes notwendige Breite *B_s* kann nur in Strömen mit geringer Geschiebe- oder Sandbewegung voll ausgebaut werden. In Krümmungen ist für lange Schleppzüge *B_s* zu vergrößern. Bei starker Geschiebebewegung ist sowohl max *T* wie *B_s* größer zu wählen, um trotz Geschiebeverlagerungen im *NW* Bett *B_s* und *T* zu erreichen. Im allgemeinen kann *B_s* im Kolk und Übergang gleich sein, bei langgestreckten Übergängen empfiehlt sich *B_s* um 7 bis 10% einzuschränken. Anhaltspunkte für die Neigungen der Begrenzungen des *NW* Bettes lassen sich aus den gegen den Talweg geneigten Flächen der vorhandenen Geschiebe- oder Sandbänke ermitteln.

Übergangsquerschnitt (Abb. 36); Neigung 1 : *z*; *z* = 5 obere Oder, 8 Weser, 10 Oberrhein, Donau, mittlere und untere Oder, 15 Oberrhein (obere Strecke), 20 Flachlandstrecke der Elbe.

¹ Abschnitt: Binnenverkehrswasserbau.

² WITTMANN: Dtsch. Wasserw. 24 (1929) S. 167. — Dtsch. Wasserw. 37 (1942).

Kolkquerschnitt (Abb. 37) Neigung 1 : x , $x = 3$ Oberrhein, 5 Elbe, Weser. Neigung 1 : y ; $y = 13$ Weser, 20 Oberrhein, Donau, 32 bis 42 Kopschwellen der Elbe. $1/x + 1/y$ möglichst gleichbleibend. Wechsel zwischen Kolk und Übergangsquerschnitt stetig.

Regelungsmittel. Bei Strömen, deren *MW* durch Parallelwerke geregelt ist, werden *NW* Bühnen an die Leitwerke angeschlossen (Abb. 21). Bei *MW* Regelung durch Bühnen können die *MW* Bühnen bis in die neue Linie in voller Höhe vorgezogen oder verkürzt werden oder es werden zur weiteren Einschränkung

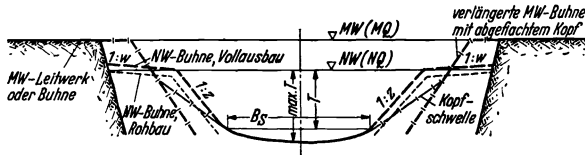


Abb. 36

an die *MW* Bühnen Kopschwellen angesetzt (Abb. 36, 37). Bei wandernden Sandbänken und um eine zu starke Einschnürung durch die *MW* Bühnen zu vermeiden ist es vorteilhafter, die Kronen der *MW* Bühnen gegen das Ufer zu tiefer und in das Gefälle der anschließenden Kopschwelle oder *NW* Bühne zu legen. Bei ungünstiger Lage der Leitwerke Zurückverlegen, um bessere Bogenanlehnung zu erzielen. Niedrigwasserleitwerke haben sich nicht bewährt.

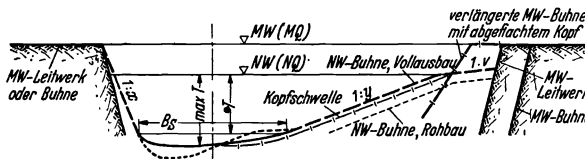


Abb. 37.

Bauweise. Der Strom muß die Sohle selbst umbilden, Baggerungen nur Behelfsmittel und zur Gewinnung von Baustoffen. In Abschnitten beginnen, in denen der Talweg in der angestrebten Lage liegt, von hier aus durch schrittweises Vorgehen nach oben oder unten die Umlagerung der Sohle in der gewünschten Weise beeinflussen, so daß tiefe Kolke aufgelandet werden und ihre Verbauung geringere Baumasse erfordert¹. Die durch hydraulische Rechnung gefundene Querschnittseinschränkung wenn möglich nicht von vornherein vollständig ausführen (Abb. 36, 37), sondern zunächst die Werke im Rohbau kürzer und tiefer halten und erst beim Vollausbau auf volle Länge und Höhe bringen. Besondere Vorsicht geboten, wenn Sohlenlängsschnitt und Geschiebehauhalt nicht im Gleichgewicht. Sorgfältige und fortwährende Überwachung der Veränderung der Sohlenform (Aufnahme von Tiefenschichtplänen nach einheitlichen Gesichtspunkten).

IV. Hochwasserschutz.

Der Hochwasserschutz umfaßt alle Maßnahmen zur Verhinderung oder Verminderung der *HW*-Gefahren (Überschwemmungen). Der nützlichste Hochwasserschutz ist die Zurückhaltung der *HQ* in Speichern zur Anreicherung der *NQ* in Trockenzeiten. *HW*-Querschnitte und Kanäle werden dadurch jedoch nicht überflüssig, sondern sind Ergänzungen. Sie können wegen der dann seltenen Beanspruchung der landwirtschaftlichen Nutzung als Grünland zugeführt werden.

1. Wasserwirtschaftliche Maßnahmen².

Verminderung der *HQ* durch Zurückhaltung. Im oberen Einzugsgebiet: Wesentlich solche Nebenflüsse zu speichern, die die Form und Höhe der *HW*Welle

¹ WITTMANN: Dtsch. Wasserw. 37 (1942).

² KÖBLER: Dtsch Wasserw. 36 (1941) S. 589.

zeitlich und örtlich beeinflussen, daher Analyse der *HW* Welle auf ganzer Flußlänge. Voraussetzung, daß geeigneter Speicherraum vorhanden ist. *Beim Austritt aus dem Gebirge oder im Flachland:* Zurückhaltung in flachen Rückhaltebecken (Polder). Verfahren siehe Abschnitt Wasserwirtschaft.

Zeitweise Überschwemmungen im Rückhaltebecken ertragen: Feldahorn, Weißerle, Weißbuche, Schwarzpappel, Korbweide, alle *Salix*arten. Empfindlich sind: Bergahorn, Schwarzerle, Rotbuche, Weißtanne, Fichte, gemeine Kiefer. Wegen zulässiger Höhe und Dauer der Überschwemmung, der Anlage von Zuleiter-, Verteiler-Entwässerungsgräben Forstbehörde fragen.

2. Bautechnische Maßnahmen.

a) Trennung der Hochwassermenge.

Durch besondere Entlastungskanäle, Flutmulden, Umleitungen, die nur den schädlichen Teil des *HHQ* aufnehmen.

Umleitungen sind besonders bei der Gefährdung von Siedlungen geeignet, bei denen man eine völlige Flußverlegung nicht anwenden will. Bei der Abzweigung Trennbauwerk (Wehr) nötig. Bei beweglichen Verschlüssen selbsttätige Einrichtungen. Entlastungskanäle in flachem Gelände für *HW* Spitzen, gegebenenfalls auch hierbei noch streckenweise Verminderung der *HQ* des Kanals durch Abzweig in geeignete Rückhaltebecken. Hierdurch werden Einfluß der *HW* Welle auf Hauptfluß vermindert und die Baukosten ermäßigt. Da Entlastungskanal nicht als Vorfluter zu dienen hat, kann die Höhenlage nach Massenausgleich bestimmt werden.

b) Lenkung des Hochwassers.

Die *HHQ* bleibt im Tal und folgt dem Lauf des Flusses. Sie wird durch zweckmäßigen Querschnitt und Deiche geführt. Es ist zu prüfen, ob alle *HQ* bis zur größten Menge zwischen den Deichen abzuführen sind (Volleindeichung, völliger Hochwasserschutz) oder ob wegen unzulässiger Stauwirkung und Beschleunigung der Hochwasserwelle nur Teile der *HHQ* eingedeicht werden dürfen. Der zeitliche Verlauf, die Häufigkeit, Höhe und Fließgeschwindigkeit des bisherigen *HW* ist dem künftigen, aus dem bisherigen errechnet, gegenüberzustellen. Völliger Hochwasserschutz macht den Übergang von der Grün- zur Ackerwirtschaft möglich, der eine grundsätzliche Umstellung der bäuerlichen Wirtschaft des Tales zur Folge haben kann¹.

Nachteile der Volleindeichung. Entzug der fruchtbaren Überschwemmungen (können ersetzt werden durch Düngung), Ansteigen des Grundwassers bei lang dauernden Hochwasserständen (Qualm-Dränge-Kuerverwasser binnendeichs, das den Boden auslaugt), Sinkstoffablagerung auf den Vorländern, Gefahr des Deichbruches mit Zerstörung wertvoller Anlagen, die vor der Eindeichung nicht möglich waren. *Nachteile der Teileindeichung:* Deiche werden von *HHQ* überströmt, wodurch die Gefahr des Deichbruches vergrößert wird. Nur teilweiser, vielfach zeitlich nicht bestimmbarer Schutz des Binnenlandes, wodurch landwirtschaftliche Nutzung und Siedlungsmöglichkeit eingeschränkt ist.

Flußquerschnitt nach Abb. 31 d, wobei das Vorland breit und Neigung nach dem Fluß zu hat (Abb. 38). Höhenlage des Vorlandes wegen der Nutzung

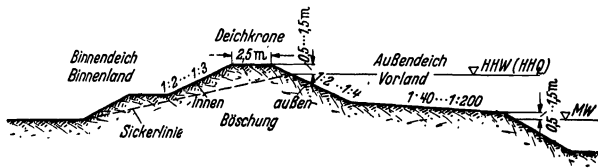


Abb. 38. Querschnitt eines Volleides.

als Grünland 0,5 bis 1,5 m über *MW* je nach Unterschied *MW/HHW*, obwohl tiefegelegenes Vorland hydraulisch zweckmäßiger ist. Bepflanzung mit festem, dichtem Rasen, keine festen Querbauten auf Vorland.

Bei der *hydraulischen Berechnung*² werden Q_1 , Q_2 und Q_3 der einzelnen Teilflächen des gegliederten Querschnitts H mit dem zugehörigen Geschwindigkeitsbeiwert k gesondert gerechnet und Q_{ges} aus $Q_1 + Q_2 + Q_3$ gebildet. Die Rechnung ist genügend genau.

¹ HAUTUM, MÜLLER, ZEIDLER: Dtsch. Wasserw. 36 (1941) S. 185.

² NATERMANN u. MÖHLMANN: Neue Wege für Abflußberechnungen in offenen Gerinnen. Bautechn. 14 (1936) S. 798.

c) Die Deiche.

Grundrißanordnung. Geschlossene Deiche sind hochwasserfrei an hochliegendes Gelände angeschlossen. Offene Deiche werden nur oben hochwasserfrei an das Gelände herangeführt und verhindern schädliche Überströmung, ermöglichen aber Einstau. Rückstauedeiche an Nebenflüssen beim Stau des Hauptflusses müssen bis zum hydraulischen Stau bei *HHW* des Hauptflusses reichen. *Schaardeich*, Deich ohne Vorland. *Ringdeich* umgibt einzelne Gehöfte oder Siedlungen. *Schlafdeiche*, alte Deiche, die durch neue überflüssig geworden, dienen als zweiter Schutz

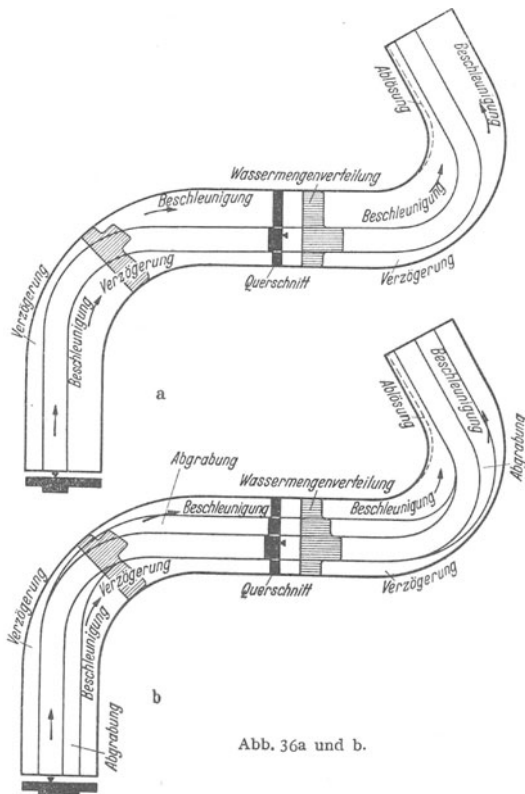


Abb. 36a und b.

bei Deichbrüchen. *Flügeldeiche*, vom Hauptdeich abzweigende, gegen das Gelände abfallende Deiche zum Schutz breiten Vorlandes.

Höhenlage und Querschnitt. Voll(Winter)deiche kehren die *HHW* (Abb. 38), Überlauf(Sommer)deiche nur *HW*. *Überlaufdeich*: Kronenbreite 1,0 bis 2,0 m, 0,3 bis 0,6 m über *HW*, Innenböschung wegen Überströmung 1:3 bis 1:10, Außenböschung 1:2 bis 1:3. In Überlaufstrecken Krone 0,3 bis 0,5 m unter Deichkrone, flache Innenböschung bis 1:40. Bei *Volldeich* verstärkt Binnenberme den Deichfuß, besonders bei langdauernden Hochwassern erwünschte Sicherung gegen Auftreten der Sickerlinie (Neigung 1:6 bis 1:8 in sandig lehmigem Boden). Liegt der Deich quer zur vorherrschenden Windrichtung in breiten Hochwasserquerschnitten Erhöhung der Krone wegen Wellengangs und Sicherung durch Pflaster. Auch wenn das Hochwasser große Mengen von Schwebstoffen mit sich führt,

können infolge Vergrößerung des Einheitsgewichtes des Wassers sich Erhöhungen gegenüber klarem Wasser ergeben¹. In beiden Fällen die Deichkrone 1,5, besser besser 2,0 m über *HHW* legen. Für den Verkehr dienen Deichrampen 1:12 bis 1:20, außendeichs stromab gerichtet, oder Deichlücken, die bei *HW* geschlossen werden. Ausrundung des Querschnitts, um den Deich in die Landschaft einzufügen, darf unter keinen Umständen zur Schwächung des Deichkörpers führen.

Linienführung². Die Deiche möglichst in Richtung des Hochwasserabflusses führen und schlanke Linien wählen. Unvermittelte, starke Erweiterungen und Einengungen wegen Eisversetzung und Querströmungen vermeiden. Abstand der Deiche in geraden Strecken gleichmäßig. In stark gekrümmten Strecken Verschiebung der Achse des *HW* Bettes gegen die Achse des *MW* Bettes, um die Vorländer in die wirkungsvollen Bereiche der Beschleunigungsstrecken (Abb. 7) zu bringen (Abb. 39a). Die Hochwasserhöhe kann durch *Abgrabungen der Vorländer* gesenkt werden. Sie müssen in Bereiche der großen Geschwindigkeiten gelegt werden, um den größtmöglichen Anteil der Abflußmenge zu übernehmen und nicht zu verlanden (Abb. 39b).

Bauausführung. Als *Deichboden* sehr geeignet ist sandiger Lehm oder stark lehmiger Sand. Dichtere Bodenarten auf Wasserseite, durchlässige auf Binnen-seite. Fetter Ton nur als Dichtungskern. Deichquerschnitt entweder einheitlich aus gleichem Boden oder besondere Dichtungsschichten an Wasserseite oder im nach unten verlängerten Kern. Das *Deichlager* (Deichgrundfläche) ist besonders sorgfältig herzurichten: Rasen abtragen, seitlich stapeln, Mutterboden beiseite setzen, Sträucher, Bäume, Wurzeln entfernen, nötigenfalls Längsgraben unter das Deichlager. In Längsrichtung Furchen mit dem Pfluge. Bei Neigung des Geländes quer zum Deich Abtreppen der Deichgrundfläche. *Hochführen* des Deiches in Lagen bei Handbetrieb 0,20 bis 0,30 m, bei Maschinenbetrieb 0,50 m hoch. Sackmaß (bis zu 10%) beachten. Außenböschung um den Rasenziegeln befestigen auf Binnenböschung etwa 0,10 m Mutterboden aufbängen und ansäen. Besondere Grassamenmischungen³. Beste Bauzeit im Frühjahr. An besonders gefährdeten Stellen Befestigung der Außenböschung durch Pflaster.

Einmündung von Seitenflüssen. Rückstauedeiche bei Flüssen und Bächen. Siele, Schleusen bei kleineren Gewässern und Vorflutgräben als Durchlässe aus Röhren, Mauerwerk, Beton. Außendeichs nach außen aufschlagendes Stemmtor, Rückschlagklappe. Auf Binnenseite wenn nötig Schützverschluß gegen zu starkes Senken des Binnenwassers. Bei Einmündung stark hochwassergefährlicher Nebenflüsse mit höherer Sohlenlage besonderes Auslaßbauwerk mit Sohlensicherung und Absturzboden.

Unterhaltung und Verteidigung. Unterhaltung durch Deichverband. Jährliche Deichschau. Dichte Grasnarbe durch mehrmaliges Schneiden und gutes Düngen. Keine Bäume und Sträucher auf dem Deich, da Wurzeln Anfang von Sickergängen werden können. Am Fuß der Außenböschung mäßigen Sträucher den Wellenschlag und Eisdruck und beleben das Bild. Flachwurzelnende und feuchtigkeitsliebende Sträucher anpflanzen. Tierbauten, die sich besonders in größeren Gebüschgruppen finden, entfernen. Auf Binnenböschung einzelne Bäume. Schafweide günstig, Kuhweide nur auf flachen Vorländern mit schwerem Boden. Verteidigung gegen Wellenschlag durch Strauchwerk, Strohmatte, Gewebe, gegen Überströmen mittels Aufhöhung der Krone durch Sandsäcke oder Bretter, Auftreten von Quellen binnendeichs: Bei Trübung durch Bodenteichen besteht die Gefahr des Grundbruches. Sicherung durch Sandsäcke auf Außenseite. Aufwerfen eines Hilfsdeiches an der Binnenseite, um durch Wassergegendruck weiteres Lecken zu verhindern. Die Deichverteidigung ist einheitlich zu regeln und vorzubereiten und an den Hochwassermeldedienst anzuschließen. Wasserwehren sind zu unterrichten und Geräte bereitzuhalten.

¹ WINKEL: Bautechnik 19 (1941) S. 262 u. 424, 20 (1942) S. 31.

² WITTMANN, H.: Wasser und Geschiebebewegung in gekrümmten Flußstrecken. Die Führung von Hochwasserdeichen. Berlin 1938.

³ WEBER, A.: Ansaat von Böschungen und Deichen. Kulturtechniker 34 (1931) S. 61.

Stauanlagen. (Wehre und Talsperren.)

Von

Dr.-Ing. P. BÖSS,

Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Schrifttum.

Handbuch der Ing.-Wiss. 4. Aufl., Bd. 2. 1912. 1. Abtlg. bearb. v. REHBOCK, HILGARD u. GERHARDT.

SCHOKLITSCH: Der Wasserbau, Bd. 2. Wien 1930.

KULKA: Der Eisenwasserbau, Bd. 1. Berlin 1928.

Böss: Wehr und Stauanlagen. Sammlg. GÖSCHE Nr. 965. 1927.

Wehre.

I. Allgemeines über Wehre und Stauanlagen.

Unter Stauanlagen versteht man Bauwerke, welche den natürlichen Ablauf des Wassers in einem Fluß oder Kanal verändern und regeln. Hierzu dienen in erster Linie die Wehre und Talsperren.

Bei den Wehren ist der Hauptzweck die Aufstauung, bei den Talsperren dagegen die Aufspeicherung des Wassers. Da mit der Aufspeicherung in den meisten Fällen auch eine Hebung und umgekehrt verbunden ist, so ist diese Unterscheidung zwischen Wehren und Talsperren unsicher.

Wehre werden im allgemeinen unterströmt oder überflutet, die auftretenden Kräfte sind daher auch von den dynamischen Vorgängen abhängig. Talsperren dagegen werden in der Hauptsache durch statische Wasserdruckkräfte beansprucht.

Das preußische Wassergesetz vom 7. 4. 1913 (§ 106) trifft die Unterscheidung auf Grund des Sicherheitsgrades. Hiernach gehören zu den Talsperren Stauanlagen, bei denen die Höhe des Stauwerkes von der Sohle des Wasserlaufes bis zur Krone mehr als 5 m beträgt und das Sammelbecken, bis zur Krone des Stauwerkes gefüllt, mehr als 100000 m³ Wasser umfaßt.

Talsperren müssen stets auf gesundem, tragfähigem und genügend dichtem Fels, Wehre dagegen können auch auf Verwitterungsboden gegründet werden.

II. Zweck der Wehre.

Die Hebung oder Aufstauung des Wasserspiegels oberhalb eines Wehres kann zu folgenden Zwecken dienen.

1. Vergrößerung der Wassertiefe oberhalb eines Wehres. Erforderlich zur Einleitung des Wassers in Werkkanäle, da Flüsse meist flach und breit, Werkkanäle dagegen schmal und tief sind. Für Schifffahrtzwecke, um die nötige Fahrwassertiefe zu erhalten. Flußkanalisierung.

2. Verminderung der Schwankungen des Wasserspiegels zwecks Entnahme von Wasser für Bewässerungs- und Wasserversorgungsanlagen. Hierbei ist oft eine lange Überlaufkrone erforderlich, die durch schräge, gebrochene oder gekrümmte Grundrißformen erreicht wird.

3. Gewinnung an unmittelbarem Gefälle oder zur Verkürzung der Werkkanäle für Wasserkraftnutzung.

4. Aufspeicherung in geringem Umfang.

5. Verminderung der Wassergeschwindigkeit im Flußbereich oberhalb des Wehres zum Schutz der Sohle oder von Bauwerken, deren Erhaltung auf andere Weise nicht zu erreichen ist.

III. Wirkung der Wehre auf die Flußsohle und die anliegenden Uferstrecken.

Außer den durch den Wehrbau beabsichtigten Wirkungen treten auch Veränderungen bis weit stromaufwärts und stromabwärts ein. Diese sind vor Erbauung des Wehres genau zu prüfen. Der Zustand vor Erbauung des Wehres ist wegen späterer Einsprachen festzulegen.

Durch Hebung des Wasserspiegels oberhalb des Wehres und Verminderung der Wassergeschwindigkeit im Staubereich wird die Vorflut einmündender Wasserläufe verschlechtert und der Grundwasserstand gehoben.

Der früher im Fluß vorhandene Beharrungszustand in der Geschiebefracht wird gestört. Das Geschiebe und die Schwebestoffe bleiben im Staubaum liegen. Das über das Wehr abfließende

Wasser ist infolgedessen mit zu wenig festen Bestandteilen gesättigt, so daß unterhalb des Wehres ein erhöhter Angriff auf die Sohle solange stattfindet, bis der Gleichgewichtszustand zwischen Sättigung und Angriffskraft wieder hergestellt ist. Der Vorgang ist schematisch in Abb. 1 dargestellt. Die Erstellung einer Wehranlage ist an behördliche Genehmigung gebunden. Mit Einsprachen der Anlieger ist stets zu rechnen.

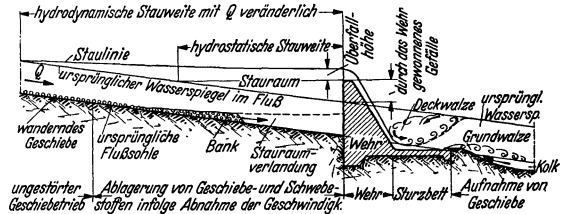


Abb. 1.

IV. Einteilung, Berechnung und Ausführung der Wehre.

Die Wehre teilt man ein in: A. Die festen Wehre, B. Die Heberwehre und C. Die beweglichen Wehre.

A. Die festen Wehre.

1. Die Einteilung der festen Wehre.

Bei den festen Wehren unterscheidet man nach der Bauart:

- a) wasserdurchlässige Wehre aus Buschwerk, Steinschüttung oder Holz mit Füllstoffen;
- b) massive Wehre aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton und Eisen, und
- c) aufgelöste Wehre aus einzelnen Pfeilern mit darüber gespannten Platten.

Wasserdurchlässige Wehre kommen in Betracht, wenn ein gewisser Wasserverlust in Kauf genommen werden kann. Sonst meist nur für vorübergehende Zwecke. Am bekanntesten die Steinkistenwehre aus Rundholz (Abb. 2), welches blockhausartig zusammengesetzt und mit Klammern, Nägeln und Schrauben verbunden wird. Der entstehende Hohlraum wird mit Kies und Steinen ausgefüllt. Besonders geeignet für Erbauung auf Felsboden. Nach längerer Zeit tritt auch bei den wasserdurchlässigen Wehren eine Dichtung durch Schlamm und Sand ein.

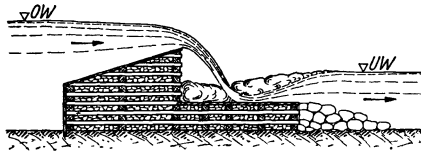


Abb. 2.

Die massiven Wehre werden in neuerer Zeit meist aus Beton mit oder ohne Steinverkleidung hergestellt. Sie bestehen aus dem eigentlichen Wehrkörper, den Widerlagern und dem Sturzbett mit Kolksicherung. Abb. 3 und 4 zeigen die gewöhnliche Form eines solchen Wehres. Die Überfallkrone wird zweckmäßig

nach einem bzw. mehreren zusammengesetzten Kreisbögen, oder nach einer Ellipse ausgebildet. Scharfe Kanten, an denen sich der Wasserstrahl ablöst, sind stets zu vermeiden. Je nachdem der überfallende Strahl auf der flach geneigten Abschußwand aufliegt, oder als freier Strahl herunterfällt, spricht man von einem Schuß- oder von einem Sturzwehr.

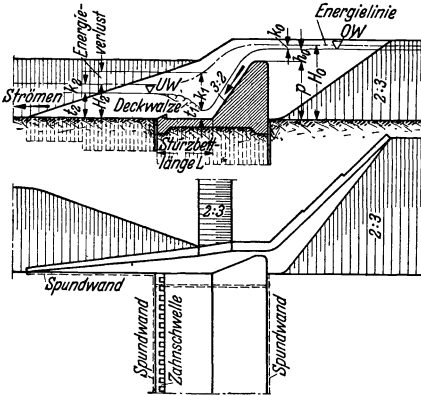


Abb. 3. Festes Wehr. Abfluß mit getauchtem Strahl.

Bei der Ausbildung der Widerlager müssen besonders im Unterwasser plötzliche Verbreiterungen des Querschnittes vermieden werden, da sich sonst Wirbel und Walzen ausbilden, welche die Böschungen und die Sohle in erhöhtem Maße angreifen. Die in Abb. 3 gezeigte Ausbildung der Widerlager vermeidet plötzliche Querschnittserweiterungen und hat sich gut bewährt.

Das *Sturzbett* unterhalb des Wehres hat den Zweck, die Energie des Strahles zu vernichten, bevor dieser auf die unbefestigte Flußsohle auftrifft. Nur bei gutem festem Felsuntergrund darf auf das *Sturzbett* verzichtet werden. Der

beste Energievernichter ist eine *Deckwalze*, in welcher durch Wirbelbildung Misch- und Stoßverluste die kinetische Energie teilweise in Wärme umgesetzt wird. Die Bildung einer *Deckwalze* auf dem befestigten *Sturzbett* ist daher Bedingung für eine ausreichende Energievernichtung. Ist die Unterwassertiefe für die Bildung einer *Deckwalze* nicht ausreichend, so muß durch ein entsprechend tief liegendes *Sturzbett* für das nötige Wasserpolster gesorgt werden.

Die Länge des *Sturzbettes* für hohe Wehre oder Staumauern kann aus der Formel von REHBOCK

$$L = 2 \max h + p/8$$

errechnet werden, worin L die *Sturzbettlänge*, $\max h$ die größte Überfallhöhe und p die Wehrhöhe in m

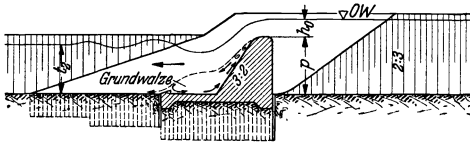


Abb. 4. Abfluß mit gewelltem Strahl.

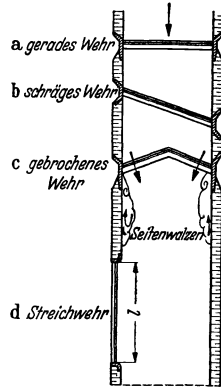


Abb. 5.

bedeutet. Die Formel gilt für $\max h < p/2$. Bei geringen Wehrhöhen p im Vergleich zur Überfallhöhe muß das *Sturzbett* erheblich länger werden, damit es bis zum Ende der *Deckwalze* reicht.

Die unmittelbar an das *Sturzbett* anschließende bewegliche Flußsohle ist ebenfalls starken Angriffen ausgesetzt. Hier hat sich die Anbringung einer *Endschwelle*, besonders einer *REHBOCKSchen Zahnschwelle* gut bewährt. Die Wirkung einer *Endschwelle* beruht auf der Bildung einer *Grundwalze* über der beweglichen Sohle, wie Abb. 1 zeigt. Nach der Grundrißgestaltung werden die Wehre in *gerade Wehre* (Abb. 5a), *schräge Wehre* (Abb. 5b), *gebrochene Wehre* (Abb. 5c) und *Streichwehre* (Abb. 5d) eingeteilt. Wegen der Bildung von *Seitenwalzen* sind schräge Wehre möglichst zu vermeiden.

2. Der Wasserabfluß über die festen Wehre und seine Berechnung.

Nach der Art des Wasserabflusses unterscheidet man *Überfallwehre* und *Grundwehre*. Beim Überfallwehr (Abb. 3) tritt der Abfluß mit getauchtem Strahl und Deckwalze, beim Grundwehr (Abb. 4) dagegen der gewellte Strahl mit Grundwalze auf. Da beim Überfallwehr die Wassergeschwindigkeit im Strahl größer als die Wellengeschwindigkeit ist, so kann sich ein Einfluß über das Wehr hinweg nicht bemerkbar machen. Es hat daher beim Überfallwehr eine Veränderung des Unterwasserspiegels keinen Einfluß auf die Lage des Oberwasserspiegels, während beim Grundwehr eine Änderung des Unterwassers auch das Oberwasser beeinflusst.

Die über ein Wehr abfließende Wassermenge beträgt:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2},$$

worin Q = Wassermenge in m³/s, B = Wehrbreite in m, h = Überfallhöhe in m gemessen im Abstände 4—5 h von der Stauwand und μ einen Abflußbeiwert bedeutet. Dieser ist abhängig von der Ausbildung der Wehrkrone, von der Wehrhöhe und von der Anströmrichtung des Wassers gegen das Wehr. Nach REHBOCK ist: für scharfkantige Plattenwehre (Meßwehre)

$$\mu = 0,605 + \frac{1}{1050 h_0 - 3} + 0,08 \frac{h_0}{p},$$

wobei h_0 und p in m eingesetzt werden müssen. Für Wehre mit kreiszylinderförmiger Krone oder deren Krone mit genügender Genauigkeit durch einen Kreisbogen vom Halbmesser = r ersetzt werden kann, ist:

$$\mu = 0,312 + \sqrt{0,30 - 0,01(5 - h/r)^2} + 0,09 h/p.$$

Die Abflußmenge über ein Streichwehr (Abb. 5d) ergibt sich nach ENGELS zu:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot \sqrt{2g} \sqrt{l^{2,5} \cdot h_u^5} \text{ in m}^3/\text{s},$$

wenn l die Länge des Wehres und h_u die Überfallhöhe am unteren Ende des Wehres bedeutet. Für abgerundete Wehrrücken kann $\frac{2}{3} \mu = 0,57$ gesetzt werden.

An das Wehr schließt sich flußaufwärts die Staulinie an (Abb. 6), für die als Ausgangspunkt ihrer Ermittlung die errechnete Überfallhöhe einzusetzen ist. Die Berechnung der Staulinie geschieht nach der Gleichung:

$$h = \frac{Q^2 \cdot l}{F_m^2 \cdot k^2 \cdot R_m^{4/3}} + \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g},$$

wobei für die Geschwindigkeit die GAUCKLERSche Formel $v = k \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$ zugrunde gelegt ist. Das erste Glied stellt das Reibungsgefälle, das zweite das Geschwindigkeitsgefälle dar. Die Berechnung muß bei strömendem Abfluß flußaufwärts fortschreitend durchgeführt werden. In der Formel bedeutet (Abb. 6)

- h = Höhenunterschied des Wasserspiegels im Querschnitt 1 und 2 in m
- Q = Wassermenge in m³/s
- l = Entfernung der beiden Querschnitte in m
- F_m = Mittlere Querschnittsfläche = $(F_1 + F_2)/2$ in m²
- R_m = Mittlerer hydraulischer Radius = R_m/p_m in m
- k = Geschwindigkeitsbeiwert (nach GAUCKLER)
- v_1 = Geschwindigkeit im Querschnitt 1 in m/s
- v_2 = Geschwindigkeit im Querschnitt 2 in m/s.

Bei verzögertem Abfluß ergibt sich das Geschwindigkeitsgefälle negativ. Der Wert h muß zunächst versuchsweise angenommen werden. Ein Beispiel für die Berechnung einer Staulinie ist in Tabelle 1 durchgeführt. Die Berechnung des Wasserspiegels im Unterwasser kann mittels der Impulsgesetze erfolgen.

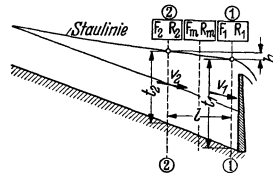


Abb. 6.

Tabelle 1. Beispiel zur Berechnung der Staulinie eines Wehres.
 Sohlenbreite des Flusses $B = 30,0$ m, Böschungen $1:2$, Geschwindigkeitsbeiwert für den Fluß $k = 45$ ($w = k \cdot v^{1/3} \cdot l^{1/3}$), Abflußmenge $Q = 139$ m³/s, Wassertiefe im ungestauten Fluß $t = 2,0$ m, Wehrbreite $B = 30$ m, Wehrhöhe $p = 4,0$ m, Abflußbeiwert für das Wehr $\mu = 0,75$, Überfallhöhe $h = 1,63$ m ($Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$), Gesamtwassertiefe am Wehr $t = 5,63$ m, Gefälle $I = 0,001$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Querschnitt	Abstand der Querschnitte	Höhenlage der Sohle	Höhenlage des Wasserspiegels	An- genommener Wert von h	Wassertiefe t	Querschnitts- fläche F	Mittlere Querschnitts- fläche F_m	Benetzter Umfang p	Mittlerer Benetzter Umfang p_m	Mittlerer hydraulischer Radius R_m	Geschwindig- keitsbeiwert k	Wasser- geschwindig- keit v	Geschwindig- keitshöhe $v^2/2g$	Geschwindig- keitsgefälle h_g	Reibungs- gefälle h_r	Einheitsgefälle des Wasser- spiegels	Berechneter Wert von h
0,00	500	0,00	5,630	0,010	5,630	232,3	219,6	55,20	54,10	4,04	45	0,60	0,018	-0,005	0,015	0,00002	0,010
500,00	500	0,50	5,640	0,015	5,140	206,9	194,9	53,00	51,90	3,76	45	0,67	0,023	-0,007	0,022	0,00003	0,015
1000,0	500	1,00	5,655	0,023	4,655	182,9	171,6	50,80	49,80	3,45	45	0,76	0,030	-0,008	0,031	0,00006	0,023
1500,0	500	1,50	5,678	0,034	4,178	160,3	149,6	48,70	47,67	3,14	45	0,86	0,038	-0,012	0,046	0,00009	0,034
2000,0	500	2,00	5,712	0,054	3,712	138,9	129,1	46,65	45,63	2,83	45	0,99	0,050	-0,019	0,073	0,00015	0,054
2500,0	500	2,50	5,766	0,087	3,266	119,3	110,6	44,60	43,70	2,53	45	1,16	0,069	-0,026	0,113	0,00023	0,087
3000,0	500	3,00	5,866	0,147	2,853	101,9	94,9	42,80	42,00	2,26	45	1,37	0,095	-0,032	0,179	0,00036	0,147
3500,0	500	3,50	6,013	0,231	2,513	88,0	82,6	41,20	40,64	2,04	45	1,58	0,127	-0,037	0,268	0,00054	0,231
4000,0	500	4,00	6,244	0,345	2,244	77,2	74,3	40,08	39,72	1,87	45	1,80	0,164	-0,030	0,375	0,00075	0,345
4500,0	500	4,50	6,589	0,691	2,089	71,4	69,7	39,35	39,16	1,78	45	1,95	0,194	-0,019	0,710	0,00091	0,691
5280,0 ¹	780	5,28	7,280		2,000	68,0		38,96				2,04	0,213				

¹ Von hier ab flußaufwärts besteht gleichförmiger Abfluß mit $t = 2,0$ m und $I = 0,001$. Stauweite des Wehres = 5280 m.

Zu jeder Tiefe t_1 beim schießenden Abfluß (s. Abb. 3) gehört bei der gleichen Abflußmenge eine bestimmte Tiefe t_2 beim strömenden Abfluß und umgekehrt. Es ergibt sich:

$$t_2 = \sqrt{t_1^2/4 + 4 t_1 k_1} - t_1/2,$$

worin t_2 die Wassertiefe beim strömenden Abfluß, t_1 die Wassertiefe beim schießenden Abfluß und $k_1 = v_1^2/2g$ die Geschwindigkeitshöhe für den schießenden Abfluß mit der Wassertiefe t_1 bedeutet.

Trotz Gleichheit der Impulskräfte vor und hinter dem Wechselsprung ergibt sich ein Gefälle der Energielinie und damit ein Energieverlust vom Betrage:

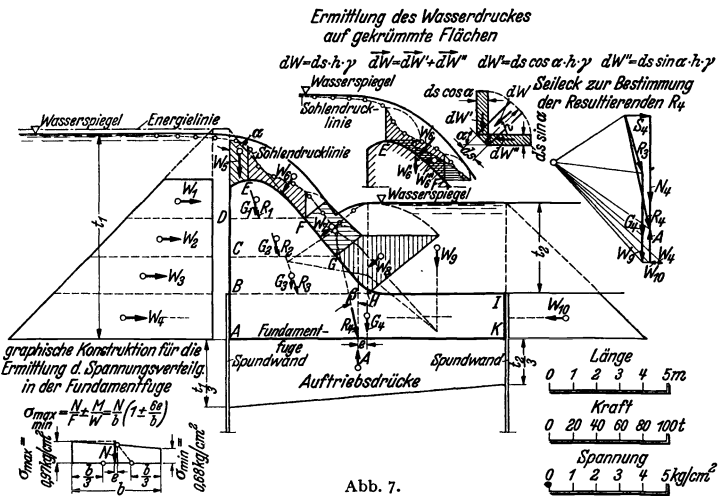
$$\Delta H = t_1 + v_1^2/2g - (t_2 + v_2^2/2g) = H_1 - H_2.$$

3. Bestimmung der auf ein Wehr wirkenden statischen und dynamischen Kräfte.

Der Standfestigkeitsberechnung hat die Bestimmung der auf das Wehr wirkenden Kräfte voranzugehen.

Die äußeren Kräfte sind: Der statische und dynamische Wasserdruck, der Erddruck und der auf die Auflagerfläche des Wehres wirkende Auftrieb und die Bodenreaktionen. Die inneren Kräfte bestehen aus dem Eigengewicht und den im Inneren des Wehres hervorgerufenen Reaktionskräften.

Während bei Talsperren im allgemeinen nur die statischen Wasserdrücke, d. h. die bei ruhendem Wasser vorhandenen Drücke in Rechnung gesetzt werden, muß bei einem über- oder unterströmten Wehr die Wirkung des dynamischen Druckes berücksichtigt werden, da der statische Wasserdruck teilweise in Bewegungsenergie umgesetzt wird.



Auf Abb. 7 sind die auf den Wehrkörper wirkenden Kräfte dargestellt. Durch die Krümmung der Stromfäden ist der Wasserdruck längs des Abfallrückens geringer, als er der Auflast entsprechen würde. Bei noch stärkerer Krümmung kann er in Sog übergehen, d. h. der Druck auf den Wehrrücken wird kleiner als der Atmosphärendruck. Bei der Bestimmung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen muß beachtet werden, daß er stets rechtwinklig auf das Flächenelement wirkt und in allen Richtungen gleich groß ist. Wie aus Abb. 7 hervorgeht, geschieht die Ermittlung der Resultierenden des Wasserdruckes durch Zerlegung in eine lotrechte und eine waagrechte Komponente.

Die Größe des Auftriebes hängt von der Länge des Sickerweges unter dem Wehrkörper und der Durchlässigkeit des Untergrundmaterials ab. In Abb. 7 ist er zu $1/3$ des statischen Wasserdruckes angenommen.

4. Standfestigkeitsberechnung der festen Wehre.

Die Bedingungen für die Standfestigkeit sind: Kippsicherheit, Gleitsicherheit, sowie der Nachweis, daß an keiner Stelle die auftretenden Spannungen die zulässige Beanspruchung des Materials überschreitet. Bei Wehren aus Naturstein und Beton dürfen an keiner Stelle Zugspannungen auftreten. Diese Bedingungen mit Ausnahme der Gleitsicherheit sind erfüllt, wenn die Resultierende in jeder Fuge durch den sog. Kern geht. Bei biegungsfestem Anschluß der Sturzbettplatte kann der Wehrkörper und die Sturzbettplatte als zusammenhängend betrachtet werden.

Überschläglich läßt sich der Neigungswinkel α der Abfallwand und damit der Wehrkörper aus der Formel $\alpha = 1/\sqrt{\gamma_m}$ berechnen, worin γ_m das spezifische Gewicht des Baustoffes bedeutet.

Die Sicherheit gegen Gleiten ist oft am schwierigsten zu erreichen. Der Winkel β der Resultierenden R_4 mit der Lotrechten auf die Lagerfuge darf nicht größer als der Reibungswinkel sein. Bei Felssohle ist gute Verzahnung des Wehres erforderlich. Eine statische Untersuchung eines Wehres unter Berücksichtigung der auf die gekrümmten Wehrflächen wirkenden dynamischen Kräfte ist auf Abb. 7 durchgeführt.

5. Sickerbewegung des Wassers unter dem Wehrkörper und die Berechnung des Auftriebes.

Bei Wehren auf durchlässigem Untergrund wie Sand und Kies ist besonderes Augenmerk auf die Durchsickerung unter dem Wehr und seitlich hinter den Widerlagern zu achten. Bei gleichmäßiger Durchlässigkeit nimmt der Druck

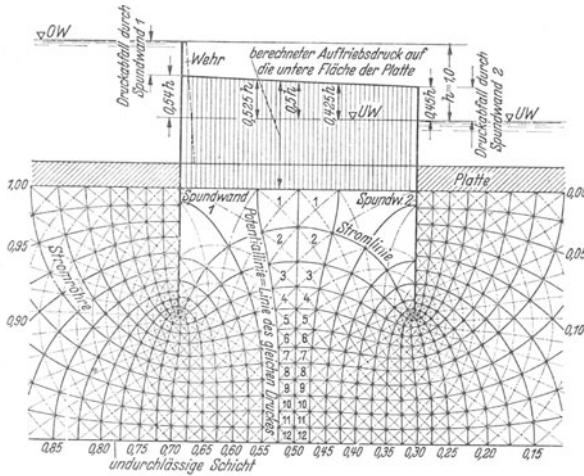


Abb. 8.

und damit der Auftrieb mit der Länge des Sickerweges ab. Die Verlängerung geschieht durch oberhalb des Wehres angeordnete Vorböden, sowie durch eine oder mehrere Spundwände und durch Verlängerung der unterhalb anschließenden Sturzbettplatte.

Die Wasserbewegung unter dem Wehr läßt sich am besten durch die Anwendung der Potentialtheorie ermitteln. Da die Trägheitskräfte infolge der geringen Geschwindigkeiten vernachlässigt werden können, entsprechen die Stromlinien bei zeitlich unveränderlicher Bewegung genau dem Verlauf der Wasserteilchen und die Potentiallinien den Linien gleichen Druckes (Abb. 8). Da durch jede Stromröhre die gleiche Wassermenge sickert, so ist die Geschwindigkeit umgekehrt proportional dem Abstände der begrenzenden Stromlinien. Da die rein rechnerische Ermittlung der Potentiallinien wegen der vorgeschriebenen Randbedingungen oft große Schwierigkeiten macht, so können diese auf Grund der Analogie mit der elektrischen Strömung oder mittels Farbfäden an einem Modell leichter auf dem Versuchswege gefunden werden¹. So sind die in Abb. 8 dargestellten Potentiallinien mit dem elektrischen Verfahren ermittelt, wobei das Ergebnis genau mit der rein analytischen Bestimmung von R. HOFFMANN [Grundwasserströmung unter Wehren. Östr. Wasserwirtsch. (1934) S. 174] für den gleichen Fall übereinstimmt.

Die unterhalb der untersten Spundwand nach oben gerichteten Stromlinien lockern das Bodenmaterial und können durch Mitnahme der feinen Bodenteilchen und Vergrößerung der Sickergänge zu einem Grundbruch und damit zur Zerstörung des Wehres führen.

Als Anhaltspunkt für die notwendige Länge des Sickerweges dienen die Formeln von BLIGH. Danach ist (s. Abb. 9)

$$C = l/h = \begin{array}{l} 18 \text{ für feinen Schlück} \\ 15 \text{ für feinen schlückhaltigen Sand} \\ 12 \text{ für groben Sand} \\ 9-5 \text{ für Mischungen von Sand, Kies und Gerölle.} \end{array}$$

Bei Wehren auf durchlässigem Boden ist auch die Gefahr einer Kolkbildung unterhalb des Wehres besonders groß, wodurch die Durchsickerung noch erhöht

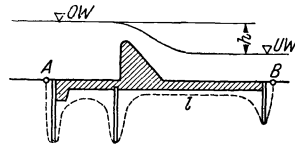


Abb. 9.

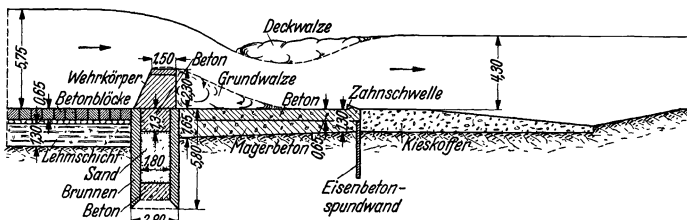


Abb. 10. Wehr auf Sandboden (Linzin-Wehr Indien). Kolkenschutz nach REHBOCK.

wird. Hier läßt sich (Abb. 10) mit Vorteil eine unterhalb künstlich eingebrachte Schüttung aus grobem Kies verwenden. Die Kiesschüttung wird zwar durch das Wasser in Bewegung geraten, sie bleibt jedoch infolge der Grundwalze unterhalb des Wehres als Schutzschicht über dem feinen Bodenmaterial liegen.

B. Die Heberwehre.

Bei den festen Überfallwehren treten bei veränderlicher Wassermenge erhebliche Schwankungen des Oberwasserspiegels ein. Diese können bei den Heberwehren dadurch stark vermindert werden, daß die Fallhöhe zur Förderung des Wassers durch Unterdruckbildung ausgenutzt wird.

Das Heberwehr (Abb. 11) besteht aus einem festen Wehrteil, über dem eine luftdichte Haube angeordnet ist, so daß ein vollständig geschlossener Heberschlauch entsteht, solange die Haube in das Oberwasser eintaucht. Die größte

¹ Böss, P.: Wasser und Geschiebebewegung in gekrümmten Flußstrecken. Die Berechnung mittels der Potentialtheorie. S. 32.

Leistungsfähigkeit besitzt der Heber, wenn der Schlauch vollständig mit Wasser gefüllt ist, wobei das Gewicht der Wassersäule voll zur Wirkung kommt. Im Heberschlauch entsteht, wie der Verlauf der Drucklinie auf Abb. 11 zeigt, ein starker Unterdruck, der große Geschwindigkeiten erzeugt.

Das Anspringen des Hebers kann schon bei geringer Überfallhöhe dadurch erreicht werden, daß der dünne, etwa 2 cm starke Strahl durch eine im unteren

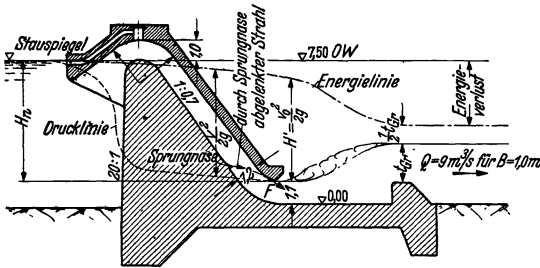


Abb. 11. Heberwehr mit Druck- und Energilinie.

Teil angeordnete Sprungnase gegen das untere Ende der Haube geleitet wird (in Abb. 11 gestrichelt angedeutet). In den zwischen Strahl und Haube entstehenden Zwickel wird die Luft aus dem Heberschlauch hineingerissen und durch das Unterwasser abgeleitet. Durch die im Heberraum entstehende

Druckverminderung hebt sich der Wasserspiegel im oberen Teil der Haube immer mehr, bis die volle Leistung erzielt ist.

Durch eine geeignete Hilfsöffnung kann erreicht werden, daß der Heber sich nur teilweise lüftet und auch geringere Wassermengen, als die dem vollen Betrieb entsprechende, als Beharrungszustand abzuführen vermag.

Theoretisch beträgt die Leistungsfähigkeit des Hebers $Q' = F \cdot \sqrt{2gH_n}$, worin F die Querschnittsfläche am Auslauf unter Atmosphärendruck und H_n die Nutzfallhöhe bedeutet. Die wirkliche Leistungsfähigkeit ist infolge der Energieverluste geringer und beträgt

$$Q = F \cdot \sqrt{2gH'}$$

Der Wirkungsgrad $= Q/Q' = \sqrt{H'/H_n}$ kann zu 0,70—0,75 angenommen werden. Die Schwankungen des Oberwasserspiegels lassen sich auf einen Bruchteil derjenigen beim freien Überfall herabmindern.

Wird die Fallhöhe des Hebers größer als etwa 7,0 m, so muß der Heberschlauch am Auslauf verengt werden, damit der im Scheitel entstehende Unterdruck nicht mehr als 7 m Wassersäulenhöhe annehmen kann. Auf diese Weise lassen sich bei geeigneter Formgebung Heber bis zu beliebigen Fallhöhen bauen. Die Druck- und Geschwindigkeitsverteilung im Heberschlauch kann auch mittels der Potentialtheorie ermittelt werden.

Gegen Einfrieren der Heber wird die Haube möglichst tief in das Oberwasser herabgeführt und eine besonders geschützte Öffnung zur Lüftung des Hebers angeordnet.

C. Die beweglichen Wehre.

Bewegliche Wehre sind Stauvorrichtungen, bei denen die Stauwand oder der Wehrverschluß ganz oder teilweise entfernt werden kann und auf diese Weise eine Beeinflussung des Oberwasserstandes oder der Durchflußmenge möglich ist. Dadurch werden die Nachteile der festen Wehre, wie Erhöhung des Wasserstandes bei Hochwasser und Verlandung und Geschiebezurückhaltung im Stausee, vermieden.

Im Oberlauf der Flüsse können die Nachteile der festen Wehre im allgemeinen in Kauf genommen werden, dagegen müssen bei den großen Flachlandflüssen bewegliche Wehre zur Anwendung kommen. Die Anforderungen, die an die beweglichen Wehre gestellt werden, sind folgende:

1. Einschränkung oder Aufhebung der Stauwirkung bei Hochwasser und Freigabe des ursprünglichen Flußquerschnittes.

2. Unbehinderter Abzug von Eis und Geschiebe. Die bisherige Ansicht, größere Eisansammlungen durch geringe Senkung eines beweglichen Wehrverschlusses, der die oberste Wasserschicht in Bewegung setzt, zu beseitigen, hat sich auf Grund zahlreicher Erfahrungen nicht bestätigt. Vielmehr ist bei Eistreiben im allgemeinen der ganze Wehrverschluß zu entfernen^{1, 2}.

3. Vermeidung von Ablagerungen oberhalb des Wehres.

4. Betriebssicherheit, insbesondere sichere und schnelle Entfernung der Verschlüsse bei nahendem Hochwasser.

5. Möglichst vollkommene Dichtung, keine Wasserverluste.

Durch den in den letzten Jahren eingesetzten Ausbau der Wasserkräfte und der Schiffsstraßen hat die Entwicklung des Großwehrbaues einen außerordentlichen Auftrieb erfahren. So werden heute Breiten von 50—60 m durch einen einzigen Staukörper in zuverlässiger Weise abgeschlossen. Als Baustoff der Verschlüsse kommt fast ausschließlich Stahl in Frage.

Vielfach finden die beweglichen Wehre Anwendung zur Einhaltung gleichbleibender Oberwasserstände innerhalb bestimmter Grenzen der Abflußmenge. Wenn die Steuerung vom Wasserstand selbst geschieht, so spricht man von selbsttätigen Regulierwehren.

Die Einteilung der beweglichen Wehre geschieht nach der Form der stauenden Teile. Diese sind in letzter Zeit sehr mannigfaltig gestaltet worden und waren dauernden Neuerungen unterworfen. Die jetzt entwickelten Hauptarten sind:

A. Verschlüsse aus einzelnen stabförmigen Stauteilen (Dambalkenwehre, Nadelwehre).

B. Verschlüsse aus plattenförmigen Stauteilen (Schützenwehre, Segmentwehre, Sektorwehre, Klappenwehre, Doppelklappen- oder Dachwehre).

C. Verschlüsse aus walzenförmigen Stauteilen (Walzenwehre).

1. Dambalkenwehre.

Diese Verschlüsse bestehen aus einzelnen Balken, welche in lotrechten Führungsnuten gleitend übereinander gelegt werden (Abb. 12). Da das Entfernen und Einsetzen der einzelnen Balken umständlich und zeitraubend ist, wird dieses Wehr nur angewandt, wenn der Wasserstand selten geändert wird oder das Wehr als Notverschluß dient.

Zwischen 1—3 m Spannweite kommen einfache rechteckige Balken zur Ausführung, die sich gegen Anschläge stützen oder in einer Nut gegen beiderseitigen Wasserdruck geführt werden. Die Balken werden meist gleich stark gewählt und nach dem größten an der Sohle herrschenden Wasserdruck berechnet. Das größte Moment ergibt sich zu:

$$\max M = t \cdot h \cdot b^2 \cdot \gamma / 8, \quad \sigma = M/W = 60\text{—}80 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Anpassung an den nach der Tiefe veränderlichen Wasserdruck sind Dambalken aus I- oder C-Eisen mit Holzeinlage zweckmäßig (Abb. 12c). Leichtere Balken müssen unter Druck gegen den Auftrieb eingebracht werden. Zum Entfernen verwendet man auch Wendesäulen, wobei die untersten Balken den Anschlag verlieren und ausschwenken. Für größere Spannweiten kommen Fachwerkträger in Frage, die meist nur für eine Wehröffnung vorhanden sind. Das Entfernen und Einbringen geschieht mittels Winden oder Laufkran (Abb. 19).

Bei *Notverschlüssen* ist auf die oft starke Durchbiegung der Balken zu achten und die Anschläge entsprechend kräftig auszubilden.

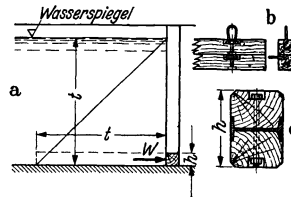


Abb. 12.

¹ BANK: Erfahrungen mit neuen Wehrkonstruktionen am Neckar. Dtsch. Wasserwirtsch. 25 (1930) S. 86.

² MÜLLER, WITTE, ODENKIRCHEN: Die eisernen Wehrverschlüsse des Weserwehres Dörverden Bautechn. 25 (1933) S. 323.

2. Nadelwehre.

Die Wehre bewirken den Verschluss durch nebeneinanderstehende rechteckige Bohlen oder auch runder Rohre. Diese sog. Nadeln werden unten durch eine Schwelle und oben durch eine Nadellehne gestützt. Die Neigung der Nadeln beträgt $8\text{--}12^\circ$. Die Nadellehne liegt auf umlegbaren Böcken auf. Die Nadeln bestehen aus Tannenholz mit quadratischem oder rechteckigem Querschnitt. Stärke der Nadeln $8\text{--}10\text{ cm}$, Länge

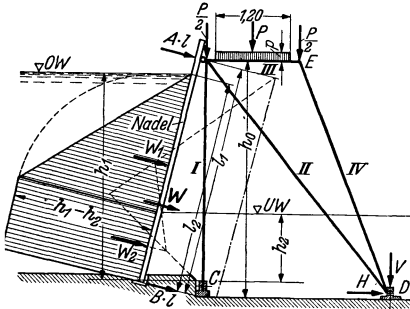


Abb. 13.

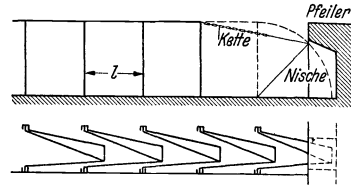


Abb. 14.

abhängig von der Stauhöhe, gewöhnlich $2,5\text{--}4,0\text{ m}$. Berechnung der Nadeln als Balken auf 2 Stützen mit einer Belastung entsprechend dem nach der Tiefe zunehmenden Oberwasserdruck abzüglich des entgegengesetzt wirkenden Unterwasserdruckes (Abb. 13). Für die Berechnung der Böcke ist der Druck der Nadellehne für 1 Wehrfeld sowie das Gewicht des Dienststeiges und der darauf

fahrbaren Windwerke und der Bedienungsmannschaft maßgebend. Die Böcke sind unten mit Gelenken versehen und können nach der Seite umgelegt werden. Das vordere Gelenk erhält bei Staustellung Zugkräfte und muß entsprechend ausgebildet werden. Die einzelnen Stäbe der Böcke werden neuerdings so angeordnet, daß sich die Böcke gut ineinander legen lassen und flach auf der Wehrschwelle aufliegen (Abb. 14). Die Verbindung der einzelnen Böcke geschieht durch den einklinkbaren Bedienungssteg.

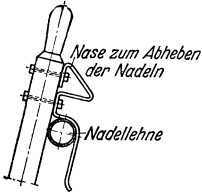


Abb. 15.

Bei nahendem Hochwasser werden zunächst die Nadeln entfernt und dann die Böcke niedergelegt. Kleine Anschwellungen können durch Entfernen oder Ausschwenken einzelner Nadeln (Abb. 15) abgeleitet werden.

Nadelwehre kamen früher bei Flußkanalisierungen zur Anwendung, sie werden neuerdings als selbständige Wehre kaum gebaut, da ihre Bedienung umständlich ist, und auch keine vollständige Dichtung erzielt wird. Vielfach noch als Notverschlüsse bei anderen Wehren in Anwendung.

3. Schützenwehre.

Schützenwehre bestehen aus plattenförmigen ebenen Stauteilen, den Schützen oder Fallen, die in lotrechter Richtung in Nuten bewegt werden und sich im abgesenkten Zustand auf eine Schwelle aufsetzen.

Die einfachste Form der Schützen sind die *hölzernen Gleitschützen*, welche aus einzelnen durch Eisenbänder und Schrauben zusammengehaltenen Bohlen bestehen. Da diese Schütztafeln infolge der gleitenden Reibung nicht durch ihr Eigengewicht in die Staulage gebracht werden, so verwendet man druckfeste Antriebsorgane wie Zahnstangen oder Triebstöcke. Um ein Verklemmen zu vermeiden, sind meist zwei Zahnstangen nötig, die oben durch einen gemeinsamen Antrieb mit Vorgelege bewegt werden (Abb. 16). Bei Hochwasser müssen die Schützen so hoch gezogen werden, daß die Unterkante $0,5\text{ m}$ über dem höchsten Wasserspiegel liegt.

Die Berechnung der Schützstärke wird meist nur für die unterste Bohle vorgenommen, und die Stärke der Bohlen über die Höhe beibehalten (s. Dammbalkenberechnung). Der zu überwindende Widerstand ist

$$P = W \cdot \rho + G, \text{ worin } W = \text{Wasserdruck} = h^2/2 \cdot b \cdot \gamma.$$

ρ = Reibungsbeiwert und G = Eigengewicht bedeutet. Der Reibungsbeiwert ist vom Material und dem Zustand der Gleitflächen abhängig. Im Mittel ist $\rho = 0,35-0,40$. Das Anwendungsgebiet der hölzernen Gleitschützen erstreckt sich auf die Abmessungen: Breite 1—6 m, Höhe 0,5—2,5 m und Bohlenstärken 0,05—0,30 m.

Für größere Abmessungen kommen *stählerne Schützen* in Frage. Den eigentlichen Verschluss bildet eine dem Oberwasser zugekehrte Blechhaut, die den Wasserdruck auf eine aus Walzprofilen oder Fachwerkträger gebildete Konstruktion überträgt. Die waagerechten Riegel können hierbei so verteilt werden, daß jeder Riegel den gleichen Wasserdruck erhält. Im unteren Teil des Schützes wird dadurch der Abstand der Riegel jedoch oft so gering, daß die Übersichtlichkeit und Unterhaltung der Konstruktion leidet, daher werden heute meist nur zwei stärkere Riegel angewandt.

Eine Verminderung der Zugkraft läßt sich durch den Einbau von Gegengewichten oder durch die Anwendung der rollenden Reibung an Stelle der gleitenden erreichen. Hierzu kann entweder zwischen Schütz- und Pfeilernischen ein besonderer freibeweglicher Rollenwagen (Stoney-Schützen) verwendet werden, oder

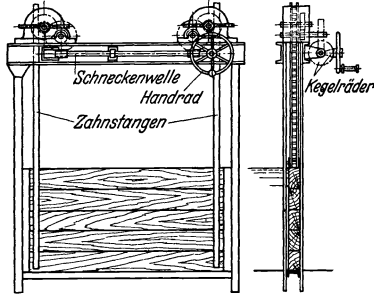


Abb. 16.
Holzerne Gleitschütze (Voith, Heidenheim).

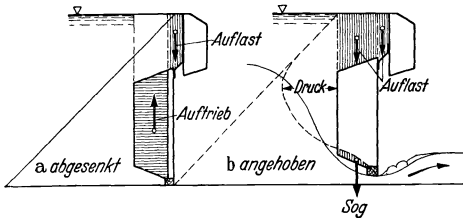


Abb. 17.

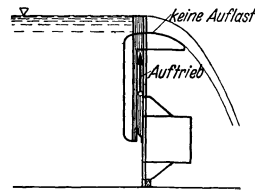


Abb. 18.

die Rollen werden, wie es jetzt meist geschieht, mit dem Schütz fest verbunden. Mit dem Übergang zum *Rollschütz* ergab sich die Notwendigkeit einer besonderen Dichtung.

Bei größeren Stauhöhen wird die Schütztafel nach der Höhe in meist zwei Schütztafeln unterteilt, wodurch die Aufzugskräfte vermindert und die Höhe der Bedienungsbrücke wesentlich ermäßigt wird. Man gelangt so zu den *Doppelschützen*, bei denen durch die voneinander unabhängige Bewegung der beiden Schütztafeln auch erreicht wird, daß Eis- und Schwemmstoffe lediglich durch Absenken der oberen Tafel ohne großen Wasserverlust abgeführt werden können. Ebenso braucht bei kleinen Anschwellungen nur die obere Tafel bedient zu werden.

Die auf das Schütz wirkenden Kräfte im abgesenkten Zustand sind der statische Wasserdruck, Eigengewicht und Auftrieb. Im Augenblick des Anhebens geht ein Teil des statischen Wasserdruckes, insbesondere der Auftrieb verloren, da er in Bewegungsenergie umgesetzt wird. Auf diese Vorgänge ist besonders Rücksicht zu nehmen, da die Antriebsorgane sonst außerordentlich ungleichmäßig beansprucht werden.

Während bei einem Doppelschütz entsprechend Abb. 17 im Augenblick des Anhebens fast der gesamte Auftrieb verschwindet und

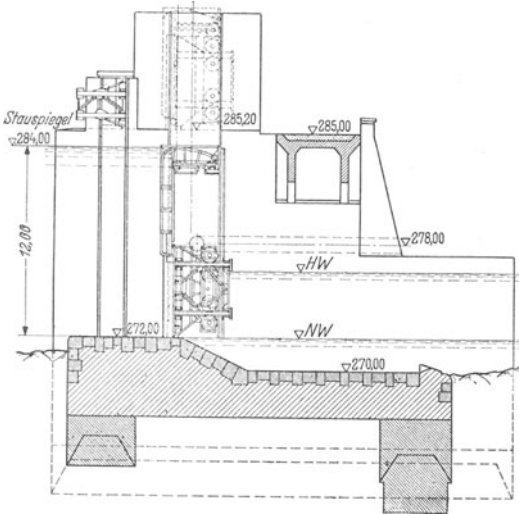


Abb. 19. Hakenschütz Ryburg-Schwörstadt (MAN).

ermittelt, daß der überfallende Strahl nur eine geringe Auflast ausübt und vor allen Dingen keine Sogkräfte entstehen. Dies wird dann erreicht, wenn sich die Krümmung des Überfallbleches der unteren Begrenzung des bei fehlendem Überfallrückens frei fallenden Strahles möglichst anschmiegt.

Bei steigender Abflußmenge wird zunächst das Oberschütz gesenkt, so daß kleine Anschwellungen sowie Eis- und Geschwemmsel abgeführt werden können. Nimmt die Wassermenge weiter zu, so werden

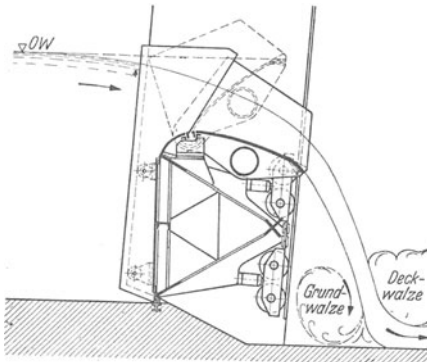


Abb. 20. Dreigurtschütz (Dortmunder Union Brückenbau A.G.).

reichen (Dortmunder Union). Diese Anordnung eignet sich besonders gut für große Lichtweiten bei mittleren Stauhöhen bis zu 8 m. Der Zuggurt in dem

das Aufzugsorgan demgemäß stark belastet wird, ist dies bei einer Anordnung wie Abb. 18 nicht mehr der Fall.

Die neueste Konstruktion auf dem Gebiete der Doppelschützen ist das in Abb. 19 dargestellte Hakenschütz der MAN. Die Tragkonstruktion ist hierbei vollständig hinter die Blechhaut gelegt, so daß die bei dem gewöhnlichen Doppelschütz auftretenden veränderlichen Auflast- und Auftriebskräfte vermieden werden.

Die hakenförmige Oberschütze besitzt nur einen Riegel und stützt sich mit Rollen gegen die Unterschütze. Die Krümmung des oberen Überfallrückens ist so

Die hakenförmige Oberschütze besitzt nur einen Riegel und stützt sich mit Rollen gegen die Unterschütze. Die Krümmung des oberen Überfallrückens ist so

Die Dichtung des Oberschützes gegen die Unterschütze, sowie die Seitendichtung erfolgt durch federnde Bleche. Durch gleichzeitiges Absenken der Obertafel und Anheben der Untertafel wird eine besonders gute Energievernichtung erreicht. Die Absenkmöglichkeit der Obertafel beträgt etwa $\frac{1}{3}$ der Gesamtverschlußhöhe.

Eine ebenso günstige hydraulische Wirkung wie mit den Doppelschützen läßt sich auch durch das in Abb. 20 dargestellte Dreigurtschütz mit Klappe erreichen

die Gurte beider Träger vereinigt sind, ist zur Erhöhung der Steifigkeit bis zum Endschott durchgeführt. Da der Zuggurt im Unterwasser sehr hoch liegt, so werden die durch die Deckwalze hervorgerufenen Wasserspiegelschwankungen die eigentliche Tragkonstruktion nicht berühren und infolgedessen können sich Bewegungen vom Unterwasser her nicht auf das Dreigurtschütz übertragen.

Die obere Begrenzung des Schützes eignet sich in günstiger Weise zur Unterbringung einer Stauklappe. Die Segmentlager (Abb. 21) gestatten die Anbringung des Dichtungsgummis in der theoretischen Drehachse, wodurch die Beanspruchung des Gummis sehr gering wird. Die am Ende der Klappe angebrachten Strahlableiter dienen zur Verhinderung von Schwingungen (s. den bes. Abschnitt).

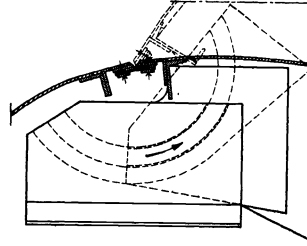


Abb. 21. Segmentlagerung der Klappe (Dortmunder Union Brückenbau A.G.).

4. Segmentwehre.

Die gleitende oder rollende Reibung bei der Bewegung der Verschlusskörper auszuschalten, führten auf den Gedanken, den ganzen Wehrkörper um eine einzige drehbare Achse zu bewegen (Abb. 22 u. 23). So entstanden die Segmentwehre, bei

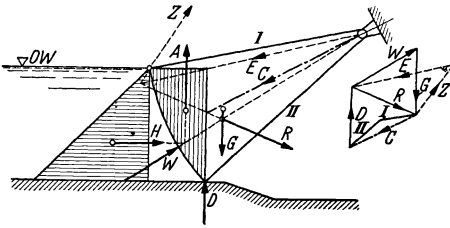


Abb. 22.

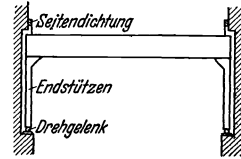


Abb. 23.

denen der Staukörper durch eine gerade oder kreiszylindrische Blechhaut mit entsprechender Aussteifung gebildet wird. Diese wird von den beiden Tragarmen gestützt, welche die Kräfte durch ein Drehgelenk auf die Widerlager übertragen. Ist wie in Abb. 22 die Stauwand nach einem Kreisbogen geformt, so geht der Wasserdruck stets (auch beim Unterströmen des Wehres) durch den Drehpunkt, so daß er kein Moment beim Anheben des Wehres ausübt. Die auf das Wehr in Staulage wirkenden Kräfte gehen aus Abb. 22 hervor. Zu der Horizontalkomponente des Wasserdruckes kommt die Auftriebskraft hinzu.

Die Segmentwehre werden stets unterströmt, können jedoch (Abb. 24) auch mit einer drehbaren Klappe versehen werden. Segmentwehre haben den Vorteil, daß die bei der Bewegung auftretenden Reibungskräfte sehr gering sind. Zur Überwindung des Eigengewichtes können Gegengewichte angewendet werden.

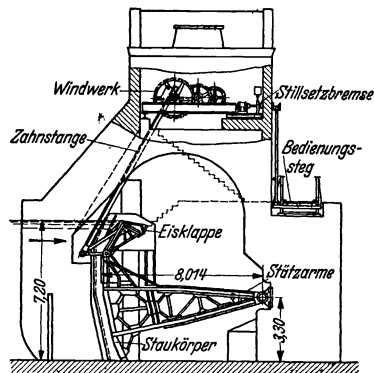


Abb. 24. Segmentwehr mit Klappe (Voith, Heidenheim).

5. Sektorwehre.

Beim Sektorwehr wird im Gegensatz zum Segmentwehr der Verschlusskörper vollkommen in den festen Wehrkörper versenkt (Abb. 25 u. 26). Das Wehr wird stets nur überströmt und besitzt demgemäß eine dichte Stau- und Abfallwand.

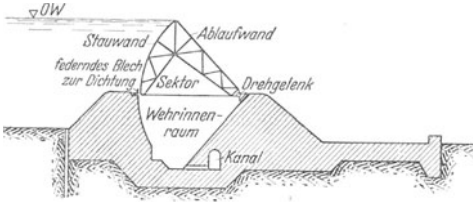


Abb. 25.

Die in Staustellung wirkenden Kräfte entsprechen denjenigen des Segmentwehres. Da der Wehrkörper auf seiner ganzen Länge aufliegt, ist die Spannweite theoretisch unbegrenzt. Die Stauhöhe dagegen ist dadurch beschränkt, daß für die Absenkung des Wehres eine entsprechend tiefe Kammer errichtet werden muß, die meist unterhalb der ursprünglichen Flußsohle liegt und daher eine kostspielige Bauausführung bedingt.

Das Heben und Senken des Wehres wird durch den Wasserdruck selbst besorgt, indem die Wehrkammer durch Kanäle mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung gebracht werden kann.

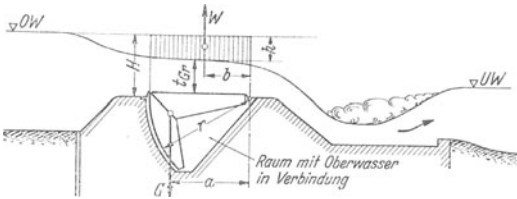


Abb. 26.

Das Heben des Sektors aus dieser Lage zur Verfügung stehende Kraft ist, da die Sektorkammer mit dem O.W. verbunden ist, $W = h \cdot r \cdot \gamma$. Da $G \cdot a = W \cdot b$ ist, so muß $h = G \cdot a / r \gamma b$ sein. Ist die Wehrschwellehöhe und damit h zu gering, um das Eigengewicht und die Reibungskräfte zu überwinden, so muß das erste Anheben mit Druckluft, Druckwasser oder durch Entleeren eines Schwimmers erfolgen, bis der Wert h entsprechend angewachsen ist.

Die in Staustellung wirkenden Kräfte entsprechen denjenigen des Segmentwehres. Da der Wehrkörper auf seiner ganzen Länge aufliegt, ist die Spannweite theoretisch unbegrenzt. Die Stauhöhe dagegen ist dadurch beschränkt, daß für die Absenkung des Wehres eine entsprechend tiefe Kammer errichtet werden muß, die meist unterhalb der ursprünglichen Flußsohle liegt und daher eine kostspielige Bauausführung bedingt.

Die zum Heben des Sektors aus dieser Lage zur Verfügung stehende Kraft ist, da die Sektorkammer mit dem O.W. verbunden ist, $W = h \cdot r \cdot \gamma$. Da $G \cdot a = W \cdot b$ ist, so muß $h = G \cdot a / r \gamma b$ sein. Ist die Wehrschwellehöhe und damit h zu gering, um das Eigengewicht und die Reibungskräfte zu überwinden, so muß das erste Anheben mit Druckluft, Druckwasser oder durch Entleeren eines Schwimmers erfolgen, bis der Wert h entsprechend angewachsen ist.

$$t = \sqrt[3]{Q^2/B^2 g} \text{ einstellt.}$$

Die zum Heben des

6. Klappenwehre.

Stauwände, die um eine in der Stauwand liegende feste Achse drehbar sind und dadurch den Stau beeinflussen, werden als Klappenwehre bezeichnet. Da beim Aufrichten der Klappe (Abb. 27) der gesamte Wasserdruck zu überwinden

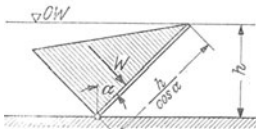


Abb. 27.

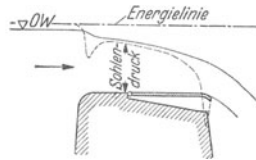


Abb. 28.

ist, wirken sie in hydraulischer Hinsicht nicht besonders günstig. Das erforderliche Drehmoment ergibt sich zu $M = h^3 \cdot \gamma / 6 \cos^2 \alpha$, es wächst demnach mit h^3 . Die Stauhöhe der Klappenwehre ist aus diesem Grunde beschränkt. Zur Behebung dieses Nachteiles werden die Klappenwehre, soweit es sich um selbständige Wehre handelt, mit Gegengewichten versehen. Man unterscheidet Klappen mit Ober- und Untergewichtsausgleich, die hauptsächlich von der Stauwerke A.-G. Zürich

entwickelt worden sind. Eine besondere Bedeutung haben die Klappenwehre dadurch erlangt, daß sie in Verbindung mit anderen Wehren als Eis- und Regulierklappen verwendet werden.

Der auf die Klappe wirkende Sohlendruck ist im allgemeinen geringer als die Wasserauflast, da die Stromfäden nach abwärts gekrümmt sind. Zur Berechnung der Antriebskraft ist die Kenntnis dieses Sohlendruckes und des daraus sich ergebenden Drehmomentes wichtig. Abb. 28 zeigt hierfür ein Beispiel. Die Verdrehsteifigkeit der Klappe wird entweder durch durchlaufende Rohre (Klappe der Dortmunder Union, Eilersklappe) oder durch eine doppelte Blechhaut (Fischbauchklappe der MAN) erreicht.

Klappenwehre, die unmittelbar auf der Wehrschwelle aufsitzen und nicht unterströmt werden, neigen sehr zur Verlandung hinter der Klappe. Aus diesem Grunde werden in solchen Fällen besondere Spülvorrichtungen angebracht.

7. Doppelklappen oder Dachwehre.

Das Dachwehr wird durch zwei Klappen gebildet, der oberstromigen Hauptklappe, die den eigentlichen Wehrverschluß bildet und der unterstromigen Gegenklappe, auf die sich die Hauptklappe mit Rollen stützt (Abb. 29). Die Klappen sind am Fuße gelenkartig auf dem Wehrkörper befestigt und können in die

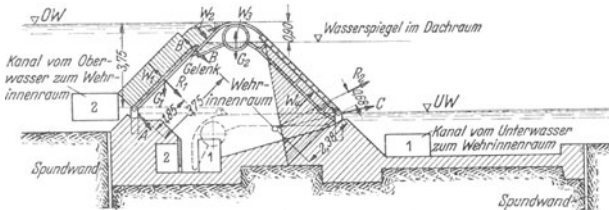


Abb. 29. Dachwehr (Bauart Voith, Heidenheim).

gestrichelt dargestellte Lage umgelegt werden. Die auf die Klappen in Staustellung wirkenden statischen Kräfte müssen, wenn Gleichgewicht bestehen soll, bei Punkt B für beide Klappen gleich groß und entgegengesetzt gerichtet sein.

Die Bewegung des Wehres erfolgt ähnlich wie beim Sektorwehr durch den Wasserdruck selbst, wobei der Wehrinnenraum beim Heben mit dem Oberwasser und beim Absenken mit dem Unterwasser durch Kanäle in Verbindung gebracht wird.

Durch eine besondere Vorrichtung, die im Pfeiler oder Widerlager der Wehre eingebaut wird, kann das Wehr auch als Regulierwehr dienen, wobei ein bestimmter Oberwasserstand eingehalten werden kann und sich das Wehr bei steigendem Wasser selbsttätig umlegt. Die in Abb. 29 dargestellte neue Form des Wehres (Bauart Voith) mit abgerundeter Unterklappe wirkt gegenüber den früheren Ausführungen mit rechtwinklig abgebogener Oberklappe beim Überströmen des Wehres hydraulisch sehr günstig.

8. Walzenwehre.

Bei den Walzenwehren wird der Staukörper auf einer schrägen Wälzbahn in das anzustauende Gerinne hineingerollt. Die Walzenwehre wurden 1902 von dem damaligen Direktor der MAN M. CARSTANJEN erfunden und von dieser Firma weiterentwickelt. Ursprünglich bestand der Staukörper aus einer reinen Walze (Abb. 30), die als Hohlzylinder den Vorteil großer Verdrehungssteifigkeit besitzt. Meist genügt zur Aufnahme der Biegemomente ein Tragzylinder, der bedeutend kleiner als die Stauhöhe ist. Aus diesen Erwägungen heraus entstanden die in Abb. 31 und 32 dargestellten Querschnittsformen, bei denen ein vorgesetztes Stauschild die Stauhöhe vergrößert.

Die Bewegung der Walze geschieht meist einseitig durch GALLSche oder MAN-Laschenketten, die neuerdings eine dreifache Bolzenlagerung besitzen. Für die

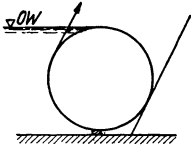


Abb. 30.

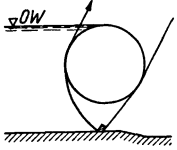


Abb. 31.

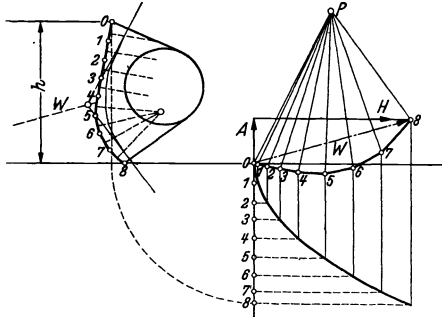


Abb. 32. Bestimmung des Wasserdruckes auf beliebig gekrümmte Flächen.

gleichmäßige Bewegung der Walze und um ein Verkanten zu verhindern, dienen aufgezogene Zahnkränze, die in die Zahnstangen der Laufbahn eingreifen (Abb. 33).

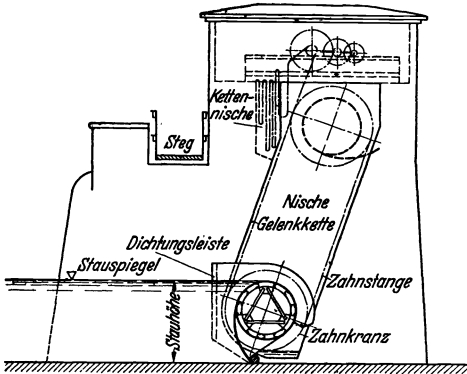


Abb. 33. Walzenwehr (MAN).

Die auf die Walze wirkenden Kräfte und die Ermittlung der aus der Staustellung erforderlichen Zugkraft „Z“ gehen aus Abb. 34 hervor. Ein allgemeines Verfahren, um den Wasserdruck auf eine gekrümmte Fläche zu ermitteln, ist für das Beispiel einer Walze mit Stauschild (Abb. 32) gezeigt.

Um bei den Walzenwehren den Vorteil der Absenkbarkeit zu erreichen, können Klappen auf dem Walzenkörper angebracht werden, obschon sich hierfür gerade Walzenwehre wenig eignen. Besser ist hier die von der

MAN entwickelte Versenkwalze, deren Anordnung schematisch aus Abb. 35 hervorgeht. Hierbei ist am Walzenschnabel ein federndes Blech mit einer Holz-

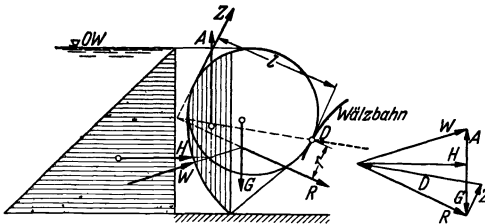


Abb. 34.

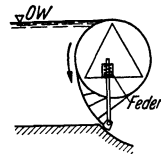


Abb. 35.

oder Gummidichtung angebracht, welches durch eine im Tragzylinder angebrachte Feder beim Absenken an der festen Wehrschwelle entlang streift.

V. Schwingerscheinungen an Wehren und ihre Verhütung.

Mit den zunehmenden Spannweiten und Höhen der beweglichen Wehre traten Schwingerscheinungen, sowohl bei unterströmten als auch bei überströmten Verschlüssen stärker als bisher in Erscheinung. In bestimmten Fällen können sich die Schwingungen derart aufschaukeln, daß die gesamte Konstruktion gefährdet wird und die Erschütterungen in der weiteren Umgegend des Wehres deutlich vernommen werden.

Die Schwingungen an unterströmten Wehren werden durch Ablösungswirbel und periodische Änderungen des Druckverlaufes an den Dichtungsbalken ausgelöst. Die Druckänderung überträgt sich auf die elastische Wehrkonstruktion, wodurch wiederum der Strömungsvorgang im Spalt beeinflusst wird, so daß eine dauernd angefachte Schwingung entsteht.

Zur Verhinderung der Schwingungen an unterströmten Wehren muß eine geeignete Form des Dichtungsbalkens gewählt werden. Am besten bewährt hat sich entweder der scharfkantige Dichtungsbalken mit eindeutiger Ablösungsstelle oder der nach einer Vierteilellipse abgerundete Dichtungsbalken nach Abb. 36. Da jede Balkenform einen anderen Schwingungsbereich aufweist, empfiehlt O. MÜLLER [DRPa. Bautechn. 15 (1937) S. 65] einen Dichtungsbalken mit veränderlichem Querschnitt derart, daß sich die Schwingungsbereiche der einzelnen gewählten Formen nicht überdecken.



Abb. 36.

Die Schwingungsvorgänge an überströmten Wehren unterscheiden sich grundsätzlich von den Schwingungen an unterströmten Wehren. Betrachtet man einen Überfall (Abb. 37), so sind hier drei schwingungsfähige Gebilde vorhanden: Die Strahlhaut selbst, die mehr oder weniger elastische Klappe und der Luftraum zwischen Strahlhaut und Wehr. Die Auslösung der Schwingung ist an der Eintauchstelle des Strahles zu suchen, an der durch die wechselnde Ausbildung der Ablösungswirbel und der vom Strahl mitgerissenen Luft ein Pendeln desselben unter Wasser einsetzt. Diese geringe Bewegung erzeugt Druckstöße in dem zunächst geschlossen gedachten Luftraum, die sich durch den Luftraum fortpflanzen und entweder die Klappe oder aber auch den oberen Strahlteil beeinflussen. Die geringen Bewegungen der Klappe oder des oberen Strahles wiederum pflanzen sich durch den fallenden Strahl fort und erzeugen vergrößerte Ausschläge an der Eintauchstelle, so daß sich der Vorgang, wenn der unten erzeugte Druckstoß mit einem Ausweichen der Klappe nach oben zusammenfällt bis zu einem Beharrungszustand einspielen kann. Zur Hervorrufung eines solchen Schwingungsvorganges ist eine elastische Klappe nicht unbedingt notwendig, es können, wie Versuche

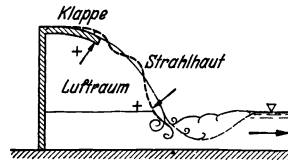


Abb. 37.

gezeigt haben, auch bei durchaus unbeweglicher Abfallwand (bei festen Wehren) Schwingungen auftreten, wobei an Stelle der Klappe der obere Strahlteil beeinflusst wird.

Zur Vermeidung solcher Schwingungen an überströmten Klappen und Schützen muß die Strahlhaut in ihrem oberen Teil aufgerissen werden, damit die von unten kommenden Druckstöße sich ausgleichen können, ohne den Strahl oder die Klappe zu beeinflussen. Dieses Aufreißen muß bei größeren Fallhöhen in Abständen von etwa 3—5 m

geschehen, wenn es wirksam sein soll. Außerdem muß die gleichmäßig glatte Strahlhaut vermieden werden, was unter anderem durch Aufteilen des Strahles in einzelne Teilstrahlen mit verschiedenen Sprungweiten geschehen kann. Durch die dadurch erzielte Störung der geschlossenen Strahlhaut kann sich ein einheitlicher Schwingungsrhythmus nicht mehr einstellen. Die in Abb. 38 dargestellte

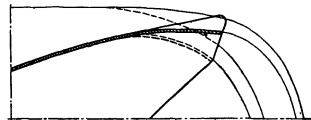


Abb. 38. Zahnrandklappe zur Vermeidung von Schwingungen. (Dortmunder Union Brückenbau A.G.)

Vorrichtung der Dortmunder Union (DRP.) ist nach diesen Grundsätzen durchgebildet und hat sich bereits bei verschiedenen Wehrausführungen gut bewährt¹. Durch Vermeidung überstehender Teile wird das Abflußvermögen der Klappe nicht verringert.

VI. Die Nebenbauten bei Wehranlagen.

A. Wehrunterbau, Gründung und Sturzbett.

Als Unterbau werden diejenigen Bauteile bezeichnet, die unter der Flußsohle liegen. Wenn der Unterbau nicht auf gesunden und genügend dichten Felsen herabgeführt werden kann, so müssen zum Schutz gegen Unterspülung des Wehres auf der oberwasserseitigen Begrenzung des Wehrkörpers Grund- oder Herdmauern, die bis auf den Felsen reichen, angeordnet werden. Bei großer Tiefenausdehnung der Verwitterungsschicht werden die Herdmauern durch hölzerne oder eiserne Spundwände ersetzt.

Bei ungenügender Tragfähigkeit des Untergrundes ist Tiefgründung (Pfähle, Druckluftgründung, Brunnengründung) erforderlich. Besondere Aufmerksamkeit ist auf die Ausbildung des Sturzbettes zu richten, welchem die Aufgabe zufällt, die Energie der über oder unter dem Wehr mit großer Geschwindigkeit herauschießenden Wassermassen zu vernichten. Dies kann durch Unterteilung der Abstürze in einzelne Kaskaden oder durch Aufprallen des Wassers auf Hindernisse (Schikanen) erfolgen. Weit einfacher und wirkungsvoller ist es, die Energie des Wassers mittels eines genügend großen und standfesten Wasserpolsters zu vernichten, wobei die großen Geschwindigkeitsunterschiede zwischen schießendem Strahl und der ruhenden Wassermasse starke Wirbelbildungen und damit Verluste erzeugen. Die äußere Erscheinung dieses Vorganges bildet die in den Abb. 1 bis 4 dargestellte Deck- oder Grundwalze. Diese Energievernichtung durch Wirbelbildung muß jedoch auf einem befestigten Sturzbett vor sich gehen, da sie sonst zu Angriffen der unbefestigten Flußsohle führen würde. Es muß daher die Länge des Sturzbettes der Länge der Deckwalze angepaßt sein.

Bei beweglichen Wehren mit mehreren Öffnungen treten bei verschiedener Belastung einzelner Öffnungen und der dadurch bedingten Geschwindigkeitsunterschiede auch Wirbel mit lotrechter Achse (Seitenwalzen) auf, die sich weit auf die unbefestigte Flußsohle erstrecken können. Diese Erscheinung führt zu erheblichen Angriffen der Flußsohle und kann nur durch angenähert gleichmäßige Belastung der Wehröffnungen verhindert werden. Hierzu ist die Aufstellung eines Wehrbedienungsplanes erforderlich.

B. Grundablässe und Kiesschleusen.

Beim Bau eines festen Wehres ergibt sich die Notwendigkeit, für den Abfluß des Wassers eine Öffnung frei zu halten, welche später mit einem bis fast zur Flußsohle reichenden beweglichen Verschuß versehen wird und als Grundablaß dient. Diese Anlage ermöglicht es, den Stauraum von Zeit zu Zeit zu entleeren, Reparaturen vorzunehmen und unter Umständen die im Staubereich angesammelten Geschiebe und Schwebstoffe zu entfernen.

Ähnlich wirken die Kiesschleusen, denen noch die Aufgabe zufällt, bei Hochwasser einen Teil der Verlandungsmassen in das Unterwasser abzuführen. Die Wirkung solcher Kiesschleusen ist meist gering, da das Material nur in der nächsten Umgebung der Schleuse erfaßt wird. Zur Verstärkung der Wirkung wird oft ein vertiefter Kanal durch den Stauraum hindurch bis an die Kiesschleuse freigehalten.

C. Floßgassen und Fischwege.

Floßgassen sind im Gefälle 1:100 — 1:200 geneigte Gerinne, die an ihrem oberen Ende verschlossen sind und freigegeben werden, wenn ein Floß über das Wehr geleitet werden soll.

¹ Böss: Das wasserbauliche Versuchswesen. Techn. Mittg. 1938 Nr. 46, S. 323.

Fischwegen fällt die Aufgabe zu, den Wanderfischen (Lachse, Forellen, Aale) die Überwindung der durch den Wehreinbau geschaffenen Gefällsstufe zu ermöglichen. Sie bestehen aus 0,75—1,50 m breiten, geneigten, mit Hindernissen versehenen Gerinnen, die vom Wasser ständig durchströmt werden. Der Auslauf in das Unterwasser muß so gelegt werden, daß die Strömung von den Fischen leicht gefunden wird.

VII. Unterhaltung der Eisenwasserbauten.

Die Unterhaltung ist hauptsächlich eine Frage des guten dauerhaften Anstriches. Vor dem Anstrich ist Entrostung mittels Sandstrahl erforderlich. Wo Handentrostung mit Drahtbürste, Hammer und Schaber gewählt wird, ist darauf zu achten, daß Walzhaut und Sinter möglichst beseitigt werden, da sonst die Rostbildung begünstigt wird. Als Grundanstrich am besten reine Bleimennige oder Schwarzlackanstriche auf Bitumen- und Steinkohlenteerbasis. Am besten 2 Grundanstriche in der Werkstatt. Bei Verwendung von Bleimennige sind zwischen dem Grundanstrich und dem nächsten Deckanstrich 2—4 Monate zur vollständigen Erhärtung notwendig. Außerdem kommen Heißbitumenanstriche in Frage, wobei ein einziger Deckanstrich von 2—5 mm genügt.

Die Lebensdauer richtet sich nach der Lage und Art des Wehres, nach der Beschaffenheit des Wassers und den äußeren Einwirkungen. Wehrteile, die der dauernden Wirkung des bewegten Wassers ausgesetzt sind, sind besonders gefährdet. Im Mittel beträgt die Lebensdauer des Anstriches bei Kaltbitumenanstrichen 4—5 Jahre. Von den Gesamtkosten eines Neuanstriches entfallen etwa 20 % auf das Anstrichmaterial und 80 % auf Arbeitslohn.

Talsperren.

Schrifttum.

- LUDIN: Die Wasserkräfte. II. Bd. Berlin 1913.
 KAMMULLER: Die Theorie der Gewichtsmauern. Berlin 1929.
 SCHOKLITSCH: Der Wasserbau. II. Bd. Wien 1930.
 LUDIN: Beton im deutschen Talsperrenbau. Mitt. d. Zentralstelle f. Talsperrenforschung des Reichsverb. d. dtsh. Wasserwirtsch. Berlin 1936.
 LUDIN: Wasserkraftanlagen. II. Hälfte. Erster Teil, Talsperren von F. TÖLKE. Handbibliothek für Bauingenieure. Berlin 1938.
 MATTERN: Handb. der Ing. Wiss. IV. Aufl. 1913, III. Teil, II. Bd., 2. Abtlig.

I. Allgemeines.

Zweck der Talsperren ist die Aufspeicherung des Wassers, um von der unregelmäßigen Wasserführung der Flüsse unabhängig zu sein und den Verbrauch dem jeweiligen Bedarf anzupassen.

Das gespeicherte Wasser kann zur Energiegewinnung (Schwarzenbachsperre, Schluchseesperre), zur Trinkwasserversorgung mit gleichzeitiger Reinigung (Ruhr-talsperren), zur Verbesserung der Schifffahrt durch Erhöhung des Niedrigwassers oder der Kanalspeisung (Saaletalsperren) sowie zur Bewässerung (Boulder-Staumauer) verwendet werden. Außerdem kann die Aufspeicherung auch zum Hochwasserschutz erfolgen (schlesische Talsperren). Im allgemeinen wird eine Talsperre mehreren Zwecken dienen.

Durch die Errichtung einer Talsperre werden stets einschneidende Veränderungen im Wasser- und Geschiebehalt eines Flusses vorgenommen, die unter Berücksichtigung aller in dem betreffenden Flußgebiet bestehenden oder späteren Interessen genau zu untersuchen sind. Um den natürlichen Abfluß des Wassers für die Unterlieger wieder herzustellen oder den dort vorhandenen Bedürfnissen anzupassen ist die Anlage eines Gegenbeckens zweckmäßig. Ein Gegenbecken ist auch bei Sperren zur Kraftgewinnung mit Pumpbetrieb erforderlich.

II. Vorarbeiten.

Besonders geeignet für den Bau einer Sperre sind Täler, bei denen mit möglichst geringem Staukörperinhalt „ J “ ein möglichst großer Staurauminhalt „ V “ geschaffen wird. Der Wert $\alpha = V/J$ ist ein Vergleichswert für verschiedene Sperrstellen und Stauhöhen und ist kennzeichnend für die Geländegestaltung (Talform) des betreffenden Gebietes. Da Talsperren nur auf gesunden dichten Felsen gegründet werden dürfen, so hängt die Wahl der Baustelle auch von den Untergrundverhältnissen ab.

Die Vorarbeiten umfassen: 1 die genaue geologische Untersuchung des Untergrundes an der Sperrstelle und im Staubereich (geologische Karten, Schürfungen, Bohrungen, Schächte und Probestollen) sowie neuerdings auch durch geophysikalische Verfahren. Weiterhin Dichtigkeitsprüfungen des Untergrundes. Besonders ist auf das Vorhandensein von Verwerfungen und Verwitterungsschichten zu achten.

2. Geländeaufnahmen mit Höhenschichten zur Ermittlung des Staurauminhaltes. Überschläglich aus Karten im Maßstab 1:25000 mit Höhenlinien von 1 m Abstand.

3. Ermittlung der Niederschlags- und Abflusmengen im Einzugsgebiet der Sperrstelle. Langjährige Beobachtungen der Zuflußmenge aller Nebenflüsse (Pegelstellen, Meßwehre, Niederschlagshöhen).

4. Untersuchung des Talsperrenwassers besonders bei Trinkwasserversorgung und für gewerbliche Zwecke. Maßgebend die Beschaffenheit und Art der Nutzung des Einzugsgebietes.

5. Aufstellen von Wasserwirtschaftsplänen für den jeweiligen Verwendungszweck.

III. Die Einteilung und Ausführung der Talsperren.

Nach dem Baustoff des Staukörpers teilt man die Talsperren ein in: A. Dämme aus Erde, Lehm, Kies und Sand; B. Mauern aus Trockenmauerwerk, Bruchsteinmauerwerk, Beton und Eisenbeton.

Die gemauerten Talsperren teilt man je nach der Art der Übertragung des Wasserdruckes auf den Untergrund ein in: 1. Schwergewichtsmauern, 2. Pfeilerstaumauern (Gewölbereihen und Plattensperren), 3. Einzelgewölbemauern.

A. Die Staudämme.

Staudämme kommen in Frage, wenn die Tragfähigkeit der undurchlässigen Schicht nur gering ist, oder guter Fels erst in sehr großer Tiefe ansteht. Außerdem muß geeignetes Baumaterial in genügender Menge in der Nähe der Baustelle vorhanden sein.

Man unterscheidet: Dämme aus einheitlichem Material und Dämme mit besonderer Dichtung.

1. Die hydraulischen Vorgänge im Dammkörper.

Für die hydraulischen Vorgänge in einem Dammkörper aus durchlässigem Material sind die Gesetze der Sickerströmung insbesondere das DARCYsche Gesetz maßgebend. Die dabei auftretenden Strom- und Potentiallinien sind für einen Dammkörper aus einheitlichem Material in Abb. 39 dargestellt. An der Wasserseite treten die Stromlinien rechtwinkelig zur Böschung ein, durchziehen den Damm unter Bildung einer freien Oberfläche (Sickerlinie) und treten bei völlig undurchlässiger Sohle als Hangquelle an der Luftseite aus. Die Geschwindigkeiten der Durchsickerung können aus dem Strom- und Potentialliniennetz ermittelt werden, wobei $v = K/\Delta n$ also umgekehrt proportional dem Abstand zweier benachbarter Stromlinien ist. Die Ermittlung des Strom- und Potentialliniennetzes geschieht mittels des Hodographenverfahrens, da es sich um einen Vorgang mit freier Oberfläche handelt. Die am meisten gefährdete Stelle ist die luftseitige Böschung, da hier Rutschflächen längs der freien Oberfläche auftreten können.

Durch Entwässerung und Anordnung durchlässiger Schichten am luftseitigen Fußpunkt des Dammes kann dieser Gefahr begegnet werden. Bei durchlässiger Sohle treten die Stromlinien auch in diese ein und ergeben ein entsprechend

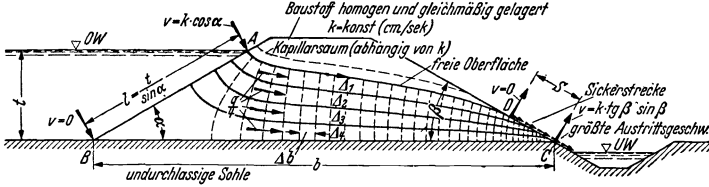


Abb. 39. Strom- und Potentiallinien in einem Dammkörper.

anderes Bild der Durchsickerungsvorgänge, das gleiche gilt für Dämme mit besonderen Dichtungen. Die Sickerwassermenge ergibt sich aus:

$$\Delta q = k \frac{\Delta h \cdot \Delta f}{\Delta b}, \text{ worin } \frac{\Delta h}{\Delta b} = J = \text{Gefälle.}$$

k = Durchlässigkeitsgrad, Δh = Druckdifferenz, Δf = Querschnitt und Δb = Sickerweg bedeutet. Hierin ist k durch Versuche zu bestimmen.

2. Die Berechnung und Abmessung der Erddämme.

Die Bemessung der Erddämme geschieht teils auf Grund der Erfahrung, teils unter Verwendung der Ergebnisse der Erdbaumechanik. Maßgebend für die Standsicherheit sind neben der Dammform und den Böschungsneigungen die Eigenschaften des Materiales. Kornzusammensetzung und Lagerung bestimmen Wasserdurchlässigkeit, Schubfestigkeit und Setzvermögen.

Genauere Untersuchungen des Materiales (unter Wasser) nach dieser Richtung stets erforderlich.

Höhenlage der Krone mindestens 1,5 m über höchstem Wasserspiegel bei besonders starkem Wellenschlag (Längsausdehnung in der Windrichtung) bis 3,0 m. Damm darf auf keinen Fall überströmt werden. Kronenbreite bei kleinen Dämmen mindestens 4,0 m, bei hohen 6,0 m oder, je nach Verkehrserfordernissen, breiter. Böschungen an der Wasserseite 1:2 bis 1:3, an der Luftseite 1:2 bis 1:4, nach unten flacher werdend. Maßgebend für die Standsicherheit sind die Gleitflächen,

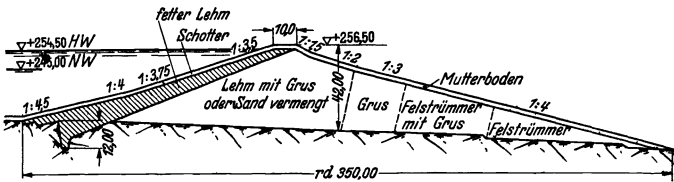


Abb. 40. Staudamm Niederwartha. [Nach LINK: Z. VDI 80 (1936) S. 1060.]

an denen die größten Schubkräfte auftreten, da hier eine Rutschung am leichtesten erfolgt. Daher ist die Böschungsneigung abhängig von der Gleitziffer $\max \eta_1 = \max \tau / \sigma$, wobei das Verhältnis Schubwiderstand $\max \tau$: Bodenpressung σ für die betreffende Bodenart durch Versuche festgestellt werden muß. Angenähert ergeben sich folgende Böschungsneigungen in Abhängigkeit von $\max \eta_1$:

Gleitziffer $\max \eta_1$	Böschungsneigung	Art der Gleitflächen
0,2	1 : 5	mooriger und schlammiger Untergrund nasser Sandboden
0,3	1 : 3,3	
0,4	1 : 2,5	
0,5	1 : 2	Erde auf Erde trocken
0,6	1 : 1,6	

Hierbei ist ein Damm mit gleichen wasser- und luftseitigen Böschungen aus einheitlichem Material vorausgesetzt.

Bei Dämmen aus einheitlichem Schüttgut treten die ungünstigsten Schubspannungsverhältnisse an der Luftseite bei gefülltem Becken, bei Dämmen mit Tondichtung (Abb. 41) dagegen an der Wasserseite bei einer plötzlichen Entleerung des Beckens auf.

3. Dämme aus einheitlichem Material.

Als Baustoff eignet sich am besten Sand mit soviel Gehalt an bindigem Boden (Korngröße kleiner 0,002 mm), daß weder Rißgefahr beim Austrocknen noch Rutschgefahr besteht. (Mergeliger Boden, Dammerde, Sand mit 15—25 % Ton.) Dämme ohne Dichtung lassen meist geringe Wassermengen durchtreten. Entwässerung durch Sickerrohre oder Bodendränung erforderlich. Außerdem Abdichtung der wasserseitigen Böschung durch Betonplatten oder für kleinere Dämme Rasen mit besonderer Sicherung gegen Wellenschlag. Bei sorgfältiger Abstufung der Kornzusammensetzung auch Dämme aus rein kiesigem und sandigen Böden möglich. Nach einiger Zeit Selbstdichtung.

Vor Erstellung des Dammes entsprechende Vorbereitung des Untergrundes. Aushub des Mutterbodens und der durchlässigen Überlagerungen (Schlamm, Feinsand usw.) oder Herabführen einer dichten Schürze an der Wasserseite bis auf den undurchlässigen Untergrund. Herstellung der Dämme durch Schüttung in einzelnen Lagen von 15—20 cm Höhe. Verdichtung durch Walzen oder Stampfen (mechanische Stampfgeräte). Auch gespülte Dämme kommen zur Ausführung. (Transport und Einschlämmen durch Wasser.)

Dämme aus einheitlichem Material sind in neuerer Zeit wenig ausgeführt.

4. Dämme mit besonderer Dichtung.

Hierher gehören zunächst die Dämme, welche aus Teilen verschiedenen Materiales, nämlich Dichtungs- und Stützsichten bestehen. Wie Abb. 40 zeigt, befinden sich hierbei die Dichtungsschichten an der Wasser, die Stützsichten (geröllig sandige Böden), die das eindringende Wasser nach außen abgeben sollen, an der Luftseite.

Zu den eigentlichen Dämmen mit besonderer Dichtung gehören:

- a) Dämme mit Dichtung an der wasserseitigen Böschung. Hierbei ist der gesamte Damm vor Durchsickerung geschützt. Die Dichtungsdecke muß eine genügende Überdeckung haben, um sie vor Beschädigung, Frost und Austrocknung zu schützen. Stärke der Dichtungsschicht nicht unter 1,0 m.



Abb. 41. (Nach TÖLKE.)

Sie muß entweder selbst oder in Verbindung mit einer Spundwand bis auf den undurchlässigen Boden reichen, da sie sonst zwecklos ist (Abb. 40).

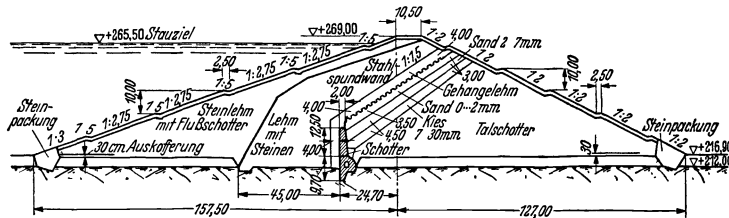


Abb. 42. Staudamm Schwammenauel.

Besonders günstig ist hierbei nach TÖLKE eine Anordnung der Dichtungsschicht unter einem Winkel von $\frac{1}{4} \beta$ wie Abb. 41 zeigt, so daß die Überdeckung $\frac{1}{4}$ des Böschungswinkels beträgt.

b) Dämme mit Kerndichtungen. Kern meist in Dammitte bis auf den undurchlässigen dichten Felsen reichend. Der Kern kann entweder aus plastischem Material als Lehmkern oder aus festem Material als Betonkern ausgeführt werden.

Neuerdings werden auch Kerne mit Betonfundament und anschließenden lotrechten oder geneigten Stahlpundwänden angewandt. Um die Nachgiebigkeit eines solchen Kernes zu erhöhen, werden die Wände auch aus Blechwellen hergestellt (s. Abb. 42 u. 43). Etwa durch die Kerndichtung sickerndes Wasser wird in einer hinter der Wand befindlichen durchlässigen Schicht gesammelt und in den Fundamentstollen eingeleitet.

Mit Rücksicht auf die im Inneren des Dammes zu erwartenden Bewegungen wird der Kern mit einer Gleitfuge oder einem Gelenk sowie einem Beobachtungsstollen versehen.

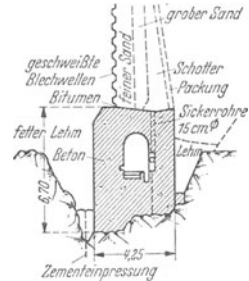


Abb. 43. Kerndichtung der Bever-Talsperre.

B. Schwergewichtsmauern.

1. Allgemeines.

Bei den Schwergewichtsmauern wirkt dem durch den Wasserdruck erzeugten Kippmoment das Moment des Eigengewichtes entgegen. (Reine Stützmauerwirkung.) Es genügt daher, die Kraftwirkungen in einer Mauerseiche von der Dicke Eins zu betrachten, und alle räumlichen Wirkungen zu vernachlässigen. Trotzdem wurden die meisten Schwergewichtsmauern in Bogenform ausgeführt

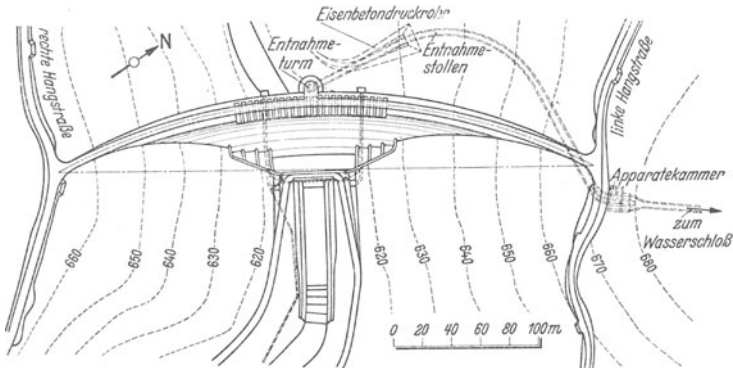


Abb. 44. Schwarzenbach-Schwergewichtsmauer.

(Abb. 44), um durch zusätzliche Gewölbewirkung eine erhöhte Sicherheit zu erreichen. Der Krümmungsradius beträgt hierbei das 1—1,5fache der Sehnenlänge. Bei Mauern aus Beton kommt infolge der notwendigen Fugen eine Bogenwirkung nicht zustande.

2. Die auf die Mauer wirkenden Kräfte.

An äußeren Kräften wirken der Wasserdruck, der Sohldruck, der Erddruck und der Eisdruck. Innere Kräfte sind Eigengewicht, Porenwasserdruck sowie die durch Temperaturänderungen und Schwinden des Betons hervorgerufenen Spannungen.

Der Wasserdruck steht immer senkrecht auf der gedrückten Fläche, was bei gekrümmter wasserseitiger Begrenzung besonders zu beachten ist. Da dynamische

Kräfte außer acht gelassen werden können, entspricht die Größe des Wasserdruckes für jedes Flächenelement der darüber liegenden Wassersäule (Wasserdruckdreieck).

Der Sohlenwasserdruck wird durch das in die Grundfuge eindringende Druckwasser ausgelöst, wodurch ein Teil des Mauergewichtes aufgehoben wird. Sickers das Wasser durch die Fuge an die Luftseite, so muß der Druck entsprechend dem Druckverlust abnehmen. Man rechnet bei gutem Felsuntergrund an der Wasserseite mit 30% der Wasserspiegelhöhe (auf die ganze Fläche verteilt) und läßt den Druck geradlinig bis zur Luftseite abnehmen (Abb. 7). Durch Entwässerung der Sohlenfuge kann der Sohlenwasserdruck aufgehoben oder stark vermindert werden.

Eisdruck und Erddruck spielen nur eine geringe Rolle. Letzterer ist bei einer höheren Hinterfüllung der Mauer zu berücksichtigen.

3. Standfestigkeitsberechnung und Querschnitt der Schwergewichtsmauer.

Die Standsicherheit erfordert Kippsicherheit, Gleitsicherheit und den Nachweis, daß an keiner Stelle im Inneren der Mauer und des Untergrundes die zulässigen Beanspruchungen überschritten werden. Außerdem dürfen an keiner Stelle Zugbeanspruchungen auftreten. Diesen Bedingungen wird ein dreieckförmiger Querschnitt gerecht, dessen Spitze im Wasserspiegel liegt (Abb. 45). Wenn die Resultierende aus Wasserdruck und Eigengewicht durch den äußeren Kernpunkt gehen soll, ergibt sich

$$W \cdot \frac{h}{3} = G \cdot \frac{b}{3},$$

worin $W = \frac{h^2 \cdot \gamma_0}{2}$ und $G = \frac{b \cdot h \cdot \gamma}{2}$ ist.

Damit wird:

$$\operatorname{tg} \beta = \sqrt{\gamma_0 / \gamma}, \quad \gamma_0 = \text{spez. Gewicht des Wassers,}$$

$$\gamma = \text{spez. Gewicht des Baumaterials.}$$

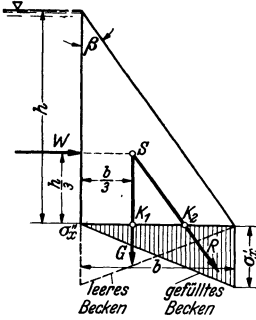


Abb. 45.

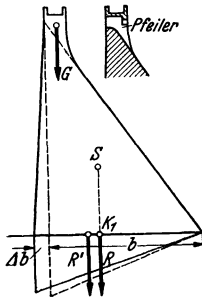
Es besteht alsdann 2fache Kippsicherheit, denn es ist $W \cdot h/3 = 2 G \cdot b/3$. Die Spannungsverteilung für waagrechte Fugen ist dreieckförmig. Bei leerem Becken ist die luftseitige, bei vollem Becken die wasserseitige Normalspannung = 0.

Die Gleitsicherheit verlangt $W = f \cdot G$, $f = W/G = \operatorname{tg} \beta = \sqrt{\gamma_0 / \gamma}$, worin f für Reibung zwischen Mauerwerk und Fels zu 0,75 angenommen werden kann. Zur Sicherheit ist gute Einbindung des wasserseitigen Fußpunktes, Verzahnung der Felsoberfläche und Anmauerung eines luftseitigen Mauerfußes an den Fels erforderlich. Eingetretene Zerstörungen von Mauern und Wehren erfolgten meist durch Abgleiten, weniger durch Kippen.

Durch Anbringen der Mauerkrone (Abb. 46) würde bei leerem Becken die Resultierende aus dem Kern nach der Wasserseite zu herausrücken, und daher Zugspannungen auftreten. Um dies zu vermeiden, wird die Wasserseite mit einer Neigung von 1:10 bis 1:20 versehen.

Abb. 46. Ausbildung und Einfluß der Mauerkrone.

Die zeichnerische Ermittlung der Spannungsverteilung in einzelnen Fugen geschieht genau wie diejenige für ein festes Wehr (s. Abb. 7). Die Mauer wird in einzelne, je nach ihrer Höhe etwa 3–6 m hohe Streifen eingeteilt und für jeden Abschnitt aus den äußeren Kräften die Resultierende ermittelt. Da die größten Spannungen nicht in waagrechten Fugen, sondern in Fugen auftreten, die senkrecht auf der Luftseite stehen, so ist das Verfahren auch für Mauerabschnitte zu wiederholen, die durch schräge Fugen unterteilt sind.



Aus Größe und Lage der die Fugen schneidenden Resultierenden lassen sich die Kantenpressungen ermitteln und feststellen, ob die Drucklinie im Mauer Kern verbleibt. Die Ermittlung muß für leeres und gefülltes Becken erfolgen.

Die rechnerische Ermittlung der Spannungsverteilung. Die in waagrechteten Fugen auftretenden lotrechten Komponenten der Spannungen (Normalspannungen) stellen noch nicht die Größtwerte der Spannungen dar. Besonders wichtig ist die Kenntnis der überhaupt auftretenden größten Hauptspannungen. Die Richtung der größten Spannung steht senkrecht auf der Richtung der kleinsten Spannung (Hauptrichtungen). In den Hauptrichtungen verschwinden die Schubspannungen, woraus hervorgeht, daß die wasser- und luftseitige Begrenzung der Mauer Hauptrichtungen sein müssen, da in ihnen keine Tangentialkräfte auftreten. Die Hauptrichtungen stehen somit senkrecht auf der Wasser- und Luftseite der Mauer.

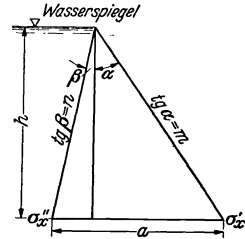


Abb. 47.

Für den in Abb. 47 dargestellten dreieckförmigen Querschnitt ergibt sich zunächst die am luftseitigen (σ'_x) und wasserseitigen (σ''_x) Fußpunkt auftretende Normalspannung aus

$$\sigma'_x = \frac{V}{a} + \frac{6 \Sigma M}{a^2} \quad \text{und} \quad \sigma''_x = \frac{V}{a} - \frac{6 \Sigma M}{a^2},$$

worin V = Summe aller lotrechten Kräfte und M = Summe aller Momente in bezug auf den Mittelpunkt der Fuge bedeutet. Mit $\text{tg } \alpha = m$ und $\text{tg } \beta = n$ wird für volles Becken

$$\sigma'_x = h \left[\frac{\gamma}{m+n} \cdot n + \frac{\gamma_0}{(m+n)^2} \right] (1 - m \cdot n) \quad (\text{luftseitig})$$

und

$$\sigma''_x = h \left[\frac{\gamma}{m+n} \cdot m - \frac{\gamma_0}{(m+n)^2} \right] (1 - 2 m n - n^2) \quad (\text{wasserseitig}).$$

Für den Fall einer lotrechten Wasserseite ($\text{tg } \beta = n = 0$) wird $\sigma'_x = h \cdot \gamma$ und $\sigma''_x = 0$. Da alsdann der Wasserdruck waagrecht wirkt, so muß die Fläche der Bodenpressungen gleich dem Gewicht der Mauer sein, d. h.:

$$\frac{h \cdot b \cdot \gamma}{2} = \frac{\sigma'_x \cdot b}{2} \quad \text{oder} \quad \sigma'_x = h \cdot \gamma.$$

Zur Bestimmung der Hauptspannungen schneidet man aus der Luft und Wasserseite ein unendlich kleines Dreieck heraus, bei denen alle Kräfte gleichmäßig

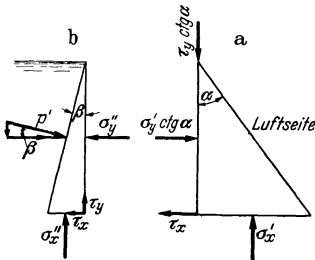


Abb. 48.

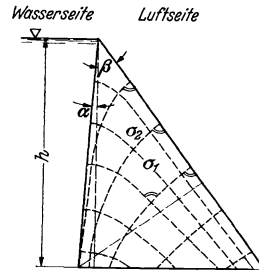


Abb. 49. Hauptspannungsrichtungen. (Nach KAMMÜLLER.)

verteilt angenommen werden können (Abb. 48). Es ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen für die luftseitige Hauptspannung (Abb. 48 a)

$$\sigma'_1 = \sigma (1 + \text{tg}^2 \alpha). \quad \text{Da} \quad \sigma'_x = h \cdot \gamma \quad \text{und} \quad \text{tg}^2 \alpha = \gamma_0 / \gamma'$$

ist, so erhält man für die größte luftseitige Spannung am Mauerfußpunkt für das Grunddreieck

$$\sigma'_1 = h(\gamma + \gamma_0).$$

Die kleinste luftseitige Spannung ergibt sich zu $\sigma'_2 = 0$. Für die wasserseitige größte Hauptspannung ergibt sich $\sigma'_1 = p$, worin p den Wasserdruck bedeutet. Die kleinste wasserseitige Hauptspannung wird:

$$\sigma''_2 = (1 + \operatorname{tg}^2 \beta) \sigma''_x - \operatorname{tg}^2 \beta \cdot p.$$

Hierbei ist zu beachten, daß für den Fall $\sigma''_x = 0$, $\sigma''_2 = -p \operatorname{tg}^2 \beta$ wird, demnach eine Zugspannung bei geneigter Wasserseite auftreten kann.

Um die Spannungsverteilung zu übersehen, zeichnet man in eine Mauer Scheibe die Linien gleicher Hauptspannungen (Isostaten) und die Richtung der beiden Hauptspannungen (Trajektorien) ein. Abb. 49 zeigt den Verlauf der Trajektorien, die senkrecht auf den Mauerumrissen stehen.

4. Baustoffe und Ausführung der Gewichtsmauern.

Früher wurde allgemein Bruchsteinmauerwerk (Schiefer, Grauwacke, Kalkstein, Muschelkalk) mit satten Fugen aus Kalk-Traßmörtel verwendet, wobei

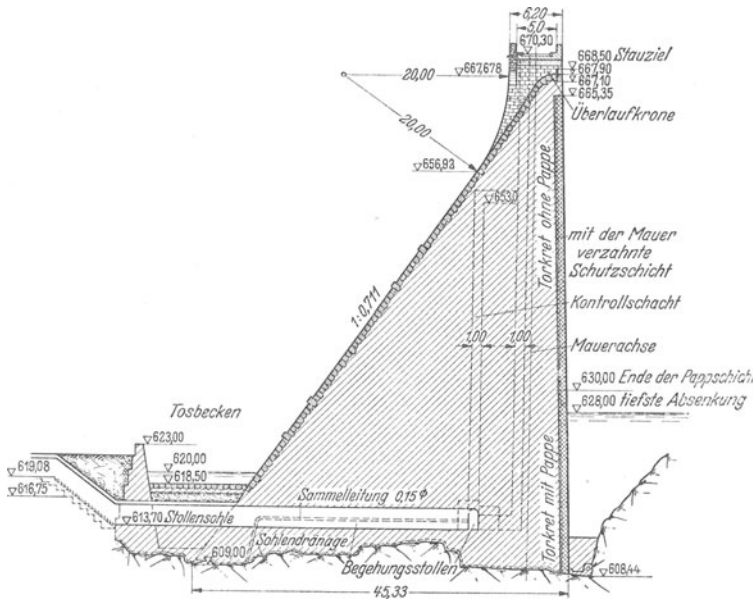


Abb. 50. Querschnitt der Schwarzenbach-Schwergewichtsmauer.

an der Luftseite bessere Steine mit zementhaltigem Mörtel versetzt wurden. An der Wasserseite wurde eine besondere Schutzschicht aus Zementmörtel mit bituminösem Anstrich und davor ein Verblendmauerwerk von 0,6—0,8 m Stärke ausgeführt, welches mit der übrigen Mauer durch Verzahnung verbunden war. In neuerer Zeit kommt Gußbeton mit Steineinlagen (10—20 %) sowie Stampfbeton in Frage. An der Wasserseite erhalten die Mauern einen Dichtungsputz (Schleuderputzschicht mit Asphaltpappe) und darüber einen Schutzmantel.

Zur Entwässerung des Mauerinneren und der Grundfuge wird an der Wasserseite und an der Sohle ein ausgedehntes Netz von Entwässerungsrohren verlegt (Abb. 50).

Wegen Schwinden des Betons werden durchgehende Dehnungsfugen mit besonderer Dichtung erforderlich. Der Fugenabstand betrug früher 25—30 m, heute etwa nur 12—20 m. In der Nähe der Hänge sollte er wegen der geringeren Mauerhöhe nur 10 m betragen. Die Fugen müssen bis auf die Felssohle reichen. Die Dichtung der Fugen geschieht durch Kupferbleche in Verbindung mit Teerstrick und Teerpappe (Abb. 51). Besonders günstig wirkt eine bituminöse Einpackung der Kupferbleche, damit auch eine Bewegung der Blöcke in der Quer- richtung möglich ist, ohne das Blech abzuschleeren. Zur Beobachtung der Dichtigkeit und des Zustandes der Fugen werden Kontrollschächte angeordnet (Abb. 52).

Der Fugenspalt beträgt bei ausgeführten Mauern je nach der Jahreszeit 1—4 mm.

Eine Verzahnung der einzelnen Blöcke hat nur Zweck, wenn neben der Stütz-

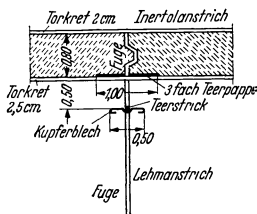


Abb. 51.

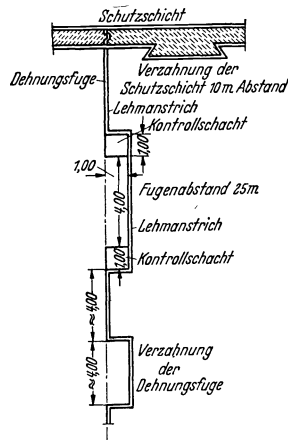


Abb. 52.

mauerwirkung die Gewölbewirkung eintreten soll. In diesem Falle müssen die Fugen mit Zement ausgepreßt werden, um damit das einheitliche Gefüge der Mauer herzustellen.

Um die Abbindewärme des Betons schneller abzuführen, wird die Mauer in einzelnen Blöcken erstellt in die neuerdings bei einigen Mauern noch ein Kühlrohrsystem eingebaut wurde (Hooversperre, Hohenwartesperre).

C. Die Pfeilerstaumauern.

Die Pfeilerstaumauern oder aufgelösten Staumauern bestehen aus einzelnen Pfeilern über die sich Gewölbe (Gewölbereihensperren) oder Platten (Plattensperren) spannen. Jeder Pfeiler muß den auf ein Feld wirkenden Wasserdruck auf das Fundament übertragen (Abb. 53 u. 54).

Das fehlende Eigengewicht wird durch die Wasserauflast ersetzt, indem die Wasserseite eine starke Neigung erhält. Da der Wasserdruck stets senkrecht auf die Fläche wirkt, so kann die Resultierende in den Kern gezwungen werden. Durch die starke Neigung der Gewölbe wird dieses im oberen Teil nicht gleichmäßig belastet, um dies zu vermeiden und gleichzeitig eine gute Kronenbildung zu erreichen, werden die Gewölbe im oberen Teil abgeknickt. Infolge der geringen Ausdehnung der Gründungsflächen braucht der Sohlenwasserdruck nicht berücksichtigt zu werden. Der Pfeilerabstand beträgt 9—15 m, die obere Pfeilerstärke $d_0 = 1/10$ des Abstandes, der Zentriwinkel der Gewölbe 130° . (Zulässige Druckspannung etwa $40\text{--}50 \text{ kg/cm}^2$).

Die Kosten der aufgelösten Sperren sind wegen der schwierigen Schalung und der Erstellung in Eisenbeton trotz weniger Masse oft ebenso hoch wie für Schwergewichtsmauern. Nachteilig sind die dünnwandigen stark geneigten Gewölbe, weshalb man neuerdings größere Pfeilerabstände und stärkere Gewölbe anstrebt. Der Vorteil besteht in dem geringen Baustoffverbrauch. Die Ausführung

eignet sich besonders bei flachen und breiten Tälern. Die einzige deutsche Sperre dieser Art ist die in Abb. 53 und 54 dargestellte Vöhrenbachsperre¹.

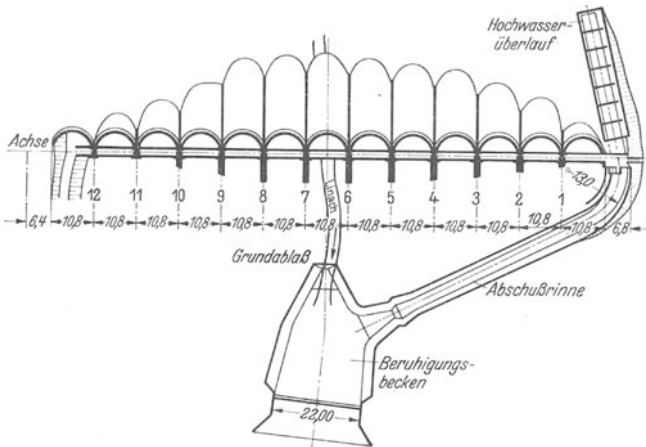


Abb. 53. Pfeilerstaumauer Vöhrenbach. [Nach F. MEIER: Beton u. Eisen 23 (1924) S. 13.]

An Stelle der Gewölbe können die Pfeiler auch durch entsprechend verstärkte Pfeilerköpfe verbunden werden. (Rundkopfmauer nach NOETZLI.) Diese Bauweise

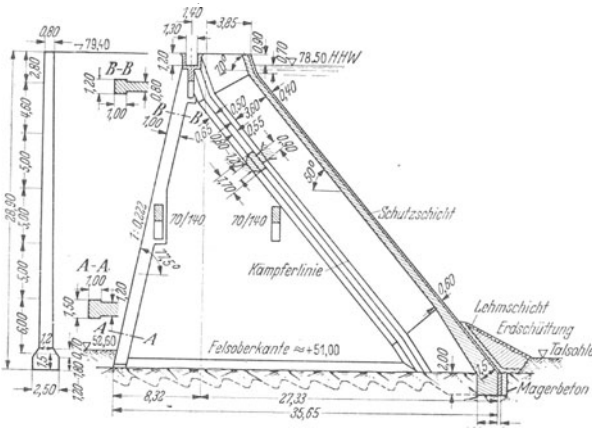


Abb. 54. Querschnitt Vöhrenbachsperre. [Nach F. MEIER: Beton u. Eisen 23 (1924) S. 13.]

bietet bei großen Mauerhöhen wegen der klaren statischen Verhältnisse, der Verminderung des Schwindens und des Sohlenwasserdruckes manche Vorteile.

D. Die Einzelgewölbe-Staumauern.

In der statischen Wirkung sind diese von den bisherigen Formen grundsätzlich verschieden, da hier der Wasserdruck durch die Gewölbewirkung auf die Talflanken übertragen wird. Der Anschlußwinkel an die Talwände soll mindestens 45° betragen.

¹ MEIER: Die Staumauer des Kraftwerkes Vöhrenbach. Beton u. Eisen 23 (1924) S. 13 u. 24. MAIER u. KAMMÜLLER: Die erste Eisenbetonstaumauer in Deutschland. Bauingenieur 4 (1923) S. 111.

Für die Kraftübertragung durch Gewölbewirkung ist ein möglichst kleiner Halbmesser und ein großer Zentriwinkel, d. h. eine möglichst elastische Mauer Bedingung, da sonst die Deformation aus der Stützmauerwirkung vorherrscht. Den geringsten Querschnitt eines Gewölberinges erhält man nach JÖRGENSEN¹ bei $\varphi = 133^\circ$. Nimmt man den gleichen Zentriwinkel für alle Gewölberinge in jeder Höhe an, so muß, um ein zu starkes Überhängen der Mauer nach der Luftseite zu vermeiden der Mittelpunkt der Gewölbe im unteren Teil nach der Wasserseite zu geschoben werden (s. Abb. 55 u. 56). Die Wasserseite der Mauer weist somit eine doppelte Krümmung auf (Schale).

Zur angenäherten Berechnung der Mauerstärke dient unter Vernachlässigung der Stützmauerwirkung und der Einspannung an den Kämpfern und der Sohle die Ringformel:

$$\sigma_y = \frac{p_m \cdot r}{s},$$

worin p_m = der auf den mittleren Halbmesser bezogene Wasserdruck in t/m²,

r = mittlerer Halbmesser in m,

σ_y = Ringspannung in t/m² und

s = Gewölbestärke in m ist (s. Abb. 57 u. 58).

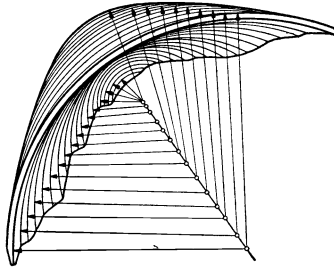


Abb. 55.

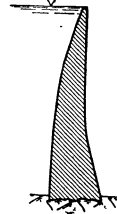


Abb. 56.

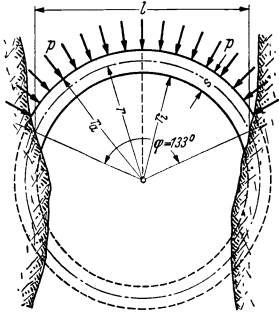


Abb. 57.

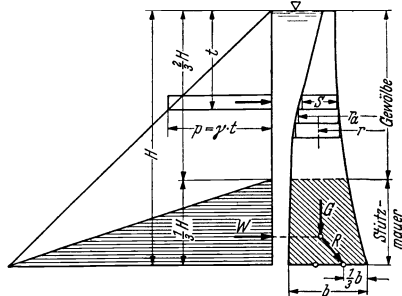


Abb. 58.

Führt man den äußeren Wasserdruck ein, so erhält man

$$p_m = \frac{r_a \cdot p}{r} = \frac{r_a}{r} \cdot t \cdot \gamma,$$

worin t = Wassertiefe ist.

Mithin:
$$\sigma_y = \frac{r_a \cdot t \cdot \gamma}{s} \quad \text{oder} \quad s = \frac{r_a \cdot t \cdot \gamma}{\sigma_y}.$$

Die Durchbiegungen im Gewölbescheitel ergeben sich aus:

$$w = \frac{p_m \cdot r^2}{E \cdot s} \quad \text{oder} \quad w = \frac{r_a \cdot r \cdot t \cdot \gamma}{E \cdot s}.$$

Aus Abb. 57 folgt für den mittleren Halbmesser:

$$r = \frac{1/2 l}{\sin \varphi},$$

¹ JÖRGENSEN: Betrachtungen über den Entwurf von Gewölbestaumauern mit unveränderlichem Mittenwinkel. Dtsch. Wasserwirtschaft 33 (1938) S. 21.

woraus sich ergibt, daß bei gegebener Gewölbelänge l , r mit wachsendem Zentriwinkel abnimmt, wodurch die Werte σ_y oder s ebenfalls abnehmen.

Berücksichtigt man die Einspannung an der Sohle und die dadurch verhinderte Beweglichkeit der untersten Gewölberinge, so kann das untere Drittel der Mauer als Stützmauer (Kragbalken) berechnet werden, wobei, wie Abb. 58 zeigt, der Wasserdruck in $h/3$ Höhe zu Null angenommen wird und geradlinig nach unten bis zur vollen statischen Höhe wächst. Die oberen $2/3$ der Höhe werden alsdann nach der Ringformel berechnet.

Zu einer genauen Berechnung wird eine Zerlegung der Kräfte in eine Gewölbe- und eine Stützmauerwirkung notwendig. Zu diesem Zweck teilt man die Mauer in waagrechte und lotrechte Lamellen ein und berechnet die Durchbiegung aus Stützmauerwirkung und Gewölbewirkung für die so entstehenden Felder. Hierbei ergeben sich infolge der Stützmauerwirkung auf die unteren Teile der Mauer die größten Durchbiegungen an der Mauerkrone, obschon hier der Wasserdruck den geringsten Wert hat.

Da bei Berücksichtigung der Kämpfereinspannung der Wasserdruck, das Schwinden des Betons sowie eine Temperaturabnahme an der Wasserseite des Kämpfers Zugspannungen und an der Luftseite erhöhte Druckspannungen hervorrufen, so wird sich eine luftseitige Verstärkung der Ringe notwendig erweisen.

Die zulässigen Spannungen betragen 42 kg/cm^2 für Druck und bis zu 7 kg/cm^2 für Zug.

Zur Vermeidung von Temperatur- und Schwindspannungen werden lotrechte radiale Fugen angeordnet, welche bei möglichst geringer Temperatur zubetoniert werden.

Die Stärke der Gewölbe beträgt an der Sohle etwa $1/4$ — $1/3$, die Masse der Mauer 25—40% derjenigen einer Schwergewichtsmauer¹.

IV. Die Betriebseinrichtungen der Talsperren.

1. Wasserentnahme.

Die Wasserentnahme für Kraftwerke erfolgt je nach Lage des Krafthauses und dem zur Verfügung stehenden Gefälle entweder seitlich durch Stollen oder mittels Rohre, welche unmittelbar in der Mauer verlegt sind (Talsperrenkraftwerk Bleilochsperre). Bei einer Verlegung der Rohre in einem durch die Mauer geführten Stollen können diese von allen Seiten besichtigt werden. Gute Verankerung ist in diesem Falle erforderlich. In den meisten Fällen kommt ein erweiterter trichterförmiger Einlauf mit Rechen, sowie eine doppelte Absperrvorrichtung zur Ausführung. Weiterhin kann die Entnahme durch einen Entnahmeturm erfolgen, der unabhängig von der Mauer gegründet wird. Hierbei können, wenn notwendig, Öffnungen in verschiedener Höhe angelegt werden (Wasserversorgung). Vor den Öffnungen wird oft ein aufziehbarer Feinrechen angeordnet.

Wegen des Mitreißen von Luft ist auch beim geringsten Wasserstand noch eine genügende Überdeckung von mindestens $1,0 \text{ m} + \frac{v^2}{2g}$ notwendig, wobei v die höchste im Rohr oder Stollen auftretende Geschwindigkeit ist.

Auf eine allmähliche Beschleunigung des Wassers im Einlauf und die Vermeidung von scharfen Ablösungskanten ist besonderer Wert zu legen, da sonst erhebliche Einlaufverluste zu erwarten sind.

Der Druckverlust in einer Entnahmeleitung ist

$$h_v = \left(0,4 + 1,0 + \frac{\xi \cdot l}{d} \right) \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad \text{warin } 0,4 \frac{v^2}{2g}$$

den Einlaufverlust, $1,0 \frac{v^2}{2g}$ das Beschleunigungsgefälle und das letzte Glied den eigentlichen Reibungsverlust bedeutet. Für glatte Rohre oder glatt geputzte Stollen ist $\xi = 0,014$ — $0,016$.

¹ TÖLKE: Baustoffersparnis durch Verwendung von Bogengewichts- und Bogensperren. Bauingenieur 18 (1937) S. 11.

Bei Dämmen sind die Entnahmeanlagen möglichst außerhalb des eigentlichen Dammkörpers seitlich an den Hängen unterzubringen. Andernfalls sind auf den gewachsenen Boden gegründete durch den Dammkörper geführte Stollen erforderlich, in welchem die Entnahmeröhre frei mit guter Entwässerung nach außen verlegt sind (Kalttalsperre).

2. Grundablaß.

Der Grundablaß dient zur völligen Entleerung des Staubeckens und muß an der tiefsten Stelle liegen. Für seine Verlegung in der Mauer oder im Damm gilt das unter 1. Gesagte. Als Absperrorgane kommen Kolbenschieber (Ringschieber), Kugelschieber, Keilschieber und Segmentverschlüsse in Frage. Bei den oft hohen Geschwindigkeiten infolge des freien Austritts des Wassers ist Rücksicht auf Hohlraumbildung zu nehmen (Lüftung).

Die Leistung eines Grundablasses errechnet sich aus:

$$Q = F \sqrt{\frac{2gH}{1,4 + \frac{\xi \cdot l}{d}}} \quad H = \text{Gesamtgefälle,}$$

zwischen Ober- und Unterwasser bzw. Oberwasser und Rohrmitte bei freiem Austritt. l = Länge und d = Durchmesser des Rohres. Am Austritt des Grundablasses ist die Anordnung eines Tosbeckens mit Gegenschwelle zur Energie-

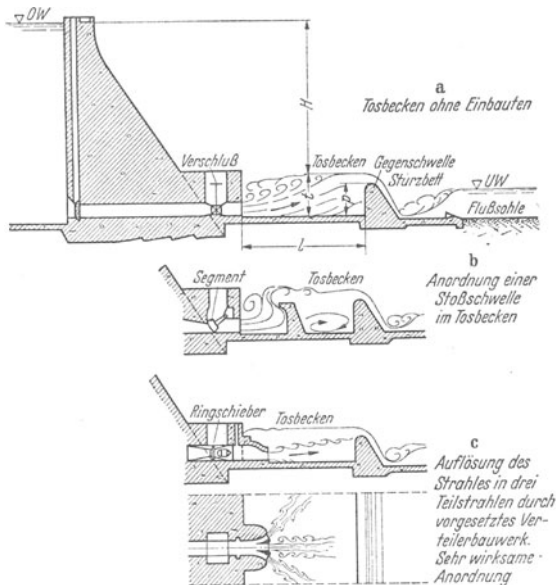


Abb. 59. Verschiedene Ausführungen von Tosbecken zur Energievernichtung.

vernichtung notwendig (Abb. 59a). Reicht das über dem Strahl befindliche Wasserpölster nicht aus, so kann durch Anbringung einer Stoßschwelle wie Abb. 59b oder durch Teilung des Strahles in mehrere Einzelstrahle Abb. 59c eine stärkere Energievernichtung und damit eine wesentliche Verminderung der Tosbeckenlänge und Tiefe erreicht werden (Hohenwartesperre). Hinter der Gegenschwelle des Tosbeckens ist zum Schutze der Flußsohle ein Sturzbett mit Kolk-sicherung (Zahnschwelle) erforderlich (Abb. 59a).

3. Hochwasserentlastung.

Bei Talsperren muß durch besondere selbsttätig wirkende Anlagen dafür gesorgt werden, daß der höchste Wasserspiegel nicht überschritten wird. Die Anlagen müssen daher imstande sein, die größte zu erwartende Hochwassermenge bei gefülltem Becken abzuführen. Zu diesem Zweck wird entweder ein Teil der Mauerkrone als Überfall ausgebildet (Abb. 50) oder seitlich ein Überlaufbecken (Abb. 53) angeordnet.

Die Berechnung der Länge der Überlaufkanten kann nach Formel

$$L = \frac{3 \cdot Q}{2 \mu \cdot h \sqrt{h} \cdot \sqrt{2g}}$$

erfolgen, wobei μ je nach Ausbildung der Krone zu wählen ist (s. u. „Wehre“). Bei einer Anordnung von Hangkanälen als Hochwasserentlastung ist zu beachten, daß in den unvermeidlichen Krümmungen der Kanäle (s. Abb. 53) noch keine

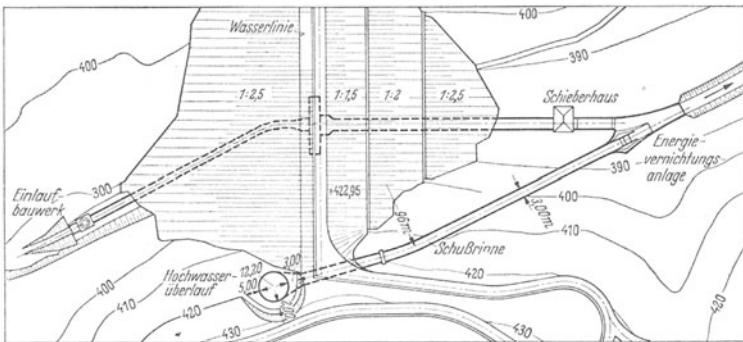


Abb. 60. Hochwasserentlastung am Kalltal-Staudamm.

allzu hohen Wassergeschwindigkeiten auftreten, da sonst ein Überlaufen des Wassers über die Seitenwände erfolgt. Abdeckung und Leitmauer können als Gegenmaßnahme dienen (Vöhrenbachsperre, Kalltalsperre).

Besonders günstig für Dämme ist eine als besonderer Turm ausgebildete Hochwasserentlastung, wie auf Abb. 60 dargestellt. Eine solche Entlastung ist vom Dammkörper völlig unabhängig, und es besteht die Möglichkeit bei einer etwaigen späteren Erhöhung des Dammes auch den Entlastungsturm auf einfache Weise zu erhöhen.

Um die Wasserspiegelschwankung zur Erreichung der notwendigen Überfallhöhe für die Abführung des Hochwassers zu verringern und dadurch wertvollen Stauraum zu sparen, werden auch bewegliche selbsttätige Wehrverschlüsse (Bleilochsperre, sowie Heber (Burgkammer) als Entlastungsanlagen ausgeführt. Bei einer Verengung des Heberquerschnittes im unteren Teil kann dieser beliebig große Fallhöhen besitzen.

Wasserkraftanlagen¹.

Von

Dr.-Ing. H. WITTMANN,

o. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

I. Grundlagen.

a) Wesen und Leistung der Wasserkraftanlagen (WKA).

Allgemeines. Die WKA nützen planmäßig die Eigenschaft des Wassers als Energieträger. Im Tidehub der Gezeiten, in den Wogen und Strömungen des Meeres, in den Flüssen der Binnengewässer äußern sich die Energie der Lage und die Energie der Bewegung. Ausbau der Meereskraft bis jetzt wirtschaftlich nicht lohnend. Ausbau der Flußwasserkraft technisch und wirtschaftlich hochentwickelt. Ziel dieses Wasserkraftausbaues ist es, den Energieverbrauch des fließenden Wassers bei der Überwindung der inneren (Wirbel, Walzen) und der äußeren (an Ufer und Sohle, durch Geschiebetrieb entstehenden) Bewegungswiderstände zu verringern, die freiwerdenden hydraulischen Energiemengen örtlich zu einer möglichst großen Fallhöhe zu vereinigen und in mechanische Energie umzuwandeln, Die Fallhöhe H kann gewonnen werden durch Stauung des Wasserspiegels oder durch Umleitung des Wassers. Die Stau-Umleitungskraftanlage ist die

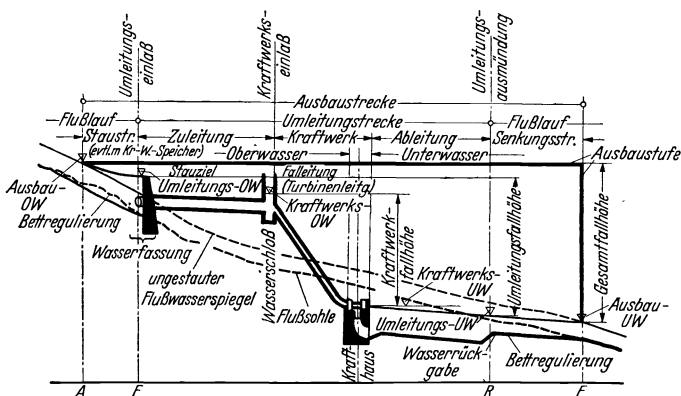


Abb. 1. Allgemeinste gemischte Ausbauf orm (nach LUDIN).

allgemeinste Ausbauf orm (Abb. 1). Stauwerk und Krafthaus sind örtlich weit auseinandergezogen und Stauwerk mit Wasserfassung, Wasserschloß und Krafthaus getrennte Bauwerke, die durch die Zuleitung und Turbinenleitung miteinander

¹ Deutsche Literatur: A. LUDIN: Wasserkraftanlagen. Berlin 1934. — A. SCHOKLITSCH: Der Wasserbau. Berlin 1930. — Mitt. d. Reichsverb. d. Dtsch. Wasserwirtschaft, Berlin. Die Wasserkraftwirtschaft Deutschlands. Berichte zur Weltkraftkonferenz. Deutsche Wasserwirtschaft, Stuttgart/Berlin. Wasserkraft und Wasserwirtschaft, München. Wasserwirtschaft und Technik, Wien. ETZ, Z. VDI. Wasserkraftjahrbücher, München.

verbunden sind. Allgemein angewendet bei Hochdruckanlagen ($H > 50$ m). Sind Stauwerk und Krafthaus örtlich getrennt, Krafthaus und Wasserschloß jedoch in einem Bauwerk vereinigt oder nur durch kurze Rohrleitungen verbunden (Abb. 19), entsteht die Niederdruckanlage für Fallhöhen bis etwa 20 m und die Mitteldruckanlage für Fallhöhen bis zu 50 m. Liegen Stauwerk und Krafthaus an gleicher oder an nahezu gleicher Stelle des Flußlängsschnittes, ergibt sich die reine Staukraftanlage ohne Umleitung als die allgemeinste Form der Niederdruckanlage für H bis etwa 25 m (Abb. 18). Nach der Möglichkeit der Speicherung unterscheidet man: Laufwerke, ohne nennenswerte Speicherung; Speicherwerke, bei denen die zufließenden Wassermengen aufgespeichert werden können. Je nach Fassungsraum: Klein- (Tages-, Wochen-) und Groß- (Jahres- und Überjahres) Speicher. Wird der Fassungsraum zu gewissen Zeiten künstlich aufgefüllt: Pumpspeicher. Ferner können unterschieden werden: Anlagen mit oder ohne ständige Bedienung und Wartung (automatische, ferngesteuerte Anlagen). WKA werden seltener für unmittelbare Kraftübertragung, hauptsächlich zur Gewinnung elektrischer Energie für Fernversorgung, Stadtversorgung, Bahnbetrieb, chemische Industrie, meistens für verschiedene Zwecke gleichzeitig und vielfach im Zusammenhang mit Wasserstraßen, Trinkwasserversorgungen, Hochwasserschutz, Meliorationen, Flußklärungen ausgebaut.

Leistung ergibt sich aus der ausgenutzten Wassermenge Q_n ($\text{m}^3/\text{s} = \text{t/s}$) und der Nutzfalldhöhe H_n (m) zu:

$$\begin{aligned} Ni &= \text{Ideelle Leistung an der Turbine} = Q_n \cdot H_n \text{ mt/s,} \\ N/Ni &= \eta_T = \text{Turbinenwirkungsgrad,} \\ N &= \text{Nutzleistung an der Turbine} = \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n \text{ mt/s} \\ & \quad 1 \text{ mt/s} = 9,8 \text{ kW} = 13,3 \text{ PS} \\ N &= 9,8 \cdot \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (kW)} = 13,3 \cdot \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (PS).} \end{aligned}$$

Für η_T kann 0,85 bis 0,9 angesetzt werden:

$$N = 8,5 \text{ bis } 9,0 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (kW)} = 11,3 \text{ bis } 12 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (PS).}$$

Für überschlägige Rechnungen in PS mit $\eta_T = 0,82$ ergibt sich

$$N = 11 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (PS).}$$

Für die elektrische Nutzleistung N_e sind die Wirkungsgrade der Stromerzeuger $\eta_G = 0,85$ bis 0,96 und der Umspanner $\eta_U = 0,92$ bis 0,975 zu berücksichtigen.

$$N_e = 9,8 \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_U \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (kW).}$$

Das Erzeugnis einer WKA innerhalb eines Jahres, ihre *Jahresarbeitsleistung*, ist die *Jahreserzeugung* E in kWh, oder ihre mittlere Leistung MN in kW

$$E = 8760 \cdot MN; \quad MN = E/8760.$$

Grundgrößen. Über die *vorhandenen Wassermengen* Q_0 siehe Wasserwirtschaft. Um die für die Wasserkraftnutzung verfügbare Abflußmenge Q_1 zu erhalten, sind für ältere Rechte und andere Bedürfnisse oft bedeutende Wassermengen Q' abzuziehen:

Trinkwasserversorgung, Bewässerung, Fischerei, Speisung von Schifffahrtskanälen, Wahrung landschaftlicher Schönheiten, Wasserverluste in Staubecken und Kanälen durch Verdunstung und Versickerung.

Die *Falldhöhe* H in m ist der Unterschied der Wasserspiegelhöhen in zwei Querschnitten (geodätische Falldhöhe). Teilfallhöhen ergeben sich durch Unterteilung der Gesamtfalldhöhe (Bruttosalldhöhe) nach der Ausbauform (Abb. 1). Unter Beachtung der Fallhöhenverluste (Abschnitt III) erhält man die verfügbaren Fallhöhen (verfügbare Umleitungsfallhöhe, Kraftwerkfallhöhe). Für allgemeine Leistungsberechnungen genügt die Verwendung der geodätischen Falldhöhe. Für die genaue Berechnung der Nutzfalldhöhe $H_n = \text{Energiefallhöhe der Turbine}$ sind die Geschwindigkeitshöhen zu berücksichtigen (Abb. 11).

Falldhöhenschwankungen. Während die Stauhöhe im O.W. behördlich in engen Grenzen festgelegt ist (Stauziel), schwanken die Wasserstandshöhen im UW nach

den Abflusssmengen. Die Einbuße an Fallhöhe ist im Verhältnis zur normalen Fallhöhe (bei Vollwassermenge) um so größer, je geringer der Anteil der Umleitungsfallhöhe an der Gesamtfallhöhe ist. Reine Staukraftwerke sind am empfindlichsten und kommen bei HHW vielfach zum Erliegen. Hochdruckspeicheranlagen mit langperiodischen Fallhöhenänderungen sind um so unempfindlicher, je kleiner der Unterschied zwischen Stauziel und Absenksziel im Verhältnis zur Gesamtfallhöhe ist (Abb. 9). Kennzeichnende Fallhöhen sind der obere und untere Grenzwert $\max H$ und $\min H$, die beide sowohl für $Q_n = Q_v$ (Vollbeaufschlagung) wie für $Q_n = \min Q$ des Betriebes festzustellen sind. Für speicherlose Werke ist noch wichtig die Vollwasser-Fallhöhe H_v , die gleichzeitig mit Q_v auftritt.

b) Ausbauformen.

Allgemeines. Die nur beschränkte Erweiterungsmöglichkeit der Einzelteile einer WKA (Stauerhöhung, Vermehrung der Maschinenzahl und -stärke) erfordert von vornherein sorgfältigste Planung auch der Einzelwerke innerhalb eines Gesamtausbauplanes. Herausschneiden einzelner besonders günstiger Flußstrecken ist unzulässig. Standort der WKA hängt ab von den natur — und durch Siedlung gegebenen Ausbau — und den energiewirtschaftlichen Absatzbedingungen. Ortsgebundener Bedarf (Stadtversorgung, auf Rohstoffe sich stützende Industrie) erfordert vielfach verteuernde Fernleitungen. Je größer die Energieausbeute im Ausbaugbiet und der Verbrauch im Absatzgebiet, um so größer kann die wirtschaftlich vertretbare Entfernung beider sein. Die Sicherheit der Versorgung erfordert hierbei leistungsfähige Reserven (Großnetz, Wärmekraft). Wasserkraftindustrien (elektrochemische, thermische Industrie) sind freier in der Wahl des Standortes der WKA. Rücksicht auf allgemeine Verkehrsverhältnisse. Verbindung Wasserstraße-Wasserkraft erschließt gesamtwirtschaftlich weiteste Ausbaumöglichkeiten.

Durch Natur gegebene Ausbaubedingungen. Außer den Wassermengen, Eis- und Geschiebeverhältnissen, sind maßgebend: der geologische Bau des Geländes und Flußtales¹, die Gliederung des Flußnetzes und seiner Einzelteile nach Grundriß, Höhe, Quer- und Längsschnitt, Stau- und Sperrstellen, Speicherräumen, die Ausbildung der Hänge und Terrassen für Um- und Überleitungen, das Landschaftsbild.

Durch Siedlung gegebene Bedingungen. Wert des Bodens und der Kulturen, Besiedlungszustand- und -entwicklung, Grundeigentum und Nutzung, Verkehrsverhältnisse. Vorhandene Triebwerke, Wässer- und Fischereirechte, Wasserspeicher. Möglichkeiten künftiger Schifffahrt, Straßen.

Nieder- und Mitteldruckanlagen. Für größere Flüsse ist die *reine Staukraftwerk* mit möglichst großer Fallhöhe die zweckmäßigste Ausbauforn (Abb. 18). Fallhöhe meist beschränkt durch Stauwirkungen auf Kulturflächen und Siedlungen (Stauanlage nicht unmittelbar unterhalb größerer Ortschaften). Kraftstufen für längere Flußstrecken ermöglichen Durchlaufspeicherung und Schiffbarmachung großer Flußabschnitte. Der wirtschaftliche Ausbaugrad ist höher als bei Umleitungskraftwerken. Fallhöhen über 30 m sind durch reine Staukraftwerke wirtschaftlich selten ausbauwürdig.

Für die Stauhöhe kann die Deichhöhe am und oberhalb des Staukraftwerks maßgebend sein, die sich in das Landschaftsbild einfügen soll. Es ist jedoch zu beachten, daß durch Beschränkung der Deichhöhe sich nicht kraftwirtschaftlich ungünstige Lösungen ergeben oder bei Kraftstufen unausgenutzte Strecken zwischen den Einzelwerken liegen bleiben. Bei Kraftwasserstraßen ist dies wegen der notwendigen Fahrwassertiefe am Stauende unzulässig.

Talsperrenkraftwerke (Abb. 20). Ausnutzung des Speichers für Unterlieger, Anreicherung des NW für Schifffahrt, Hochwasserschutz, Bewässerungen, Nutzwasserversorgung.

Umleitungskraftwerke nur bei Flußgefällen von mindestens 1 m/km. Günstigste Lage des Kraftwerks im Werkkanal dort, wo Baukosten eines m Kanal im Ober- und Unterwasser etwa gleich sind. Vorteile gegen reine Staukraftwerke in weiten flachen Tälern bei sehr beschränkten Stauhöhen sind: stärkere Gefällszusammenfassung und längere Einzelausbaustrecken, was bei Kraftwasserstraßen auch

¹ WILSER: Geologische Voraussetzungen für Wasserkraftanlagen. Berlin 1925. — REDLICH-TERZAGHI-KAMPE: Ingenieurgeologie. Berlin 1929.

schiffahrtbetrieblich günstiger sein kann (Nachteil: Ausschaltung eines Ufers vom Verkehrsweg). Nachteilig sind weiter die höheren Unterhaltungskosten, besonders bei schwierigen Sinkstoff-, Geschiebe- und Eisverhältnissen, bei Kraftwasserstraßen die geringe zulässige mittlere Fließgeschwindigkeit. Außer den Deichen am Wehr werden oft hohe Kanaldämme erforderlich. Sorgsamste Planung in der Natur zur möglichsten Schonung des Landschaftsbildes.

Stau- wie Umleitungskraftwerke stören den Abfluvvorgang und die Schwerstoffführung.

Bei Einzelstufen und bei der ununterbrochenen Folge der Stufen (Staffelflußausbau) bedarf die Einwirkung des Ausbaus auf das morphologische Grundsystem¹ nicht nur des Ausbaufusses, sondern des ganzen Flußnetzes sorgfältigster Prüfung. Bei starker Geschiebe- und Schwebstoffführung verlanden die Stauräume², eine Entleerung durch Spülung bei HQ und freigegebenen Wehröffnungen ist für Geschiebe nur in geringem Ausmaß (in Nähe des Wehres), für Schwebstoffe mit größerem Erfolg (auf ganzer Länge der Haltung) möglich. Bei Umleitungskraftwerken fällt das Flußbett auf der Entnahmestrecke bei NQ trocken, daher Verpflückung eine geringste Wassermenge im Flußbett zu belassen, die der Kraftnutzung verlorengibt. Bei ungenügender Bemessung Gefahr der Versickerung. Bei relativ starker Verminderung der Gesamtabflußmenge durch Umleitungsstrecke (Dauerlinie beachten) Umbau des Flußbettes auf der Entnahmestrecke zur gesicherten Abfuhr von Schwebstoffen und Geschiebe aus der Haltung. Bei hohen HW-Ständen Senkung durch Umleitung möglich, in Eintiefungsstrecken kann bei langen Seitenkanälen weitere Vertiefung vermindert werden.

Hochdruckanlagen. Bei kleineren Flüssen mit Gefällen über 5 m/km sind die Vorbedingungen für Umleitungskraftwerke gegeben, wenn durch Stollen oder Hangrohrleitungen große Fallhöhen erreicht werden. Die niederen Stauwerke dienen hierbei im allgemeinen zur Wasserfassung und -reinigung und für Schwell- und Ausgleichbecken. Bei günstigen örtlichen Verhältnissen Einfügung eines Großspeichers durch hohe Stauwerke (Talsperren) und Bildung großer Gesamtfallhöhen.

Speicher. In den oberen Teilen des Einzugsgebietes meist starke flächenhafte Ausbreitung, sehr schwankende geringe Wasserführung und große Fall-

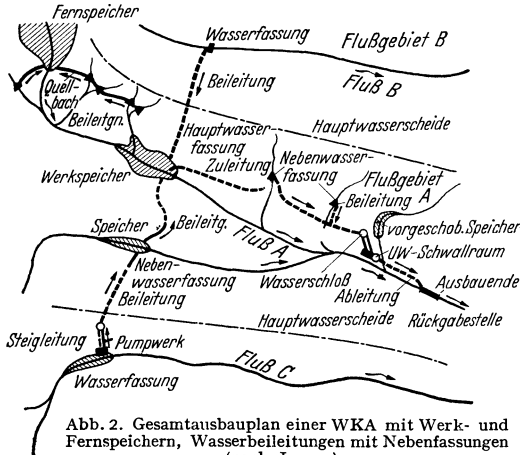


Abb. 2. Gesamtausbauplan einer WKA mit Werk- und Fernspeichern, Wasserbeleitungen mit Nebenfassungen (nach LUDIN).

liegt zum Kraftwerk als Fernspeicher, Speicher an der Wasserfassung und Speicher am Kraftwerk (Werkspeicher) (Abb. 2). Bei Höhenlage beachten, daß durch Beileitung benachbarter Einzugsgebiete Speicher verbessert werden kann. Vorspeicher an der Fassung des möglichst als Freispiegelgerinne oder -stollen auszubildenden beizuleitenden Gewässers ermöglicht niedrige Bemessung der Beileitung und Erfassung des Hochwassers. Kleinste Einzugsgebiete und Quellen sind bei Speichern in hohen Gebirgslagen beizuziehen.

¹ Siehe Abschnitt Wasserwirtschaft.

² SCHOKLITSCH: Stauraumverlandung und Kolkabwehr. Wien 1935.

höhen der einzelnen Äste des Gewässernetzes bei vielfach günstigen naturgegebenen Ausbaubedingungen. Notwendig daher Zusammenfassung der Einzugsgebiete und Angleichung des Abflusses an den Bedarf nach einheitlichem Gesamtausbauplan (Abb. 2). Feststellung der natürlichen Speichermöglichkeiten unter Berücksichtigung der morphologischen und geologischen Bedingungen (Beckendichtigkeit).

Die Speicher werden gebildet durch vollkommen natürliche Becken (Mulden, Seen), durch Abschluß natürlicher Talbecken mit einer Sperre, durch künstliche Umwallung, je nach dem Gelände. Hierbei zu unterscheiden zwischen Tief- und Hochspeicher. Der Speicher

Die vorhandene Energie eines großen Gewässernetzes läßt sich bei Ausbildung mehrstufiger Kraftwerke entweder durch eine größere Zahl von Kraftwerken mit kurzen oder durch eine kleinere Zahl von Kraftwerken mit langen Umleitungen ausnutzen. Die Grenze der Zusammenfassung wird durch wirtschaftlichen Vergleich gefunden. Zu beachten ist, daß der km Preis eines verbindenden Wasserstollens (150000 RM/km und höher) das 10- bis 30fache des km-Preises der die Kraftwerke verbindenden Hochspannungsleitung beträgt.

Pumpspeicheranlagen bezwecken die Veredelung geringwertiger Überschussenergie von Laufwasser- und Wärmekraftwerken durch hydraulische Speicherung. Das durch die Pumpe (Abb. 21) aus einem Tief- in einen Hochspeicher geförderte Wasser treibt zu Zeiten gesteigerten Bedarfs Turbinen und Stromerzeuger. Vielfältige Zusammenarbeit je nach räumlichem Zusammenhang beider Speicher möglich. Pumpspeicher kann dabei weit entfernt von dem Überschußstrom liefernden Werk liegen. Wasserwirtschaftlich sind Klein- und Großspeicher möglich. Besonders wirtschaftlich ist die Eingliederung einer Speicherpumpanlage in eine natürliche Speicherwasserkraft, da meist nur Zusatzkosten für Ergänzung der maschinellen Einrichtungen anfallen. Der Wirkungsgrad beträgt 0,54 bis 0,66; rd. 40 % der zugeführten Energie werden durch Verluste beim Pump- und Turbinenbetrieb aufgezehrt. Vorteile: Schnelle Betriebsbereitschaft, wenig Wartung, mehrstündige Speicherreserve.

Kleinwasserkraftanlagen. Bei zum Großnetz ungünstigem Standort einzelner kleinerer industrieller Anlagen (guter, seßhafter Arbeiterstamm) und kleinerer Siedlungen oder bei günstigem Dargebot, geringem Aufwand für Stauwerk und Zuleitung womöglich unter Benutzung und Verbesserung älterer Anlagen, ist auch heute noch der Ausbau kleinerer WKA gerechtfertigt. Als Einheit zusammengebaute Spiralturbinen mit handgeregelten Leitschaufeln erfordern geringe Wartung. Betriebliche Eingliederung in Mittelspannungsnetze von 6 bis 20 kV¹.

c) Rechtliche Grundlagen.

Preußen. WG vom 7. April 1913. Bestimmungen über die Benutzung von Wasserläufen für die Errichtung von Stauanlagen: allgemeine Vorschriften, Verleihung, Sondervorschriften für Stauanlagen und für Talsperren.

Bayern. WG vom 23. März 1907. An Private nur Erlaubnis, kein Recht zum Ausbau von Wasserkraften. Erlaubnis in der Regel auf 70 Jahre. Widerruf im letzten Drittel. Unentgeltlicher Heimfall. Wasserzins.

Sachsen. WG vom 12. August 1909. Nur Erlaubnis, kein Recht für Wassertriebwerke. Möglichkeit des Widerrufs.

Württemberg. WG vom 1. Dezember 1900. Grundlagen siehe H. 19 der Mitt. d. Dtsch. Wawi-Verbandes. Berlin 1927.

Baden. WG vom 12. April 1913. Grundlagen siehe H. 16 der Mitt. d. Dtsch. Wawi-Verbandes. Berlin 1926.

Energiewirtschaft. Gesetz zur Förderung der Energiewirtschaft (Energiewirtschaftsgesetz) vom 13. 12. 1935. Reichsgesetzblatt I 1451 und nachfolgende Ergänzungen und Änderungen.

Ausland. Die Grundzüge der Wasserkraft- und Energiegesetzgebung in den wichtigsten Wasserkraftländern sind übersichtlich in den Wasserkraft-Jahrbüchern 1928/29 und 1930/31 dargestellt (München).

Besteuerung der Wasserkraft. Siehe hierzu: Die steuerrechtliche Bewertung der Wassernutzungsanlagen. Mitt. d. Reichsverb. d. Dtsch. Wawi, Berlin 1936, Heft 39.

II. Energie- und Wasserhaushalt.

a) Allgemeines und Begriffe.

Energieart. a) Lieferung an Betriebe, die sich dem Dargebot nicht anpassen können und deren Bedarf unbedingt gedeckt werden muß (Pflichtstromlieferung):

¹ Z. VDI 85 (1941) S. 720.

Allgemeine Elektrizitätsversorgung, Straßen- und Überlandbahnen, die meisten Industriearten. Zur Befriedigung ist ständige oder durch Aushilfsenergie ständig gemachte Wasserkraft nötig (Primarkraft).

b) Lieferung an Betriebe, deren Bedarf sich dem Dargebot anpassen kann: Elektrochemische und metallurgische Betriebe, Energieaustausch mit fremden Werken (Wahlstromlieferung). Verwendung von Überschuß und Abfallstrom (Sekunda- und Tertiarkraft).

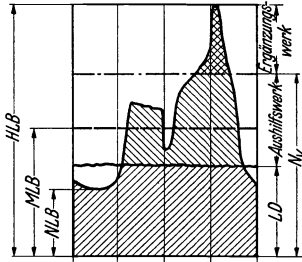


Abb. 3.

Energiemengen (Leistungsgrößen) kennwerte für Dargebot (D) und Bedarf (B) (Abb. 3).

a) Höchstleistung (Spitze) HLD , HLB , maßgebend für die notwendige Maschinenleistung. Aushilfswerke decken die infolge des (auch im Jahresverlauf) unständigen Wasserdargebotes auftretenden Leistungs- oder Arbeitsfehlbeträge unterhalb der Volleistung, Ergänzungswerke den über die Volleistung N_v hinausgehenden Spitzenbedarf.

b) Niedrigstleistung, Kleinstleistung, ständige Leistung: NLD , NLB .

c) Mittlere Leistung: MLD , MLB . Maßgebend für den Gesamtbedarf an Wasser, Aushilfsenergie.

Für Betriebsverhältnisse kennzeichnend:

a)
$$\frac{\text{Mittlerer Leistungsbedarf}}{\text{Höchstleistungsbedarf}} = \frac{MLB}{HLB} = \text{Belastungsziffer } b_m.$$

b)
$$\frac{\text{Mittlerer Leistungsbedarf}}{\text{Volleistung}} = \frac{MLB}{N_v} = (\text{Werk}) \text{ Ausnutzungsziffer } w_m.$$

c) $8760 \cdot b_m$ = mittlere Belastungsdauer (in Stunden) = Benutzungsdauer der Spitze.

d) $8760 \cdot w_m$ = mittlere (Werk) Benutzungsdauer in Stunden = MT . Lauf- (Niederdruck)werk groß; Speicher-(Spitzen)werk klein.

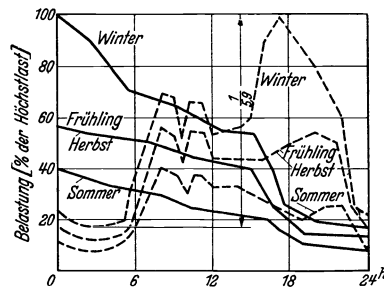


Abb. 4. Belastungsgang- und Dauerlinien eines Tages.

Betriebsart. Deckung der Energieart und Energiemengen kann erfolgen:

a) durch wasserwirtschaftliche Maßnahmen: Beschränkung des Ausbaues auf die ständige Leistung, wenn nötig Vergrößerung von H durch Ausbau mehrerer Stufen: geringe Flußnutzbarkeit (Abb. 5); Speicherung: Gesteigerte Flußnutzbarkeit, vermehrter Primarkraftanteil.

b) durch kraftwirtschaftliche Maßnahmen: Drosselung des Verbrauches: gesteigerte Flußnutzbarkeit, verminderter Primarkraftanteil; Aushilfswirtschaft: gesteigerte Flußnutzbarkeit, vermehrter Primarkraftanteil.

c) Vereinigung von a) und b): Verbundwirtschaft mehrerer Werke, mehrerer Netze (s. e).

Belastungsverlauf. In Abhängigkeit vom Wirtschaftsaufbau des Versorgungsgebietes ist der Energiebedarf stark wechselnd und weist neben den täglichen Schwankungen zumeist im Sommer einen Tiefpunkt, im Winter einen Höchstpunkt auf (Abb. 4). Je gemischter ein Versorgungsgebiet ist (Verkehr,

Industrie, Kleingewerbe, Landwirtschaft, Haushalt), desto geringer wird im allgemeinen die Spanne zwischen Tiefst- und Höchstpunkt (Abb. 7).

b) Ausbaugröße.

Bei gegebener Gesamtausbauform (Abb. 1) (Stau- oder Umleitungs-, Nieder- oder Hochdruckwerk) bestimmt sich die Ausbaugröße durch die Lage eines kennzeichnenden Punktes der Ausbaustrecke (Wasserfassung), durch den Ausbaumumfang (Länge der Ausbaustrecke, Gesamtfallhöhe, Abb. 1) und den Ausbaugrad (Vollwassermenge und Volleistung).

Ausbaugrad. Bei gegebenen Bedarfsverhältnissen sind Energieausbeute und alle Kosten abhängig vom Ausbaugrad. Zur zweckmäßigen Bestimmung der Vollwassermenge Q_v (N_v bei gegebenem H) sind folgende Zusammenhänge wesentlich (Abb. 5)

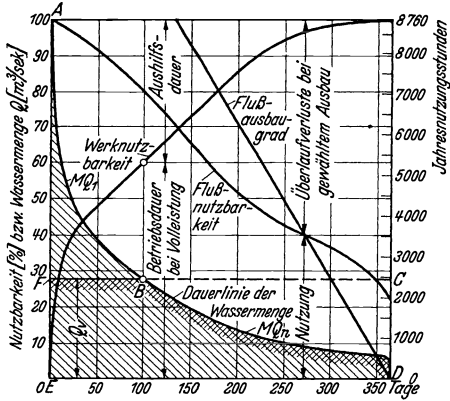


Abb. 5. Fluß und Werknutzbarkeit.

- a) $\text{Flußausbaugrad} = \frac{\text{Vollwassermenge}}{\text{mittl. verfügb. } Q} = \frac{Q_v}{M Q_1} \left[\text{Flächen } \frac{FCDE}{ABDE} \right].$
- b) $\text{Flußnutzbarkeit (-nutzungsgrad)} = \frac{\text{mittl. nutz. } Q}{\text{mittl. verfügb. } Q} = \frac{M Q_n}{M Q_1} \left[\text{Flächen } \frac{FBDE}{ABDE} \right].$
- c) $\text{Werknutzbarkeit (-nutzungsgrad)} = \frac{\text{mittl. nutz. } Q}{\text{Vollwassermenge}} = \frac{M Q_n}{Q_v} \left[\text{Flächen } \frac{FBDE}{FCDE} \right].$

[= mittlere Werkbenutzungsdauer in Stunden (MT). Wichtig für Dauer der Aushilfskraft.]

Ein hoher Ausbaugrad ermäßigt den Anteil der Gesamtkosten an der Energieausbeute, weil wichtige Teilkosten (Vorarbeiten, Baustelleneinrichtung, Wehranlage, Gründungen, Lohn- und allgemeine Geschäftskosten) vom Ausbaugrad ganz oder fast unabhängig sind. Dagegen erhöht die zunehmende Unständigkeit des Wasserangebotes die Kosten, weil zunehmende Aushilfsleistungen eingerechnet werden müssen, um vollwertige ständige Kraft zu erhalten. Wo Aushilfskraft zu vorteilhaften Bedingungen zu beschaffen ist, wird aus volkswirtschaftlichen Gründen die Wasserkraft möglichst weitgehend auszunutzen sein.

Staukraftwerke mit kleinen und mittleren Durchflußmengen werden üblicherweise auf die 90- bis 120tägige Abflußmenge, Staukraftwerke mit großen Durchflußmengen bei erheblichen Fallhöhen-schwankungen auf die 150- bis 200tägige, vielfach 182,5tägige (Q) Wassermenge ausgebaut. Dem Rückgang der Nutzfallhöhe mit zunehmender Wasserführung kann durch Überöffnung der Kaplan-turbinen und damit Vergrößerung der Triebwassermenge entgegengewirkt werden. Das Staukraftwerk kann vorausschauend auch für größere als zunächst ausgenutzte Q geplant und vorbereitet werden (240tägige Q), falls Möglichkeit besteht, unständige Energie abzusetzen. (Mehrkosten gering, da außer Maschinen- und Krafthaus weitere Bauteile nicht beeinflußt werden.)

Bei *Kanalwerken* beeinflussen die Kosten der Umleitung stark die Gesteigungskosten. Bei Flüssen mit starken Schwankungen und für besondere Verwertungsarten kleinere Ausbaumengen als die sonst übliche MQ . Erfäßbare Q durch Umleitung festgelegt, keine Vergrößerung möglich, Ausbau des Kanals zum Speicher. Energiewirtschaftlicher Vorteil, daß die wertvolle Winterenergie durch größere Fallhöhen bei kleinen Winterwasserführungen (Voralpenflüsse) vermehrt wird.

Ausbauumfang. a) *Reines Staukraftwerk.* Die Ausbau- und Jahreskosten sind abhängig von der Anzahl, Lage und Einteilung der Stufen und durch vergleichende Kostenüberschläge zu ermitteln. Grundsätzlich sind folgende Abhängigkeiten von der Fallhöhe zu beachten:

α) Die zeitlichen Schwankungen der Nutzfallhöhe H_n werden mit zunehmender Stauhöhe vergleichsweise kleiner, wodurch die mittlere wirksame Nutzfallhöhe und Energieausbeute schneller als die Stauhöhe wächst: daher hohe Gefällsstufen.

β) Bei den Anlagekosten werden durch die Stauhöhe wesentlich beeinflusst: die Kosten für das Stauwerk, den Grunderwerb, die Druckleitungen. Turbinen und Stromerzeugerkosten nehmen wenig, Krafthauskosten nicht zu.

γ) Die Kapitaljahreskosten verhalten sich wie die entsprechenden Anlagekosten. Lohn und Verwaltungskosten wachsen nur wenig mit der Stauhöhe.

b) *Umleitungskraftwerke.*

α) Kanalwerk. Nutzfallhöhe H_n und mittlere nutzbare Leistung MN_n sind wie bei a abhängig von der Länge der Ausbaustrecke. Bei den Anlagekosten sind die Kosten des Stauwerks nicht in gleichem Maße von der Gesamtfallhöhe H abhängig wie bei a, dagegen werden stark abhängig: die Kosten der Umleitung und der Druckleitung.

β) Hochdruckwerk. Die im Gebirge vorkommenden Druckstollen oder Hangrohre verbilligen im Gegensatz zu β α die Umleitung, verteuern die Fallrohrleitung.

c) **Energiewirtschaftlicher Wert von Laufwerken.**

Bei der energiewirtschaftlichen Bewertung einer WKA ist davon auszugehen, daß im allgemeinen der Wert der Energieeinheit (kWh) mit der Zuverlässigkeit und der Dauer des Dargebots steigt. Bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen insbesondere beim Vergleich mit anderen Energiequellen¹ und im Verbundbetrieb genügen die allgemeinen Beziehungen zu N , Q_v (Werknutzungsdauer), Gestehungskosten je kW (N_v) nicht (nur bei Pumpspeicherwerken). Es sind die durch die Natur bedingten energiewirtschaftlichen Eigenschaften jeder einzelnen WKA und dabei neben der ständigen Leistung die natürliche oder künstliche Verteilung der „gesicherten“ Leistung herauszustellen². Dadurch kann der Wert der Laufwerke und die Ausbaugröße gesteigert werden.

Ständige Leistung. Bei der hierfür maßgebenden kleinsten Wasserführung ist es nicht erforderlich Wassermengen heranzuziehen, die in 100 oder 50 Jahren nur an einem Tag beobachtet wurden (Möglichkeit der Fehlbeobachtung). Es genügt eine Wasserführung zu berücksichtigen, deren Auftreten der Häufigkeit möglicher Betriebsunterbrechungen oder -einschränkungen bei anderen Energiequellen entspricht. Es ist berechtigt, die ständige Leistung aus der Kleinstwassermenge zu ermitteln, die in einem Zeitraum von 15 Jahren nicht unterschritten wurde. Bei Staukraftwerken kann die Niedrigstleistung möglicherweise durch die Abnahme der Fallhöhe bei HW bestimmt sein. Auch hier genügt es die Hochwassermenge zu berücksichtigen, die in 15 Jahren an 1 bis 2 Tagen auftritt. Ebenso werden ungünstige Eisverhältnisse auf ihre Häufigkeit und Dauer zu prüfen sein. Ohne wesentliche Mehrkosten kann die Kleinstleistung durch teilweise oder vollkommene Tagesspeicherung gesteigert werden. Bei den Kanalwerken ermöglichen große Querschnitte der Seitenkanäle, die Auseinanderziehung der Dämme und die Einschaltung eines Ausgleichbeckens eine Erhöhung der Kleinstleistung für 12 Stunden auf 70% der Vollenleistung. Bei den Staukraftwerken gestattet der Stauraum durch geringe Absenkung die Durchlaufspeicherung. Im Gegensatz zu Wärme kraftwerken ist die ständige Leistung der WA somit sehr anpassungsfähig und wertvoll.

Gesicherte Leistung. Aus den Beobachtungen eines hinreichend langen Zeitraums (15 Jahre) erhält man für jeden Tag die absolut kleinste Wassermenge und damit die Ganglinie der absoluten Kleinstleistungen. Sie weist für jede Laufwasserkraft die durch den Abflußvorgang des Flusses und die Fallhöhenverhältnisse bedingten Eigenschaften auf und kennzeichnet die im Laufe eines mittleren (normalen oder trockenen) Jahres dargebotene „gesicherte“, zuverlässige Leistung. Ihr Einsatz kann voraussehbar geregelt werden. Die untere Grenze ist die ständige Leistung. Die obere Grenze ist bei Seitenkanalwerken allgemein die Vollenleistung. Bei Staukraftwerken kann auch die Größe der gesicherten Leistung durch HW beeinflusst werden. Wird für jeden Tag des 15jährigen Zeitraums die jeweils aufgetretene Wasserführung ermittelt, soweit sie Q_v überschreitet, so erhält man die Ganglinie der durch HW verursachten absoluten Kleinstleistungen.

d) **Energiewirtschaftlicher Wert und Wirkung von Klein- und Großspeichern.**

Kleinspeicher³ sollen entweder einen nahezu gleichmäßigen Wasserzufluß einem kurzperiodisch (stundenweise) stark schwankenden Bedarf anpassen

¹ Reichsverb. d. Dtsch. Wasserwirtsch. (1937) Heft 37.

² DREYER, H.: Dtsch. Wasserwirtsch. 32 (1937) S. 1.

³ Berechnung s. Wasserwirtschaft, Verfahren S. 893.

(Schwellbecken) oder einen kurzperiodisch stark schwankenden Zufluß in einen nahezu gleichmäßigen Abfluß umwandeln (Ausgleichbecken).

Wirkung der Schwellbecken (Abb. 6). 1. Sie erhöhen die Fluß- und Werknutzbarkeit durch Übertragung von Wasser aus Stunden der Nichtnutzbarkeit (Nacht) in solche der Nutzbarkeit (Tag), dadurch Vermehrung der nutzbaren, Verminderung der nicht nutzbaren Energie. 2. Umformung des gleichmäßigen Zuflusses in den oft höherwertigen ungleichförmigen Abfluß, wodurch nicht speicherfähige Wasser- oder Wärmekraftanlagen im Verbundbetrieb in die ständige (Grund-) Kraft verlegt werden können. 3. Auch in Niedrigwasserzeiten kann die volle vorhandene Werksleistung (LD_{\max}) in den Stunden der Höchstbelastung zur Deckung der Netzspitze eingesetzt werden, dadurch wird die Ausnützung der gesamten Netzleistung erhöht, der insgesamt notwendige Leistungsausbau vermindert. Ein Kleinspeicherwerk kann daher trotz hohen Ausbaugrades, der es stark energieunbeständig macht, weitgehendst leistungsbeständig sein. Mehrkosten 5 bis 10% des reinen Laufwerks. Der energiewirtschaftliche Wert berechtigt vielfach zu einem Ausbau weit über MQ_1 .

Wird das Schwellbecken nur für einfachen Tagesausgleich bemessen, dann gleichen Nutzraum für Ausgleichbecken bei vollem Abflussausgleich. Für Wochenausgleich gleicher Nutzraum nicht unbedingt erforderlich. Besondere Anwendung des Kleinspeichers bei der Durchlaufspeicherung¹.

Großspeicher sollen die von ihnen gespeisten Kraftwerke energie- und leistungsbeständig² machen. Kraftwirtschaftlich wichtig ist die Feststellung, ob der Ausbaugrad von Jahresspeichern einen vollkommenen, unvollkommenen oder übersteigerten Ausgleich des Abflußvorganges erreicht, wobei der Zeitraum des Ausgleichs besonders zu bestimmen ist (Winterspeicher). Welcher Ausgleichgrad wirtschaftlich tragbar ist, hängt vom Vergleich der Kosten des Speicherausbauens und des Bezugs von Aushilfstrom im Verbundbetrieb ab. Für kraftwirtschaftliche Zwecke allein strenge Prüfung, ob großer Jahresspeicher oder Überjahresspeicher zweckmäßig, wobei ein Inhalt von 20 bis 40 oder 80 bis 120% der mittleren Jahreszuflußfracht erreicht werden kann.

Speicherausbaugrad. S_p ; MQ_F für Jahresspeicher etwa 0,45, für Winterspeicher etwa 0,95.

Verlauf und Maß der in einer Regelungsperiode vorzunehmenden Absenkung des Speichers hängt ab: vom Verlauf des Energiebedarfs (Energieart), vom natürlichen Zufluß des Speichers und des ungespeicherten Teiles des Werkseinzugsgebietes, vom Beginn der Mangelzeit, Form und Dauer der Mangelperiode (aus Erfahrungswerten und Vorhersagen), von der Größe des Speichervorrats. Bei gegebenem Verlauf des Bedarfs, gegebener Ausbaugröße des Kraftwerks und des natürlichen Zuflusses hängt die Gestaltung des Betriebs- und Ausbauplanes noch ab vom Gebiets-erfassungs- und vom Speicherausbaugrad.

e) Belastungsaufteilung im Verbundbetrieb².

Im allgemeinsten Fall kann ausgleichende Verbundwirtschaft erfolgen durch Zusammenschluß: 1. in der *Dargebotseite* von Wärme- und Wasserkraft; bei letzterer durch Verbindung hydrographisch gegensätzlicher Wasserkräfte: Laufwerke verschiedener Ausbaut, Flüsse verschiedenen Charakters (voralpin, hochalpin, Flachland), Speicherwerke an voralpinen mit Laufwerk an hochalpinen Flüssen, Pumpspeicherwerken u. ä.); 2. bei der *Bedarfsseite*: Durch Zusammenschluß verschiedenartiger Verbrauchergruppen. Je kleiner $NLB:HLB$, um so zweckmäßiger ist die Verbundwirtschaft auf beiden Seiten durchgeführt (Abb. 7).

Sowohl im Betriebsplanentwurf wie in der systematischen Betriebsführung wird man gewisse technisch und wirtschaftlich bedingte Grundsätze der Belastungsaufteilung einzuhalten haben, die jedoch im Einzelfall nach den Verhältnissen des Netzes und der Möglichkeit der Bedarfsdeckung abzuwandeln sind.

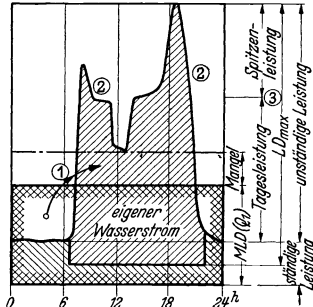


Abb. 6. Wirkung eines Kleinspeichers (schematisch).

¹ LUDIN, W. 1913; Schweiz. Wass- u. Elektr.-Wirtsch. 16 (1924) S. 76 u. 23 (1931) S. 85.

² LUDIN: Bedarf und Dargebot. Berlin 1932.

Wasserkraftlaufwerke. Die jeweils verfügbare Energie soll möglichst vollkommen ausgenutzt werden: Einsatz in Diagrammbasis (s. IIc).

Wärmegrundkraftwerke. Mit Rücksicht auf hohen Betriebswirkungsgrad wie Wasserkraftlaufwerke, jedoch in zweiter Linie einzusetzen.

Wärmespitzenwerke. Mit möglichst geringer Ausnutzungsziffer, also möglichst hoher Spitzenleistung bei möglichst geringer Energieerzeugung: in der Diagrammspitze einzusetzen.

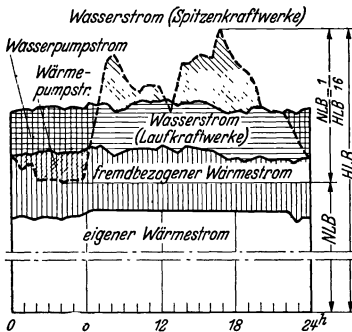


Abb. 7. Belastungs- und Bedarfsdeckungsbild eines großen Netzes.

Wasserkraftkleinspeicherwerke sind so einzusetzen, daß die jeweils naturverfügbare Energie restlos ausgenutzt werden kann. Es sollen die Diagrammflächen mit geringer Ausnutzungsziffer (die unständigen Belastungen) bei möglichst hohem Einsatz der vorhandenen Werksleistung gedeckt werden (s. IID).

Wasserkraftgroßspeicherwerke. Das jeweils planmäßig verfügbare Energiedargebot ist in erster Linie auf volle Energieausnutzung und in zweiter Linie auf volle Leistungsausnutzung im Bedarfsdiagramm einzufügen. Sind die Kraftwerke dem Speicher angebaut, können sie im Belastungsdiagramm den Großspeicher als Tagesspeicher ausnutzen und auch zur Deckung der Tagesspitzen eingesetzt werden (Großspeicherwerk nicht immer gleich Spitzenkraftwerk). Bei größerem Abstand Speicherkraftwerk (Fernspeicher) kann sich das Kraftwerk dem schnell schwankenden Leistungs-(stunden)bedarf nicht anpassen. Einsatz in das Diagramm wie Laufwerk.

Pumpspeicherwerke. Einsatz meist in Diagrammspitze. Durch Pumpspeicherwerke und mit Wärmekraftgrundwerken können Laufwerke wirtschaftlich zur Deckung ständigen Bedarfs hoch ausgebaut werden.

f) Verfahren der Wasserkraftwirtschaft (Leistungspläne).

Allgemeines. An Stelle von Dargebot und Bedarf der Wassermenge im Wasserwirtschaftsplan¹ tritt im Leistungs- und Energiewirtschaftsplan das Leistungsdargebot als Produkt von Wassermenge und Fallhöhe dem Leistungsbedarf gegenüber. Die Verfahren der Wasserwirtschaft sind für die Wasserkraftwirtschaft übertragbar, wenn an Stelle der Wassermenge die Leistung (KW) und an Stelle der Jahreswasserfracht die Jahreserzeugung (Jahresarbeit, kWh) eingeführt wird

Rechnungseinheiten:

1000 kW = 1 MW (Megawatt)
 1 kWJr (Kilowattjahr) = 8760 kWh
 1 000 000 kWh = 1000 MWh = 114 kWJr.

Leistung	Arbeit
1 PS = 0,075 mt/s	1 PSh = 270 mt
1 kW = 1/9,81 = 0,102 mt/s	1 kWh = 367 mt
1 mt/s = 9,8 kW	1 mt = 0,00272 kWh
1 kW = 1,36 PS	1 kWh = 1,36 PSh
1 PS = 0,736 kW	1 PSh = 0,736 kWh.

Leistungsplan einer nicht speicherfähigen Wasserkraftanlage (Laufwerk) (Abb. 8). Die Leistungsbestimmung erfolgt mit Hilfe der Dauerlinien als *Jahresleistungsdauerbild*. Es gilt streng nur für das annähernd unveränderliche Tagesbelastungsdiagramm. Für veränderlichen Bedarf ist die Untersuchung quartals- oder monatsweise getrennt zu führen. Man stellt also (z. B.) dem monatstypischen Dargebotsdauerbild das entsprechende Belastungsdauerbild gegenüber. Abb. 8: Abflußmengendauerlinie 1, Wasserstandsdauerlinien des OW 2 und UW 3 auf NN bezogen. Linie 2 verläuft waagrecht, solange der Stau beibehalten werden kann. Wird bei HHW der Stau beseitigt, trifft Linie 2 sich mit Linie 3. Linie 3 erhält man mit Hilfe der Abflußkurve aus Linie 1. Aus dem Unterschied von 2 und 3 entsteht die Fallhöhendauerlinie 4. Werden die Ordinaten von 1 mit den zugehörigen Ordinaten von 4 und 5 und mit 13,3 vervielfacht ($N = 13,3 \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n$ [PS]), entsteht die Leistungsdauerlinie 6. Volleistung bei Q_v .

¹ Siehe Abschn. Wasserwirtschaft.

Für Ausnahmefälle kann die Schluckfähigkeit der Turbinen erhöht werden, wobei trotz starken Abfalls der Turbinenwirkungsdauerlinie bei Überlast die Leistung vergrößert wird. Die Jahresarbeit ist durch die von der Leistungsdauerlinie und

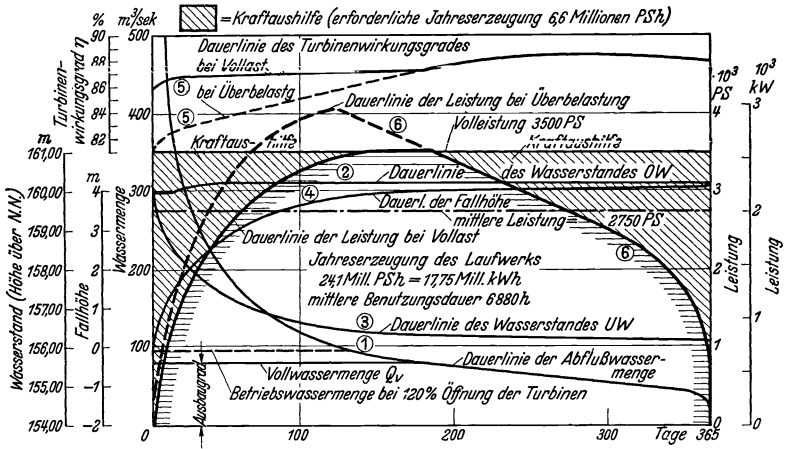


Abb. 8. Leistungsplan einer nicht speicherfähigen WA (Laufwerk).

den Koordinatenachsen begrenzte Fläche dargestellt. (In Abb. 8 24,1 Mio. PSh = 17,57 Mio. kWh).

Fallhöhen bei Speicherwerken. *Unveränderliche Fallhöhe.* Für die überschlägige Berechnung der Leistung eines Speicherwerkes mit großer Umleitungsfallhöhe genügt es, eine mittlere Fallhöhe H_s (Abb. 9) einzuführen, die dem Höhenunterschied des Speicherschwerpunktes vom Unterwasser entspricht. Dies ist ohne zu großen Fehler noch zulässig für $\frac{\min H_n}{\max H_n} = 2/3$ in vorläufigen und $4/5$ in endgültigen Haushaltsplänen. Für gleichbleibende Bedarfs- (Entnahme-) Wassermengen ist die Berechnung genau.

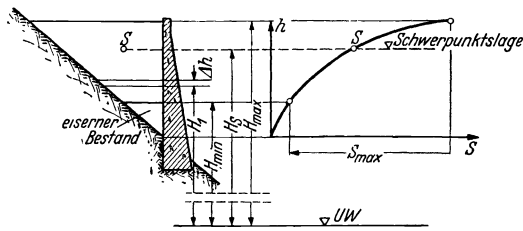


Abb. 9.

Nutzbarer Arbeitsinhalt eines Speichers.

Mit den mittleren Wirkungsgraden $\eta_T = 0,825$, $\eta_G = 0,9$, $\eta_u = 0,97$ ergibt sich aus $1 \cdot S_n \cdot H_s \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_u$ [mt] das elektrische Speicherarbeitsvermögen $E = S_n$ [m³] · H_s [m] / 500 kWh.

Veränderliche Fallhöhe. Bei geringer Umleitungsfallhöhe wird die Leistung durch die Schwankungen der Höhenlage des Stauspiegels Δh beeinflusst. Die Nutzleistung an der Turbine ist (überschlägig) $N = 11 Q_a (H_1 + \Delta h)$ [PS]. Bei vorgeschriebener Leistung N_1 ist die erforderliche Wassermenge $Q_a = \frac{1}{11} \cdot \left(\frac{N_1}{H_1 + \Delta h} \right)$, also abhängig von N_1 und den verschiedenen Werten von Δh . Die Untersuchung erfolgt entweder zeichnerisch¹ oder rechnerisch mit Hilfe nachstehender Zahlentafel für kleine Zeitschnitte Δt .

SCHAFFERNAK, F.: Hydrographie. Wien 1935, S. 416. — LUDIN, A.: Wasserkraftanlagen. Berlin 1934, S. 86.

Zeit- abschnitt Δt	Zufluß		Δh gewählt m	ΔS m ³	Fallhöhe $H_1 + \Delta h$ m	Vorgeschrie- bene Lei- stung N_1 PS; kW	Entnahme		$(Q_z - Q_a) \Delta t$ m ³
	Q_z m ³ /s	$\Sigma Q_z \cdot \Delta t$ m ³					Q_a m ³ /s	$\Sigma Q_a \cdot \Delta t$ m ³	

Während der Zeit Δt fließt $\Sigma Q_z \cdot \Delta t$ zu und $\Sigma Q_a \cdot \Delta t$ ab, wobei Q_a zunächst unbekannt ist. Dadurch ändert sich die Fallhöhe H_1 um Δh durch die Änderung der Stauspiegelhöhe h . Wird ein Δh gewählt, so ergibt sich aus der Speicherinhaltslinie eine Zunahme des Speicherinhalts um ΔS und aus der vorgeschriebenen Leistung N_1 zur Zeit Δt ein Q_a . Δh ist richtig gewählt, wenn $\Delta S = (Q_z \cdot \Delta t - Q_a \cdot \Delta t)$ wird. Für den nächsten und die weiteren Zeitabschnitte Δt_1 ist der im vorhergehenden Zeitabschnitt Δt errechnete Werte $(Q_z \cdot \Delta t - Q_a \cdot \Delta t)$ zu berücksichtigen. Für ein beliebiges Δt wird $\Delta S = \Sigma (Q_z - Q_a) \cdot \Delta t$.

Ausgleich der jährlichen Schwankungen. Beispiel: Lauf (Niederdruck-)werk und Speicher(Hochdruck-)werk; während des Jahres gleichbleibender $MLB = N_p$ des Laufwerks. Die Größe der Kraftaushilfe des Speicherwerks geht aus der Leistungsdauerlinie (Abb. 8, Linie 6) hervor. Die Zeit des Einsatzes ist aus der Leistungsganglinie des Laufwerks festzustellen, die sich aus der Abflusmengenganglinie und Abb. 8 ergibt. Die Fehlleistungen des Laufwerks sind durch die Aushilfeleistungen des Speicherwerks zu decken. Die Speichergröße S wird mit Hilfe der Summenganglinien ermittelt (Wasserwirtschaft Abb. 18). Ist $\Sigma Q_a > \Sigma Q_z$, muß eine entsprechende Speicherfüllung vor Beginn des Betriebsvorganges vorhanden sein. Reicht S zur Deckung der Aushilfeleistung nicht aus, muß der Ausfall von einem anderen Kraftwerk übernommen werden.

Pumpspeicherung. Die Zusammenarbeit von Laufwerk und Speicherpumpwerk ohne Zuflüsse bedingt einen niederen Ausbau des Laufwerks und ist meist auf ein kleines Netz beschränkt. (Ergänzung durch Fremdenergie ergibt größere Wirtschaftlichkeit). Bei Zufluß zum Speicher ergibt sich die günstigste Speichermöglichkeit der Saisonspeicherung, bei der z. B. Sommerabfallenergie zu Winterspitzenkraft veredelt werden kann.

Um die Pumpwassermengen Q_p in den leeren Speicher zu befördern, ist notwendig N_1 (Überschußleistung) = $\eta_1 \cdot 13,3 \cdot Q_{p1} \cdot H$; H = mittlere Fallhöhe des Speichers; Q_{p1} = Pumpwassermenge; η_1 = Wirkungsgrad der Energiezuleitung $\cong 0,71$. Die zurückgewonnene Leistung ist $N_2 = 13,3 \cdot \eta_2 \cdot Q_{p2} \cdot H$; Q_{p2} = Entnahmewassermenge; η_2 = Wirkungsgrad der Energieabgabe = 0,75. Für $Q_{p1} = Q_{p2}$ wird $N_2 = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot N_1 = 0,54 N_1$. Bei starken Spiegelschwankungen im Speicher, die H dauernd verändern, ist die Berechnung für kleine Zeitabschnitte Δt durchzuführen.

Ausgleich der täglichen Schwankungen. Da das Energiedargebot des Laufwerks täglich schwankt, wird bei Verbundbetrieb das die Grundlast deckende Laufwerk nicht jeden Tag den gleichen Teil der Tagesbelastungslinie übernehmen können. Die Belastungsscheide, Trennungslinie zwischen Grundkraft und Spitze, nimmt täglich eine andere Lage ein. Da auch im Laufe des Jahres die tägliche Belastung schwankend ist, sind monats- oder quartaltypische Belastungslinien zu wählen. Die Betrachtung der gleichbleibenden Belastung (MLB) ist dann abschnittsweise wieder gültig.

Die Aufteilung der Tageslastlinien in Teil-, Grund- und Spitzenlast kann durch Probieren erfolgen. Die dabei notwendige Ausmessung von Teilflächen der Gang- oder Dauerlinie wird in vielen Fällen mit Vorteil durch Integration in senkrechter Richtung und Aufzeichnung der daraus entstehenden Inhaltslinien vorweggenommen. Die von LUDIN^{1,2} entworfenen Verfahren der elektrizitäts- und wasserwirtschaftlichen Betriebslehre, führen zweckmäßiger und rascher zum Ziele. Sie sind allgemein gültig und können außer für den Bedarf besonders auf Dargebotslinien von Q und N angewendet werden.

Zusammenfassung für das Betriebsjahr. Jahreszeitlich verschiedene Belastungen werden in monats- oder vierteljährlichen Belastungsgang- und

¹ LUDIN, A.: Bedarf und Dargebot. Berlin 1932.

² LUDIN, A.: Wasserkraftanlagen. Berlin 1935, S. 43.

Dauerlinien erfaßt. Die einzelnen typischen Linien sind durcharbeiten und die Ergebnisse in Jahreslinien zusammenzufassen. Diesen Bedarfsermittlungen stehen die Wasserdargebotspläne gegenüber, die durch Gang- und Summenlinien für Großspeicherwerke und durch Dauerlinien für Kleinspeicher- und Laufwerke ausgedrückt sind. Die Höhen der Belastungsscheiden, die beanspruchte Werksleistung und der Speicherbedarf können durch Anwendung der von LUDIN¹ angegebenen Lösungen zeichnerisch ermittelt und in Jahresganglinien oder (monatstypischen) Dauerlinien dargestellt werden. In der Regel genügt es, den Tag des günstigsten Zuflusses und den Tag der stärksten Belastung zu untersuchen. Der Betriebsplan für das ganze Betriebsjahr wird durch Dauer-, Inhalts- und Gangpläne dargestellt.

g) Kosten von Wasserkraftanlagen.

Die Feststellung der Kosten einer WKA ist grundlegend für die Wirtschaftlichkeitsrechnung. Da WKA im Gegensatz zu Wärmekraftwerken und Leitungsnetzen selten auf Typen aufgebaut werden können, genügen Kostenschätzungen im allgemeinen nicht. Notwendig sind meist Kostenüberschläge von Vergleichsentwürfen.

Anlagekosten (K). Bauteile: Stau und Wehranlagen mit Zubehör; Wasserum- und -beleitungen; Krafthaus mit Nebenanlagen; Turbinen; elektrische Betriebsmaschinen mit Schaltanlage; Umspann- und Fernleitungen; sonstige Anlagen (Wege, Grundstücke, Büro- und Dienstgebäude, Brücken, Anschlußgleise); Vorarbeiten, Bauleitung (einschließlich Abnahme und Abrechnung), Bauzinsen, Entschädigungen, Wasserrechtserwerb.

Anteil einzelner Bauteile an den Anlagekosten².

Ausbauform	Flußstauwerke		Kanalwerk	Monatsspeicher	Jahresspeicher	
	Ober-rhein	Vor-alpen	Iller-stufe	Ver-munt	Ober-hasli	Wag-gital
Fluß- und Talgebiet						
Bauteile	Anteile in % der Anlagekosten					
1. Grunderwerb	2,1	6,0	5,0	0,5	2,3	10,8
2. Vorbereitung, Erschließung	2,4	6,0	2,4	9,7	6,8	2,2
3. a) Wehr	18,0	13,5	7,5	—	—	—
b) Staumauer, Staubecken	—	—	—	25,8	59,5	34,1
4. a) Kanäle, Flußregelung, Uferbauten	21,0	13,5	39,9	—	—	—
b) Stollen, Rohrleitungen, Unterwassergerinne	—	—	—	42,9	16,7	27,9
5. Krafthaus, Werksiedlungen	23,7	17,0	22,0	5,1	6,0	8,6
6. Turbinen, Generatoren, Schaltanlagen	32,8	44,0	23,2	16,0	8,3	16,4

Laufende oder Jahreskosten (K). α) Kapitalkosten: Verzinsung des Anlagekapitals; Tilgung des Anlagekapitals; Erneuerungsrücklagen; Sicherungsrücklagen.

β) Jahreskosten der Betriebsführung: Allgemeine Geschäftskosten; Gehälter und Löhne; Unterhaltung und Ausbesserung; Betriebsstoffe; Hilfsstoffe.

Lebensdauer für Tilgung und Erneuerung ist niedrig zu schätzen:

Erd- und Wasserbauten	50—100	Jahre
Gebäude	40—	50 „
Dampfmaschinen, Pumpen, Rohrleitungen	20	„
Turbinen	10—	20 „
Gleichstromerzeuger und Motoren	20	„
Drehstromerzeuger und Motoren	25	„
Umspanner	20	„
Akkumulatoren	10	„
Luftleitungsnetze	15	„
Kabelnetze	20	„
Schaltanlagen, Apparate, Zähler	10	„

¹ LUDIN, A.: Bedarf und Dargebot. Berlin 1932.

² CRISTALLER, H.: Dtsch. Wasserwirtsch. 30 (1937) S. 161.

Aufwand für Gehälter und Löhne schätzungsweise:

Krafthaus einschließlich Werkstatt für jeden Maschinensatz $\frac{1}{8}$ bis $\frac{4}{8}$ Mann/Schicht.

Stauwerk $\frac{1}{8}$ bis 2,0 Mann/Schicht (je nach Einrichtung und Ausdehnung).

Umleitungen 0 bis 1 Mann/Schicht.

Wasserschloß $\frac{1}{8}$ bis 1 Mann/Schicht.

Verstärkungen bei besonderen, dauernden und vorübergehenden (HW) Betriebsverhältnissen.

Unterhaltung und Ausbesserung 0,5 bis 1,0% des Anlage neuwertes.

Betriebs- und Hilfsstoffe (Putz- und Schmiermittel) etwa 5 bis 10% des Neuwertes der Maschinen.

Jahreskosten für Umleitungen(kanal)-Kraftwerke:

bei 6% Kapitaldienst 9,6% der Anlagekosten

„ 5% „ 8,6% „ „

Für Staukraftwerke (größerer Kostenanteil der Maschinen und Eisenkonstruktionen):

bei 6% Kapitaldienst 10,6% der Anlagekosten

„ 5% „ 9,6% „ „

Für Pumpspeicherwerke mit Fallhöhen über 100 m belaufen sich die Ausbaukosten je nach den örtlichen Bedingungen: für Tagespumpspeicherwerke zu 200 bis 170 RM/kW, für Wochenpumpspeicherwerk zu 300 bis 200 RM/kW (billiger als große Dampfturbinenwerke).

Einheitskosten. Anlagekosten. Allgemeine Angaben (K/N_p) RM/kW nur bei genauer Kenntnis der Einzelanlage als Vergleichswerte brauchbar und beschränkt zuverlässig. Zweckmäßiger ist die Angabe der Anlagekosten K' je kWh der möglichen Jahreserzeugung (K/E) in RM/kWh je Jahr.

K' für große Flußkraftwerke 0,07 bis 0,15 RM
(Ryburg-Schwörstadt 0,08)

K' für mittlere und kleinere Flußkraftwerke 0,10 bis 0,20 RM

K' für große Hochdruckspitzenwerke mit Talsperrenanlagen 0,20 bis 0,40 RM und höher (Wäggital 0,59).

Jahreskosten k können bei WKA näherungsweise mit Hilfe von Erfahrungsprozentsätzen γ der Anlagekosten (s. oben) berechnet werden zu $k = \gamma \cdot K$. Bei 6% Kapitaldienst $\gamma \cong 0,095$. Dann sind die *Gestehungskosten* der erzeugbaren kWh

$$k = \gamma \cdot k/E = \gamma \cdot K'^1.$$

Bei der wirtschaftlichsten Ausbaugröße und Ausbauf orm muß K' ein Minimum werden.

Stufenweiser Ausbau. Eine auf die ganze Bedarfsgröße (MLB) ausgebaute Anlage ist nicht sofort voll ausnutzbar. Wenn die Anlaufzeit sehr lang, nicht Vollausbau, sondern stufenweise dem übersehbaren Bedarf folgend ausbauen. Möglichkeiten:

Unterteilung der Gesamtfallhöhe durch Zerlegen in einzelne unabhängige Stufen. Bei Staukraftwerken: Erhöhen des Stauwerkes, Vergrößerung der Zahl der Maschinen (Fundamente schon vorher sparsam einbauen). Bei Umleitungs werken: Verlängern der Umleitung, schrittweiser Ausbau der Beleitungen, Erweiterung der Kanäle oder Höher spannen des Wasserspiegels. Bei Speichern nachträglicher Ausbau des Speichers. Zusammenfassung mehrerer Interessenten zum Bau eines Großwerkes statt kleinerer Einzelwerke.

III. Triebwasserleitungen.

a) Aufgabe und hydraulische Berechnungsunterlagen.

Das Triebwasser ist möglichst verlustlos und störungsfrei von der Fassung zum Speicher oder Kraftwerk (Oberwasser) und von einem Kraftwerk zum nächsten oder zum natürlichen Gewässer (Unterwasser) zu befördern. Nebenaufgaben: Schifffahrt, Flößerei, Ein- und Fortleitung von Nutz- und Abwasser. Von der Berücksichtigung aller Forderungen hängt der wirtschaftliche Querschnitt und die Linienführung ab. Nach den orographischen Verhältnissen können an einer Triebwasserleitung von der Fassung bis zur Rückgabe einzeln oder gleichzeitig vorkommen: Werkkanäle (offene Freispiegelgerinne), Stollen und Rohrleitungen.

¹ Ausführende Zahlenangaben und Berechnungen s. Heft 37 d. Reichsverb. d. Dtsch. Wasserwirtsch., Berlin.

Wenn der Ort der Entnahme und des Krafthauses gegeben ist, ist die Linienführung und Leitungsart in engen Grenzen bestimmt.

Wasserverluste entstehen: durch Verdunsten: nur bei sehr langen, seichten Kanälen, trockenem Klima, geringen Fließgeschwindigkeiten; durch Überlaufen: Gerinne besonders ausbilden, Stauziele einhalten; durch Lecken und Versickerung: sorgfältige Ausbildung der Schützen und Gerinnewandungen.

Fallhöhenverluste. Eintrittsverluste $h_E = \zeta \frac{v^2 - v_0^2}{2g}$; v_0 = Fließgeschwindigkeit vor, v = hinter dem Einlauf. ζ abhängig von der Form des Einlaufbauwerkes oder -mundstückes:

Rechtwinklige Freispiegel-Kanaleinläufe mit erhöhter Schwelle, leicht abgerundeten Kanten und Zwischenpfeilerköpfen	0,3
Rohr- oder Stollenmund mit geringer Kantenabrundung	0,25
Mit scharfen Kanten	0,50
Mit stark trompetenförmigem Mundloch	0,06 bis 0,10
Wenn Rohrende frei in die Wassermasse vorsteht	0,56 bis 1,30

Durchtrittsverluste. An Brücken, Abschlußbauwerken besonders Rechen. Rechenverluste nach KIRSCHMER:

$$h_R = \beta \cdot \sin \alpha \left(\frac{d}{a} \right) \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{v_0^2}{2g}$$

β Formbeiwert (Abb. 10), d Stabdicke in m.
 α Neigungswinkel der Rechenstabe, zweckmäßig 55 bis 80°, wegen maschineller Reinigung möglichst groß.

a lichter Stababstand in m. Bei Grobrechen 0,1 bis 0,4 m. Bei Feinrechen für Hochdruck kleinere (Freistrahlturbinen $\frac{1}{8}$ des Düsendurchmessers), bei Niederdruck zwischen 15 und 75 mm liegende Spaltweiten. Beseitigung des Feinrechens, soweit er für den Schutz der Fische notwendig, im Winter angestrebt. Elektrischer Fischrechen

v_0 Fließgeschwindigkeit vor dem Rechen im lotrechten Querschnitt

- bei Niederdruckwerken 1,2 bis 0,9 m/s
- bei Mitteldruckwerken 1,0 bis 0,4 „
- bei Hochdruckwerken 0,8 bis 0,25 „

g Fallbeschleunigung in m/s².

Die Formel gilt nur für den reinen, unverlegten und senkrecht zur Wasseranlauffrichtung gestellten Rechen. Näherungsweise Rechenverlust 0,05 bis 0,10 m

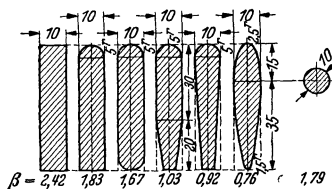


Abb. 10.

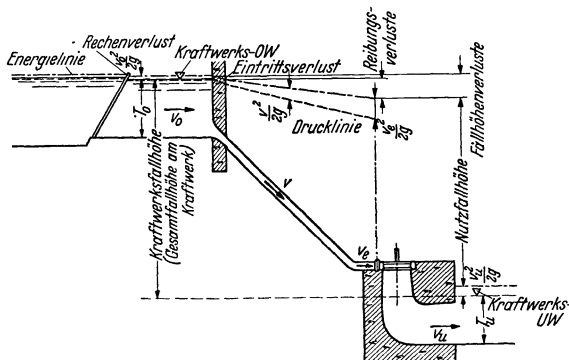


Abb. 11.

Bei verlegtem und schräg angeströmtem Rechen wesentlich höhere Verluste. Maß der Verlegung abhängig von der Zufuhr schädlicher Beimengungen und den Reinigungsanlagen. Rechenreinigung bei kleineren Anlagen von Hand oder maschinell, bei größeren maschinell mit Greifern, Kratzern, hydraulisch durch Rückspülung.

Krümmungsverluste: $h_k = \zeta \cdot \frac{v^3}{2g}$ ¹. Für flache Krümmen ist Verlust unwesentlich, für 90° Krümmen: $\zeta = 0,2$.

Wandreibungsverluste: $h_w = I \cdot L = v^3 \cdot L / k^3 R^{4/3}$; k = Geschwindigkeitsbeiwert. Für die zusammenfassende Behandlung der Fallhöhenverluste empfiehlt es sich in einen schematischen Übersichtslängenschnitt der ganzen Anlage die Rechnungsergebnisse fortlaufend einzutragen (Abb. 11).

Stau und Senkung. Bei gleichbleibenden benetzten Querschnitten ist für beharrliche Fließvorgänge in offenen Gerinnen die Drucklinie gleichlaufend mit der Sohle. Bei strömender Wasserbewegung verursachen stromauf Einengungen Spiegelhebung (Stau), Erweiterungen Spiegelsenkung. Die Berechnung erfolgt nach der allgemeinen Gleichung der Stau und Senkungskurve und den Verfahren von RÜHLMANN und TOLKMITT (s. Wehre).

Schwall und Sunk². Durch plötzliche Änderung der beharrlich strömenden Wassermenge am Kanal- oder Werkeinlaß treten Schwall- oder Sunkerscheinungen (nicht beharrliche Strömung) ein. Der ungünstigste Stauschwall bildet sich, wenn bei eingehaltenem Stauziel die größte Entnahme durch Schnellschluß der Werkeinlaßschützen (Turbinenregler) gehemmt wird.

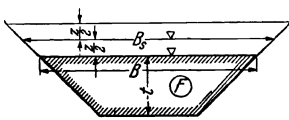


Abb. 12.

Für einen gleichbleibenden trapezförmigen Kanalquerschnitt der Abb. 12 errechnet sich die Höhe des auftretenden Schwalles z nach FEIFFEL³:

Für den Öffnungs-(Füll-)schwall (Vermehrung der Zufließwassermenge am Kanaleinlauf) und den Absperr-sunk (Verminderung der Zufließwassermenge am Kanaleinlauf):

$$z = \frac{Q_s - Q}{(v + \sqrt{g \cdot t_m}) \cdot B_s}$$

$v + \sqrt{g \cdot t_m}$ = Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Schwallkopfes gegen das Ufer.

Q = ursprünglich fließende Wassermenge in m³/s.

Q_s = nach der Öffnung fließende Wassermenge in m³/s.

$$v = \frac{Q_s}{F + B_s \cdot z}; \quad t_m = \frac{F}{B_s} + \frac{z}{2}$$

Die Schwallhöhe z und die zugehörige Wasserspiegelbreite B_s sind zunächst zu schätzen.

Für den Absperrschwall (Verminderung der Abflußmenge am Werk) und den Öffnungssunk (Vermehrung der Abflußmenge am Werk) bei allmählich erfolgendem, vollkommenem Abschluß:

$$z = v \cdot \frac{v + \sqrt{16 g \cdot t_m}}{4 g}$$

Druckanstieg, Druckabfall⁴. Infolge der Trägheit der Wassersäule entsteht beim Abschließen einer Druckleitung ein Druckanstieg, beim Öffnen ein Druckabfall. Die Druckänderungen pflanzen sich mit einer Geschwindigkeit c längs der Leitung von näherungsweise 1000 m/s fort. Bei der Berechnung der Druckänderungen ist zu unterscheiden, ob die Schließ- oder Öffnungszeit größer oder kleiner als die Laufzeit ist. (Zeit, die die Druckänderung nötig hat, um die Leitung hin und wieder zurück zu durchlaufen) (Abb.13).

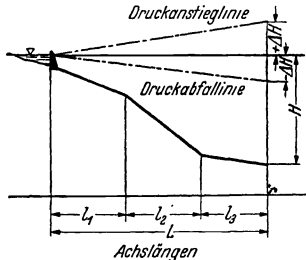


Abb. 13.

1. Druckanstieg beim Schließen

$$t \leq \frac{2L}{c}; \quad \Delta H_+ = 102 \cdot v$$

$$t > \frac{2L}{c}; \quad \Delta H_+ = m - H - \sqrt{m^2 - m'^2}$$

wobei

$$m = m' + m'' \text{ und}$$

$$m' = H + 102 v$$

$$m'' = \frac{0,021 v^3 (500 t - L)^2}{H \cdot t^2}$$

2. Druckabfall beim Öffnen

$$\Delta H_- = + \sqrt{n \cdot (2H + n)} - n$$

wobei für

¹ Mitt. hydr. Inst. Techn. Hochschule München 1932.

² Böss: Forsch.-Arb. Ing.-Wes., H. 284. Berlin 1927.

³ FEIFFEL: Forsch.-Arb. Ing.-Wes., H. 205. Berlin 1918

⁴ BUNDSCHU, F.: Druckrohrleitungen. Berlin 1929.

$$t \leq \frac{2L}{c} \quad n = \frac{5200 \cdot v^2}{H}$$

$$t > \frac{2L}{c} \quad n = \frac{0,021 v^2 \cdot L^2}{t^2 \cdot H}$$

ΔH_+ Druckhöhenanstieg in m am Absperrorgan (Vermehrung der statischen Druckhöhe) infolge des Abschließens.

ΔH_- Druckabfall in m am Absperrorgan (Verminderung der statischen Druckhöhe) infolge des Öffnens.

H statische Druckhöhe am Absperrorgan in m.

v Fließgeschwindigkeit in der Rohrleitung im Beharrungszustand in m/s.

t Zeit, in der die Rohrleitung abgeschlossen wird in s.

L wahre (Achs-) Länge der Rohrleitung in m, vom Absperrorgan bis zum Punkt, an dem sich das Wasser frei ausspiegeln kann (Wasserschloß, Wasserfassung).

Ist $t > \frac{2L}{c}$, fällt die Drucklinie linear zum Ausgangswasserspiegel ab (Abb. 13). Bei verschiedenen Durchmessern einzelner Teilstrecken rechnen sich die Druckänderungen mit der mittleren Fließgeschwindigkeit $v = \Sigma(l \cdot v)/L$, wobei l die Längen der Teilstrecken sind. Bei sehr raschem Abschließen (Öffnen) bleibt der Druckanstieg (Abfall) unveränderlich, die Anstiegslinie ist eine Waagrechte.

Wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen. Je kleiner die Energiehöhenverluste, um so größer der Wirkungsgrad und die Jahreserzeugung. Die Grenze liegt dort, wo die Mehraufwendungen zur Verminderung der Energieverluste größer zu werden beginnen als die erzielbare Mehreinnahme.

Verminderung der Energiehöhenverluste: durch Vergrößerung des Profilradius (Verkleinerung des benetzten Umfangs); Verringerung der Wandrauigkeit durch glatte Gerinnewandungen; Verkleinerung der mittleren Fließgeschwindigkeit durch Vergrößerung des Nutzquerschnittes.

b) Triebwasserfassungen.

Aufgabe. Sicherung der jederzeitigen Entnahme des von schädlichen Beimengungen freien Triebwassers bei möglichst geringem Fallhöhenverlust. Als schädlich sind abzuhalten: Geschiebe, Schweb- und Sinkstoffe, Schwimmstoffe (Treibzeug), Treibeis, Grund- und Scholleneis.

Bestandteile. *Stauwerk*, kann in einzelnen Fällen fehlen; *Einlaßbauwerk* mit Nebenanlagen: Schiffs-Floßdurchlaß, Spül- und Kläranlagen. Bei der Mannigfaltigkeit der Bedingungen und Formen lohnen sich Modellversuche vor der Bauausführung (s. Abschn. Wasserbau. Versuchswesen Abb. 1).

Anordnung eines Stauwehres ermöglicht weitgehende Erfassung der Flußwassermengen, Anwendung großer Stauhöhen, Anlage hoher Einlaßschwellen und tieftauchender Streifwände zur Abwehr von Geschiebe und Schwimmzeug. Staulose Wasserfassung nur bei niedrigem Ausbaugrad, geringer Geschiebeführung.

Besonderheiten der Wehre für WA. Stauwehr und Einlaßbauwerk meist eine Baueinheit. Das Verbindungsbauwerk und bei Niederdruckwerken der Trennpfeiler für den unbehinderten Einzug der nächstgelegenen Turbine sind strömungstechnisch einwandfrei auszubilden. Da die Strömungsverhältnisse und dadurch auch die Geschiebeführung je nach der gegenseitigen Größe von Wehr- und Triebwassermenge wechseln, kann die Geschiebelenkung durch besondere Bedienungsvorschriften des Wehres verbessert werden. Ausbildung eines besonderen Grundablasses im Wehr je nach Anordnung des Wehres im Flußgrundriß überflüssig. Bei Schiffahrtwerkanälen Einlaß so weit stromaufwärts des Wehres anordnen, daß bei Havarie am Molenkopf Schiffe noch ankern können ohne auf das Wehr zu treiben.

Freispiegeleinlaß mit Stauwerk. Einlaßbauwerk als Regulierwehr bei langen Umleitungen notwendig, wo höhere Wasserstände von der Triebwasserleitung fernzuhalten sind. Ermöglicht günstige Anlage von Schwelle, Tauchwand und Rechen, zeitweise Trockenlegung zur Ausbesserung und Reinigung ohne Staulegung. Um Ablagerungen zu vermeiden, im Einlauf keine Querschnittsverengungen durch Wasserwalzen. Die geringste Geschiebeeinwanderung in den Werkkanal erfolgt, wenn die Abzweigung an der Außenseite einer Krümmung liegt¹, und zwar um so wirksamer, je stärker die Flußkrümmung und je größer die Zuflußmenge im Verhältnis zur Entnahmemenge ist (Abb. 14). Bei Entnahme in der Geraden oder in schwacher Krümmung ist, um gleiche Verhältnisse wie bei Abb. 14 zu erhalten, die Einlaufschwelle schräg zur Achse des Werkgrabens zu legen. Das Einlaßwehr erhält zwischen schlanken Pfeilern Doppelschützen und nahe

¹ HABERMAAS: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 30 (1935) S. 97.

dem Wasserspiegel eine Tauchwand aus Eisenfachwerk mit Bohlenbelag oder Eisenbeton. Eintauchtiefe 0,8 bis 1,5 m. Je höher die Einlaßschwelle, bei größeren Anlagen mindestens 0,50 m, desto besser der Kiesschutz. Tauchwand und Einlaßschwelle schränken Querschnitt ein, verlängern Einlaßbauwerk. Doppelschützen können nach Bedarf zur Vergrößerung der Tauchwand (Oberschütz) oder Erhöhung der Einlaßschwelle (Unterschütz) verwendet werden. Eintrittsgeschwindigkeit 0,8 bis 1,2 m/s. Freihalten der Einlaßschwelle durch Grundablaß im Wehr nicht vollkommen, besser wenn nötig durch mit dem Unterwasser in Verbindung stehende, etwa 0,5 m hohe, verschließbare, rechteckige Spülöffnungen unter der Einlaufschwelle. Im Einlaufbecken Kiesschwelle mit Spülschleuse.

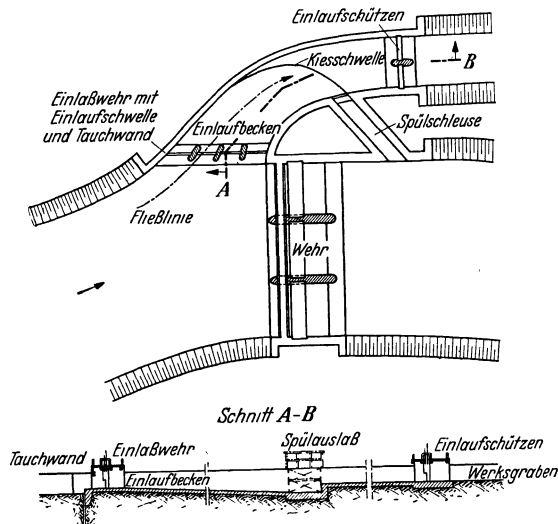


Abb. 14. Lageplan und Schnitt einer Triebwasserfassung.

Bei Fassungen mit geringerer Geschiebe- und Eisführung können einzelne Teile, etwa Schützen am Einlaßwehr oder Einlaufschützen, bei kurzen Umleitungen und grobschlächtigen Flügelradturbinen (Niederdruckwerke) das ganze Einlaßbauwerk wegfallen (Abb. 18, Abb. 1, Abschn. Wasserbau. Versuchswesen), ebenso bei Schifffahrtwerkanälen. Es genügt eine Kiesabweisschwelle am Ort des Einlaßwehres.

Bei empfindlichen Turbinen, großer Fallhöhe, Umleitung durch Stollen, starker Schwimm-, Schweb- und Sinkstoffführung müssen Grob- und Feinrechen zur Fernhaltung sowie Klärbecken (Sandfänge) zum Reinigen des Triebwassers angeordnet werden. Im Sandfang sollen die Schwebstoffe durch die gleichmäßige, ruhige, langsame Strömung ausgefällt werden. Maßgebend ist die Sinkgeschwindigkeit der kleinsten auszuscheidenden Korngröße. Zur gleichmäßigen Verteilung der Strömung über Beckenlängs- und -querschnitt sind Einbauten (mehrfach versetzte Grobrechen, Deckplatte mit Querschlitzen über die ganze Beckenlänge) nötig. Systeme Büchi mit periodischer und Dufour mit ständiger Sandausspülung. Fließgeschwindigkeit in den Kammern 0,2 bis 0,5 m/s; Aufenthaltszeit 140 bis 60 s; kleinste nicht mehr restlos ausfallende Korngröße: 0,3 bis 0,5 mm.

Tiefliedender Einlaß. Bei Entnahme aus Speichern ist der Einlaß soweit zu versenken, daß bei größter Spiegelabsenkung Luft nicht eintreten kann. Oberkante der Einfangkante mindestens $1,5 (1 + \zeta) \frac{v_0^2}{2g}$, wobei 1,5 = Sicherheitsziffer, ζ Fallhöhenverlust. Entstehen von Wirbeln vermeiden.

Einlaß im Stauwerk. Besonders für Talsperrenkraftwerke. Bei massiven Mauern erfolgt Entnahme durch satt einbetonierte Stahlrohre (Abb. 20). Betriebschieber zweckmäßig an Luftseite, zweiter Abschluß an Wasserseite, wobei das Gestänge, wenn nötig, in besonderem, angelehntem Turm hochgeführt wird. Bei Dämmen ist das Einlaßbauwerk als Turm oder als Böschungshaupt auszubilden, Rohre im Rohrstollen frei verlegen. Bei Dämmen mit massivem Kern, vor dem Kern Stollen, hinter dem Kern Rohre im Stollen. Verschlüsse entweder hinter dem Betonkern oder am luftseitigen Dammfuß.

Hangeinlaß. Bei längerer Umleitung und Entnahme durch Stollen. Verschlüsse liegen entweder im nassen oder im trockenen Schacht. Schutz der Druckstollenstrecke vor dem Schacht durch Notschütz (Flachschütz auf Schrägbahn), das im

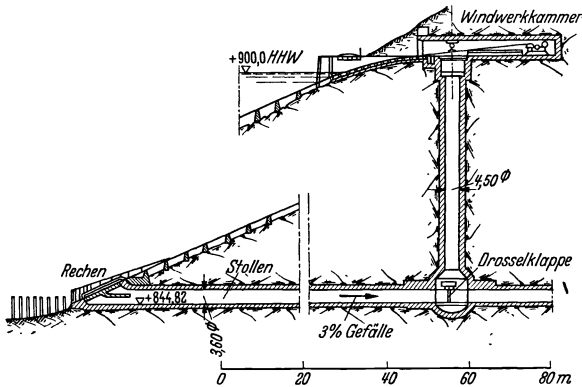


Abb. 15. Hangeinlaß (Wäggital).

Betrieb durch Grobrechen mit großem Stababstand ersetzt wird (Abb. 15). Stolleneinlauf trompetenförmig erweitern. Bei sehr großen Wassermengen statt ebenem Einlaß im Stauwerk oder im Hang, Turmeinlaß mit Zylinderschütz.

Fassung natürlicher Seen. *Ohne vorherige Absenkung des Sees:* Anstich durch Vorwärtstreiben des Stollens bis nahe zum Seegrund und Sprengen des Restes mit einem Schuß. Möglich bei nicht zu großer Überlagerung von Schlamm. Bei kleineren Druckhöhen Ausräumung des Einschußtrichters. Bei entsprechender Bodenbeschaffenheit und geringer Tiefenlage Bau eines seeseitigen Entnahmestückes mittels Druckluftgründung und Verbindung mit Stollen durch Schildvortrieb. *Nach vorheriger Absenkung des Sees:* Stufenweises Anzapfen mittels Hilfsstollen und Abpumpen. Entnahmebauwerk kann erspart werden durch stationäre oder schwimmende Pumpanlage zur ständigen Entnahme des Betriebswassers.

c) Werkkanäle.

Querschnitt. Bei Erdkanälen: Trapez und Muldenquerschnitt, bei Kanälen in Fels: rechteck- oder trogartige Form. Forderung nach bestem hydraulischem Wirkungsgrad ergibt allgemein tiefe Querschnittsformen mit verhältnismäßig geringer Sohlen- und Spiegelbreite. Große Wassertiefe außerdem betriebstechnisch wegen Eisbildung günstig. Bei größerer Abweichung von der mittleren Geländehöhe muß bei gegebenem Q und J der Aushubquerschnitt den Kleinstwert erreichen. Mindestbreite der Sohle bei größeren Kanälen aus bautechnischen Gründen 2 bis 3 m. Zu beachten: Lage des Grundwasserspiegels, Auftreten von Moorboden, Triebsand, Dichthaltung (größte Tiefe bei durchlässigem Boden 5 m), Standfestigkeit, Anforderungen der Schifffahrt auf Mindestbreite bei Kraftwasserstraßen. Ob Trapez- oder Muldenform abhängig von Bodenart, Baggergerät, Grundwasser.

Schutz der Böschungen oberhalb des Wasserspiegels durch Rasendecke gegen Auswaschen. Bermen nur außerhalb des wasserführenden Querschnittes, wo sie aus bautechnischen Gründen oder für Unterhaltungsarbeiten unentbehrlich sind. Freibordhöhe je nach Windlage, Schifffahrtverkehr, mindestens 0,4 bis 1,0 m über höchstem Betriebswasserspiegel. Bei langen, schnell durchflossenen Werkkanälen ist die Schwallhöhe durch ein gegen das Krafthaus zunehmendes Freibordmaß zu berücksichtigen. Maßgebend ist größter Anfangsschwall. Die Schwallhöhe kann durch einen selbsttätigen Entlastungsüberfall vermindert werden.

Abdichten der Kanäle je nach dem energiewirtschaftlichen Wert des Wassers wobei der Aufwand für Auskleidung gegen die Leistungszunahme abzuwägen ist, und bei Schäden durch Versumpfung des Geländes. Schlämmdichtung bei gut gemischtkörnigem Aufbau des Schütt- und Einschnittbodens und Vorhandensein reichlicher Mengen Trüb- und Sinkstoffe im Wasser. Wo Lehm einfach und billig zu beschaffen, 0,25 m starke Lehmschicht auf Kanalwandung mit 0,20 m Schutzschicht oder Lehmkern bei kleineren Dämmen. Dichtung durch Betonschale ergibt verringerte Reibung, steilere Böschungen, widerstandsfähigeres Bett. Völlig dichte Betonauskleidung nicht von vornherein notwendig. Volldichtung erfolgt durch natürliches oder künstliches Einschlämmen. Fallweise nur Böschungen oder Böschungen und Sohle verkleiden. Bei Kraftwasserstraßen über Sohlendichtung 1 m starke Schutzschicht zum Ankeren. Betonauskleidung wird auf der Kanalwandung selbst in großen Flächenstücken 0,12 bis 0,20 m stark 3 bis 5 m breit in übersprungener Reihenfolge maschinell hergestellt. Bei zu erwartenden Setzungen Tafelgröße 1,0/1,0 m. Wenn Betonieren an Ort und Stelle nicht möglich (Grundwasser) Verwendung von fertigen Plattensteinen. Wo sich Grund- und Sickerwasser hinter den Kanalwandungen ansammelt, ist die Betonverkleidung auf eine 0,30 m starke Kiesschicht aufzulagern, um ein Eindringen der Kanalwandungen beim Entleeren oder ein Sprengen bei Frost zu verhindern. Bei besonders schwierigen Untergrundverhältnissen Eisenbetonauskleidung der Kanalwände, Torkretverfahren. In Felsquerschnitten Betonauskleidung nur wenn zur Dichtung nötig oder als Schutz gegen Verwittern. Aus hydraulischen Gründen ist Mehrausbruch meist vorteilhafter. Bohlwandverkleidung nur bei kleineren Anlagen in holzreichen Gegenden, Lebensdauer 15 bis 20 Jahre. Rollierung, Steinwurf auf Böschungen meist teurer als Betonauskleidung, kann jedoch Wasserhaltung ersparen.

Längsgefälle, Böschungsneigungen, Fließgeschwindigkeiten. Sohlengefälle bei offenen Kanälen zwischen 1:10000 und 1:500. Da der Profilradius mit dem Querschnitt zu, der Einheitspreis abnimmt, erhalten kleine Kanäle größere Gefälle als große.

Bodenart am benetzten Umfang des Werkkanals	Zulässige steilste Neigung der unverkleideten Böschung im Einschnitt	Größte zulässige mittlere Fließgeschwindigkeit bei unverkleideter Böschung und ungeschützter Sohle m/s
Feiner Sandboden	1:2 ~ 1:2,5	0,2
Grober Sandboden	1:2	0,3 bis 0,5
Stark sandhaltiger Kies . .	1:2	0,6 bis 0,8
Guter steiniger Boden, grober Kies	1:1,5	1,0 bis 1,4 (Bestwert 1,0 bis 1,2)
Lehm, Ton	1:3	0,5 bis 0,6
Weicher Fels	1:0,5	{ Je nach Gesteinsbeschaffenheit und Sandgehalt des Wassers 2,0 bis 8,0 (Bestwert für betonierten Felseinschnitt 2,5 bis 3,0)
Guter Fels	1:0,1 bis 1:0,0	
Vollausgekleideter Betonkanal		Bei sandfreiem Wasser 6,0, bei sandhaltigem Wasser 2,0 bis 3,00 (Bestwert 1,5)

Unverkleidete Böschungen im Auftrag steiler als im Einschnitt. Nicht benetzte Böschungsteile: im Einschnitt 1 : 1,25 bis 1 : 1,5; im Auftrag 1 : 1,5 bis 1 : 2. Bei größeren Werkkanälen Untersuchung des Bodens und Dammmaterials in erdbaumechanischen Versuchsanstalten Kanal-dämme größerer Höhe (> 10 m) bei Feinsand und tonhaltigem Schüttboden gebrochene Böschung an Luftseite. Größere mittlere Geschwindigkeiten als 1,7 m/s bei ausgekleidetem Erd-einschnitt und 3,0 m/s im ausgekleideten Felseinschnitt sind im allgemeinen unwirtschaftlich. In Kraftwasserstraßen mittlere Geschwindigkeit 0,70 m/s. Zur Verhütung von Verlandungen ist eine geringste mittlere Fließgeschwindigkeit erforderlich:

beim Vorhandensein von leichtem Schlamm 0,3 m/s,
beim Vorhandensein von feinem Sand 0,3—0,5 m/s.

Gegen das Aufkommen von Wasserpflanzen mindestens 1,5 m/s, zu ihrer völligen Fernhaltung Wassertiefe mindestens 1,5 m.

Besonderheiten der Linienführung, Sonderbauwerke. Neigung liegt fest. keine Gegensteigungen des Wasserspiegels möglich. Massenausgleich und Massen-ersparnis nicht immer ausschlaggebend. Lage möglichst in flachem Vorland, Hänge bei Rutschgefahr vermeiden. Einschnitt vielfach günstiger, weil leichter und billiger zu dichten als Auftrag, besonders bei brauchbarem Aushubboden. Für die Bauausführung sind die Grundsätze des Erdbaues maßgebend.

Wo eine durchlaufende und allseitige Unterstützung des wasserbenetzten Umfangs durch den Erdboden nicht möglich ist, sind Gerinne mit eigenfesten Wandungen in die Leitung einzuschalten. Die Linienführung ist dann von Geländeform und Bodenbeschaffenheit unabhängiger. *Ausführung:* offen, geschlossen, überdeckt, im Einschnitt, auf Dämmen, auf Brücken, selbsttragend, auf Pfeilern, Gewölbereihen. *Baustoffe:* Bruchsteinmauerwerk, Beton, Eisenbeton, Holz, Eisen. *Querschnittsformen:* Rechteck, Trapez, Halbkreise, Tröge, Vieleckmulden. Anschluß aller Gerinne an offene Kanäle oder Stollen wegen Undichtigkeiten infolge einseitigen Setzens und Temperaturbewegungen besonders sorgfältig ausbilden. Fließgeschwindigkeit bei sandfreiem Wasser beliebig, meist wirtschaftlich zwischen 1,6 und 3,0 m/s. Freibordhöhe je nach Bauart 0,2 bis 1,0 m über höchstem Betriebswasser.

Verteilbecken, Werkeinlaß, Entlastung. Der Werkeinlaß liegt zweckmäßig symmetrisch und rechtwinklig zur Achse der Zuleitung, möglichst in der gleichen Breite wie Zuleitung. Nennenswerte Verminderung der Fließgeschwindigkeiten wegen der Gefahr der Verlandung vermeiden. Spülkanäle unter dem Einlaufschutz mit entsprechender Vertiefung der Kanalsohle. Der Werkeinlaß wird durch einen je nach den Gefälle- und Wasserverhältnissen feinen oder groben Rechen geschützt und durch einen Betriebsverschluß (Tafel-, Drehschütze u. ä.), sowie einen Notverschluß abgeschlossen (Abb. 19). Überwasser möglichst schon beim Einlaufbauwerk abwerfen durch freien Überfall, selbsttätige Überfallaufsätze, Saugüberfall. Bei Entlastung am Werkeinlaß Leerschuß nach dem UW als Rohrleitung oder offene Rinne (Energievernichtung). Bei langen Kanälen können besondere Abstiche in Verbindung mit größeren Bauwerken (Düker, Stollen, Brückenkanälen) notwendig werden.

Eisabwehr. An Triebwasserfassung oberflächlich durch Schwimmbalken und Tauchwand, treibendes Grundeis durch Kiesschwelle und Grundablaß. In der Zuleitung ist eine zusammenhängende, genügend starke Eisdecke für den Betrieb am günstigsten. Förderung durch entsprechende Betriebsmaßnahmen. Schutz gegen Grundeis gewähren Quellen, Grundwasserzutritte, tiefe Speicherweiher. Am Rechen Eisabwehr durch Erwärmung mittels Grundwasser, künstlich erwärmtem Wasser, elektrischer Beheizung.

d) Stollen.

Allgemeines. Wasserstollen sind unterirdische, bergmännisch vorgetriebene Triebwasserleitungen mit geringem Gefälle. Stärker geneigte Stollen oder senkrechte Schächte heißen Druckschächte. Wegen ihrer hohen Herstellungskosten werden Stollen nur dort angelegt, wo Rohrleitungen und Kanäle aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nicht in Frage kommen.

Vorteile. Einfache Linienführung ohne Kreuzung mit Straßen, Eisenbahnen, Wasserläufen; guter Temperaturschutz des Wassers, daher Wegfallen der Eisbildung, kein Einfallen von Laub oder sonstiger Fremdkörper, keine Lawinengefahr.

Nach der hydraulischen Arbeitsweise können Triebwasserstollen mit druckfreier First als Freispiegel- oder Kanalstollen oder als vollaufende Druckstollen angelegt und betrieben werden. Die Ausführung eines *Druckstollens* ist meist teurer als die eines gleich großen Freispiegelstollens, bietet aber folgende *betriebs-technische Vorteile*:

Im Gegensatz zum Freispiegelstollen ist die Wasserführung des Druckstollens nur von der Neigung der Drucklinie abhängig und somit weitgehend steigerungsfähig. Der Druckstollen paßt seine Wasserführung rasch allen Schwankungen der Turbinenbeaufschlagung an und nutzt dadurch die jeweilige Umleitungsfallhöhe und Wassermenge am besten aus, während beim Freispiegelstollen am Überlauf vor dem Werkseinlaß Wasser verlorenght. Bei Wasserentnahme aus einem Speicherbecken mit großem Absenkmaß muß bei einer Freispiegelleitung die am Einlauf jeweils verfügbare Stauhöhe durch Abdrosselung des Einlaufs ausgeschaltet („verzehrt“) werden, während der Druckstollen jederzeit volle Ausnutzung der gesamten verfügbaren Stauhöhe ermöglicht.

Stollenquerschnitt, Stollenwand. Neben vollkommener Standfestigkeit, Dauerhaftigkeit und weitgehendster Wasserdichtigkeit soll der Querschnitt einheitliche Größe und Form, geringe Wandrauhigkeit und hohen hydraulischen Formbeiwert besitzen.

Zulässige Fließgeschwindigkeiten. Bei verkleideten Druckstollen mit $F > 6 \text{ m}^2$ und sandfreiem Wasser $\max v_m = 3,0$ bis $5,0 \text{ m/s}$. Bei sandhaltigem Wasser $\max v_m = 2,0 \text{ m/s}$. In verkleidetem Freispiegelstollen v_m etwa $0,5$ bis $1,5 \text{ m/s}$ niedriger als im Druckstollen. Bei kleinem Q ergibt der für die Bauausführung notwendige Mindestquerschnitt von etwa $2,0 \cdot 1,5 \text{ m}$ für kurze und $2,0 \cdot 2,0 \text{ m}$ für lange Strecken geringeres $\max v_m$. Das Gefälle ist im allgemeinen ungebrochen durchzuführen.

Umrißform¹. Bei standfestem Gebirge Quadrat oder Rechteck, wenn nötig mit gewölbter Decke und mit ausgerundeten Ecken. Bei nicht standfestem Gebirge (gebräucher Fels), bei dem eine Auskleidung erforderlich wird, ist die Schale möglichst der Drucklinie der äußeren und inneren Kräfte anzugleichen, die zur Hufeisenform führt. Bei höherem Außendruck ist der Kreis die zweckmäßigste Form.

Auskleidung soll bei standfestem, aber leicht verwitterndem Gebirge Schutz gegen die Einwirkungen von Luft und Wasser gewähren. Bei druckhaftem Gebirge soll eine tragfähige Schale den Gebirgsdruck aufnehmen. Je nach Betriebswasserdruck verschiedene Maßnahmen. Bei $H < 5 \text{ m}$: sichtbare Risse mit Beton ausfüllen. Torkretieren der rissigen Flächen. Bei $5 < H < 100 \text{ m}$ Auskleiden mit massiver Betonschale bis $H < 20$; darüber bewehrter Beton. Der Betonmantel ist durch Einpressung satt in Druckberührung mit dem Gebirge zu bringen. Bei $H > 100 \text{ m}$: Einsetzen von Stahlfutterrohren, die mit Beton und Zement-einpressung satt in den Rohrausbruch einzubetten sind.

Hydraulik². Ohne Auskleidung ist zwar ein größerer Querschnitt, aber auch eine größere Rauhmigkeit vorhanden: k (GAUCKLER-STRICKLER) = 22 bis 25. Bei rauhem, nur torkretiertem Querschnitt: $k = 28$ bis 40. Bei schalungsrauhem Beton: $k = 60$, bei Zementglattstrich: $k = 90$. Wenn die Gebirgsverhältnisse nicht eine Auskleidung erfordern, ist zu untersuchen, ob die durch die Auskleidung erzielte Verminderung des Querschnitts wirtschaftlich lohnend ist.

Linienführung. Weitgehend beeinflußt durch die Notwendigkeit, Zwischenangriffstellen für den Stollenvertrieb in die Linie einzuschalten. Anzahl und Länge der Stollenfenster hängen von der geologischen Beschaffenheit, Vor- und Überlagerungstiefe ab. Aufschluß durch geophysikalische und geoelektrische Verfahren. Über 1500 m Abstand sollen bei kleinen und mittleren Querschnitten die Zwischenangriffe nicht gelegt werden. Im allgemeinen soll die Gesamtlänge der Fensterstollen 10% der Stollenlänge nicht überschreiten. Dadurch sind die Möglichkeiten der Wahl einer geraden Stollenachse mit langen und einer zum Hang angenähert gleichlaufenden Stollenachse mit kurzen Fensterstollen eingegrenzt. Krümmungsverluste bleiben unberücksichtigt, wenn aus bautechnischen

¹ PERNT, M.: Über das günstigste Stollenprofil. Wasserwirtsch. 18 (1925) S. 29.

² SCHLEIERMACHER, E.: Wasserabfluß durch Stollen. München 1928.

Gründen am Knickpunkt ein Fensterstollen den Querschnitt erweitert. In der Höhenanordnung hat der Druckstollen völlige Freiheit im Gegensatz zum Freispiegelstollen.

Bauausführung¹. Für den Ausbruch werden die Verfahren des Tunnelbaues angewendet. Wegen des kleinen Querschnitts sind Preßluftbohrhämmer und von Hand geförderte Muldenkipper die wichtigsten Geräte. Bohrmaschinen auf Wagen oder an Spansäulen, Maschinen zum Schüttern, Loks zum Fördern können aus Raummangel selten benutzt werden. Fortschritte bei Handbohrung 0,5 bis 1,5 m, bei Preßluftbohrung 2 bis 4 in harten, bis 7 m in weichem Gestein während 24stündiger ununterbrochener Arbeitszeit.

Beim Durchfahren von Gips- und Anhydritstrecken ist besondere Vorsicht erforderlich (Zersetzen des Betons durch Schwefel, bei Anhydrit Ausdehnung durch Feuchtigkeitsaufnahme und Drucksteigerung). Bei der Betonauskleidung von Stollen ist auf den Säuregehalt (Kohlensäure) des Triebwassers zu achten. Ansammlungen von Druckwasser zwischen Gebirge und Stollenauskleidung werden durch Einbau von Dränrohren beseitigt. Wenn Unklarheit besteht über Nachgiebigkeit des Gebirges gegen Innendruck, Widerstandsfähigkeit der Stollenauskleidung gegen Ribbildung, Größe der Sickerverluste usw., kann eine bereits fertiggestellte Stollenstrecke durch Abpreßdeckel geschlossen, mit Druckwasser gefüllt und ihre Dehnung mit geeigneten Meßgeräten festgestellt werden.

e) Wasserschlöser.

Aufgaben, Arten. Beim Übergang der schwach geneigten Zuleitung in die in der Regel stark fallende Turbinenleitung ist zur Milderung der mit dem Turbinenbetrieb verbundenen hydrodynamischen Stoßwirkungen ein Schwallraum (Wasserschloß) nötig (Abb. 1). Ferner werden an dieser Stelle oft zweckmäßig Abschlußvorrichtungen der Turbinendruckleitung und nach Bedarf die nötigen Einrichtungen zur letztmaligen Reinigung des Triebwassers von Schwemmsel, Eis und Kies angeordnet.

Nach dem hydraulischen Charakter der Zuleitung kann man unterscheiden: Druckwasserschloß: am Ende einer Druckzuleitung. Freispiegelwasserschloß: am Ende einer Freispiegelzuleitung. Beide Arten haben im Schwallraum freien Wasserspiegel.

Druckwasserschloß. *Hydrodynamische Vorgänge.* Durch das Abschließen der Turbinen wird der Abfluß aus dem Wasserschloß verringert. Die im Druckstollen in Bewegung befindliche Wassermenge fließt aber nach ihrer Drucklinie mit unverminderter Geschwindigkeit zum Wasserschloß hin. Der Überschuß von Zuflußmenge und verringerter Abflußmenge wird im Schwallraum unter Hebung des Spiegels aufgespeichert. In dem Maße der Spiegelhebung entwickelt sich ein Gegendruck gegen die aus der Zuleitung nachdrängende Wassermasse. Die Bewegung im Druckstollen wird verzögert und die Zuflußwassermenge geht herunter, und wird in der Regel kleiner als die „neue“ verringerte Turbinenbeaufschlagung. Zur Deckung des Bedarfs muß das Wasserschloß aus seinem Speichervorrat Zuschußwasser abgeben, so daß der Schachtwasserspiegel unter seine Höchstlage wieder herunterschwingt. Infolge der dämpfenden Wirkung der Reibung und der sonstigen hydraulischen Widerstände im Druckstollen und Wasserschloß klingt der Schwingungsvorgang allmählich auf einen neuen Beharrungsstand aus.

Beim Öffnen der Turbinen wird die Abflußmenge des Wasserschlosses über den Betrag der bisherigen Zuflußmenge gesteigert. Der entstehende Fehlbedarf wird durch Entnahme aus dem Speicherraum des Wasserschlosses solange gedeckt, bis durch die mit der Spiegelsenkung verbundene Senkung der Drucklinie im Druckstollen die genügende Beschleunigung der Wassermasse erreicht ist. Auch hierbei fließt infolge der Massenträgheit zunächst zuviel Wasser nach. Der Schwingungsvorgang klingt allmählich aus.

Die Schwallraumausschläge werden um so größer und verlaufen um so schneller, je kleiner im Verhältnis zum Querschnitt der Zuleitung die speichernde Spiegelfläche des Schwallschachtes ist. Der *Mindestquerschnitt* berechnet sich nach der

¹ RANDZIO, E.: Stollenbau. Berlin 1927.

Stabilitätsbedingung von THOMA¹ und ist nach VOGR²

$$F > \frac{k^2 \cdot f^{1,5}}{69,55 \cdot H_n}$$

F = Mindestquerschnitt in m²,

k = Geschwindigkeitsbeiwert

f = Querschnitt der Zuleitung in m²,

H_n = Nutzfallhöhe in m.

Die Höhenlage des Spiegels im Wasserschloß wird durch folgende Fälle bestimmt: Turbinen geschlossen. Ausgleich der Wasserspiegel im Speicher und Wasserschloß.

Werk im Betrieb. Beharrung des Fließzustandes. Der Wasserspiegel im Wasserschloß liegt um den, dem Durchfluß (der Geschwindigkeit) im Stollen entsprechenden Reibungsverlust

$$h_r = I_r \cdot l_{St} = v^2 \cdot l_{St} / k^2 \cdot R^{4/3}$$

tiefer als im Speicher.

Plötzliche Öffnung der Turbinen. Der tiefste Ausschlag tritt bei tiefster Spiegelhöhe im Speicher ein. Es genügt anzunehmen, daß von 50 % der Volleistung auf 100 % gegangen wird.

Plötzliches Abschließen der Turbinen. Bei höchster Spiegellage im Speicher und plötzlicher Abdrosselung von Vollbeaufschlagung auf Null tritt höchster Spiegelstand im Wasserschloß ein.

Für das zylindrische Schachtwasserschloß lassen sich in den Grenzfällen des plötzlichen Öffnens und Schließens der Turbinen der tiefste und höchste Spiegelausschlag nach PH. FORCHHEIMER berechnen³.

Größter Spiegelanstieg:

$$(mZ + 1) - \log \text{nat} (mZ + 1) = mH_b + 1$$

darin:

$$m = 2 g F_s H_b / L F v^2.$$

F_s Querschnitt des Wasserschlosses.

F Querschnitt des Stollens.

L Länge des Stollens.

R hydraulischer Radius des Stollens.

v mittlere Geschwindigkeit im Stollen.

H_b Druckverlust im Beharrungszustand.

Z größter Spiegelanstieg über den Ruhewasserspiegel.

Größte Spiegelabsenkung:

$$Z = 0,178 \cdot H_b + \sqrt{(0,178 H_b)^2 + \frac{2 H_b}{m}}$$

Spiegelausschläge für andere Entnahmeänderungen oder andere Wasserschloßformen können nur in schrittweisem Verfahren ermittelt werden⁴.

Die Aufgabe des Wasserschlosses beim Schließen der Turbinen kann teilweise oder ganz von einem selbsttätig, langsam schließenden Entlastungsverschluß in der Zuleitung im Krafthaus mit Ableitung nach dem UW übernommen werden.

Ausbildung des Wasserschlosses (Abb. 16). Die einfachste, früher allgemein übliche Form ist das Schachtwasserschloß (a). Da die Raumaumaße sehr erheblich sind, strebt man an, den Inhalt des Wasserschlosses durch entsprechende Formgebung zu verringern. Das Zweikammerwasserschloß (b) zerlegt den Speicherinhalt des Schwallraumes in eine obere und untere Kammer, die möglichst dicht an den zulässigen Spiegelgrenzlagen angeordnet und durch einen Steigschacht vom Mindestquerschnitt verbunden sind. Beim Differentialwasserschloß von JOHNSON (c) steigt das Wasser beim Abschließen der Turbine in einem Steigrohr schnell empor. Es entsteht also in verhältnismäßig kurzer Zeit eine große abbremsende Kraft. Das Wasser strömt dann durch die Drosselöffnungen am

¹ THOMA, D.: Zur Theorie des Wasserschlosses. München 1910.

² VOGR, F.: Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses. Stuttgart 1923. — STRECK, O.: Das Wasserschloß bei Hochdruckspeicheranlagen. Berlin 1929.

³ SCHOGLITSCH: Der Wasserbau. Berlin 1930.

⁴ STRECK, O.: Aufgaben aus dem Wasserbau. Berlin 1924.

Fuße des Steigrohres und bei starkem Schwall auch über den oberen Rand des Steigrohres in die Wasserschloßkammer. Umgekehrt sinkt beim Öffnen der Turbinen das Wasser im Steigrohr rasch ab, worauf das nötige Zuschußwasser aus der Wasserschloßkammer beiströmt. Das gedrosselte Wasserschloß (d) ist eine ältere Form des JOHNSON-Schlusses. Bei der Bemessung der Drosselöffnung ist Vorsicht geboten,

um ein Abreißen der Wassersäule in der Zu- und Ableitung zu verhüten. Schließlich läßt sich das Prinzip von JOHNSON auch noch auf das Zweikammerwasserschloß (e) anwenden¹. Im allge-

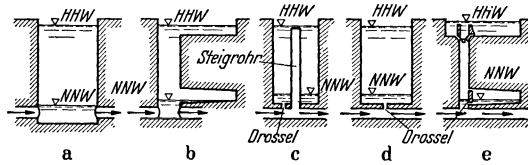


Abb. 16.

meinen werden bevorzugt bei Niederdruck- und Mitteldruckanlagen die Anordnung e, bei Speicherhochdruckwerken die Anordnungen b und e. Vielfach sind konstruktive Fragen entscheidend². Hinsichtlich der Anordnung im Gelände und der Bauweise sind unterirdische, halbunterirdische und oberirdische Wasserschlosser zu unterscheiden.

Freispiegelwasserschloß. Als Schwallraum wird die ganze oberhalb des Werkseinlasses liegende Zuleitung benutzt. Die Wasserspiegelausschläge der Schwall- und Sunkerscheinungen sind daher wesentlich kleiner als beim Druckwasserschloß, sie nehmen jedoch kanalaufwärts wenig ab. Nur wenn das Wasserschloß als Speicherbecken ausgebaut wird, kann mit einer erheblichen Verkleinerung des Schwalls und Sunkes gerechnet werden. Das Freispiegelwasserschloß ist gleichzeitig Verteilbecken (Vorhof), das das Betriebswasser in hydraulisch einwandfreier Weise auf den Werkseinlaß zu verteilen hat. Seine Breite ist daher durch die Breite des Krafthauses gegeben.

Das Freispiegelwasserschloß muß einen selbsttätigen Überlauf, Spül- und Entleerungsschleusen aufweisen.

f) Rohrleitungen.

Aufgabe, Arten. Vom Wasserschloß (Stollenmund) wird das Triebwasser den Turbinen in Rohren zugeleitet. Bei den *aufgelösten* (unterteilten) Rohrleitungen sind Ausdehnungsstücke in die einzelnen Rohrstrecken eingebaut. Achsparallele Kräfte müssen durch Festpunkte aufgenommen und in den Baugrund übertragen werden. Die Wandungen *geschlossener* (zusammenhängender) Rohrleitungen können und müssen achsparallele Kräfte voll aufnehmen und übertragen. Da das mit Wasser gefüllte Rohr als Träger beansprucht wird, ist die Bettung und Verlegung von wesentlichem Einfluß: auf Einzelstützen oder auf zusammenhängender Fläche, offen oder verdeckt.

Die *aufgelöste* Bauweise empfiehlt sich bei offen verlegten Leitungen mit großen Temperaturunterschieden und gerader oder nach unten durchgebogener Trasse, da die Festpunkte dann verhältnismäßig wenig Betonmassen benötigen. Knicke nach oben oder im Grundriß wegen der großen zur Festlegung nötigen Betonmassen vermeiden. Abstand der Festpunkte 100 bis 200 m.

Die *geschlossene Bauweise* wird mit festgelegten Krümmern meist bei verdeckten Leitungen und niedrigem Wasserdruck angewendet. Elastisch verschiebbare Krümmer empfehlen sich besonders bei mehrfach gewundener oder gebrochener Linienführung. Die Knickpunkte dienen hierbei zum Ausgleich der elastischen und Temperatur-Dehnungen.

Verdeckte Rohrleitungen bei Rohren bis 0,8 m Lichtweite. Vorteil: Temperaturschutz, Grabenwände können zur Festlegung der Leitung benutzt werden, kein Grunderwerb, nur Nutzungsrecht, Schonung des Landschaftsbildes.

Rohrleitungsführung. Die Druckabfalllinie darf an keiner Stelle weiter als etwa 6,0 m (praktisch zulässige Atmosphärensaughöhe) unter den Rohrscheitel

¹ KAMMULLER: Fortschritte in der konstruktiven Gestaltung des Wasserschlosses. Wasserwirtsch. 24 (1931) S. 39 u. 127.

² Konstruktive Einzelheiten siehe LUDIN: Wasserkraftanlagen. — SCHOKLITSCH: Der Wasserbau.

fallen. Flach liegende Rohrleitungsstrecken wegen des hohen Wasserdruckes möglichst kurz, Steilstrecken möglichst steil führen. Im Grundriß nur bei ungünstigen Untergrundverhältnissen von der Geraden abweichen. Unterteilung in möglichst lange gerade Teilstrecken, wobei auf die Lage und Form der Krümmer und Festpunkte zu achten und die Beschaffenheit der Hänge festzustellen ist. Die bei mehrrohrigen Anlagen nötige *Rohrstraße* kann bei Felsboden ohne Schutzabdeckung bleiben. Bei losen Bodenarten ist durch eine Pflasterdecke für gute Abführung des Niederschlagswassers, besonders in der Umgebung der Rohrsättel und Festpunkte, zu sorgen (Schrägaufzug, Treppe für den Verkehr). Rohrsättel meist aus Beton, die lediglich den Normaldruck und Reibungskräfte aufzunehmen haben, werden nach den verwendeten Rohrlängen in etwa 6 bis 10 m Abstand angeordnet. Festpunkte als massive Betonklötze sind nur durch ihr Eigengewicht standfest. Die Rohre müssen unverrückbar fest mit den Festpunkten verbunden sein. Die Ausdehnungsstücke der aufgelösten Bauweise werden gewöhnlich dicht unterhalb des oberen Festpunktes angeordnet. Der Endfestpunkt soll wegen der größeren Betonmassen möglichst nicht in der flachen Schlußstrecke angeordnet werden. Bei Anordnung des Krafthauses in der Achse der Rohrstraße können die Turbinenfundamente zur Bildung des Endfestpunktes benützt werden.

Betrieb von Druckleitungen. Einwandfreies Arbeiten aller Absperrvorrichtungen ist wesentlich. Luftansammlungen sind durch sachgemäße Gefällsbildung und betriebssichere Entlüftung der Scheitelpunkte zu verhüten. In Frostzeiten muß in allen ungeschützten Rohrleitungen ständig eine Mindestwassermenge abfließen. Der stündliche Wasserbedarf ist dabei 1 m^3 auf 1 m^2 Rohroberfläche. Einsteigöffnungen zur Überwachung etwa alle 500 m.

Bauarten. Zusammensetzen der Rohrleitungen aus einzelnen in der Werkstätte hergestellten Stücken (Schüssen) oder Zusammenbau am Ort. Die Länge der Schüsse ist durch die Verfrachtungsart (Bahn, Schiff) bestimmt.

Baustoffe. Eisen, Beton, Holz. Für hohen Innendruck werden nur *Stahlrohre*, wassergasüberlappt geschweißt, bei sehr hohem Druck bandagierte Rohre angewendet. Vorzüge der Stahlrohre sind: Große statische Sicherheit, Wasserdichtigkeit, glatte Innenwand, einfache Bauausführung. Nachteilig ist die Rost- und Inkrustationsgefahr, Zerstörung durch chemische Angriffe des Triebwassers, große Wärmeleitung bei dünnwandigen Rohren, geringe Widerstandsfähigkeit gegen Außendruck. *Betonrohre* sind sehr widerstandsfähig gegen Außendruck (Erddruck, Verkehrslast, Atmosphärendruck) und gegen Deformation durch Wasser und Eigengewicht. Nachteilig ist es, daß Betonrohre durch Rissebildung leicht undicht werden, vor allem an den Verbindungsstellen und Ausdehnungsfugen. Ferner sind sie gegen Sandschliff und chemische Angriffe sehr empfindlich und schwierig zu befördern. Verwendung bei großen Wassermengen, niederem Innendruck (≤ 2 bis 3 atm). *Holzrohre* sind sehr widerstandsfähig gegen die chemischen Einflüsse, einfach zu befördern und leicht, auch in schwierigem Gelände, einzubauen. Nachteile: Geringe Widerstandsfähigkeit gegen Außendruck, Neigung zum Undichtwerden, Fäulnisgefahr. Scharfe Krümmungen, Abzweigungen können in Holz nicht hergestellt werden.

Angaben für die Berechnung¹. Die Fließgeschwindigkeiten sollen mit Rücksicht auf die Massenwirkung im Rohr und auf die Regelung der Turbinen wie nach dem Verhältnis Rohrlänge L zur Fallhöhe H begrenzt sein:

$$\begin{aligned} L : H = 1 \text{ bis } 2 & \quad v_m = 3 \text{ m/s,} \\ L : H = 2 \text{ bis } 4 & \quad v_m = 2,5 \text{ bis } 2,0 \text{ m/s.} \\ L : H = 5 \text{ und mehr} & \quad v_m = 1,5 \text{ bis } 1,0 \text{ m/s.} \end{aligned}$$

¹ Wegen Einzelheiten wird auf das Sonderschrifttum verwiesen, u. a.: LUDIN: Die wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen. Z. f. d. ges. Turbinenwesen (1914). — BUNDSCHU: Druckrohrleitungen. Berlin 1929. — HRUSCHKA: Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke. Berlin 1929. — MANN, V.: Rohre, Berlin 1928.

Wirtschaftlich günstigster Rohrdurchmesser d (LUDIN-BUNDSCHU). Näherungsweise:

$$\text{für } H < 100 \text{ m} \quad d = \sqrt[3]{0,05 \cdot Q^3}$$

$$\text{für } H > 100 \text{ m} \quad d = \sqrt[3]{5,2 \cdot Q^3/H}$$

Q = Wassermenge bei Vollbeaufschlagung m^3/s .

H = Gesamtdruckhöhe (statischer und dynamischer Druck) am betrachteten Rohrleitungspunkt in m.

Unterteilung in mehrere Leitungen, besonders bei stufenweisem Ausbau.

Statische Berechnung des Querschnitts für eiserne Rohrleitungen.

a) gegen Innendruck ergibt sich die Wandstärke s in m zu:

$$s = d \cdot H/2 \eta \sigma.$$

η = Güteverhältnis der Schweißnaht (0,9 bis 0,7).

σ = zul. Zugbeanspruchung in t/m^2 (Flußeisen 8000, Siemens-Martin-Stahl 10000).

b) gegen Außendruck: $S = d \sqrt[3]{\zeta \cdot p/2E}$.

ζ = Sicherheitsfaktor = 4 (für offen verlegte Rohre).

p = gleichmäßig von außen wirkender Außendruck in t/m^2 .

E = Elastizitätsmodul der Rohrwandung in t/m^2 .

IV. Kraftwerke.

a) Allgemeine Anordnungen.

Aufgabe. Aufnahme der Turbinen und Stromerzeuger mit Hilfsmaschinen, Verschlüssen, Steuer- und Schaltapparaten. Schwach- und Starkstromkabeln. Bei größeren Anlagen besondere Schalthäuser, Umspannanlagen auch im Freien.

Anzahl und Größe der Einheiten bestimmen sich aus der Werkvolleistung und dem Betriebszweck der WKA. Bei schwierigen Baustellen sind Transport- und Aufstellungsschwierigkeiten zu berücksichtigen (s. Wasserkraftmaschinen). Ziel: große Maschineneinheiten mit hoher Umlaufgeschwindigkeit und großer Schluckfähigkeit. Bei wenig schwankender Flußwasserführung und dauernder Vollbelastung möglichst wenig Maschinen, bei sehr schwankender Wasserführung stärkere Unterteilung, ebenso bei Regulierwerken mit großen Kleinspeichern, die lange Zeit mit geringer Belastung laufen. Arbeitet das Werk auf ein Großnetz: Einmaschinenwerk bei nicht zu großer Vollwassermenge, auch bei schwankender Wasserführung. Bei Alleinwerk: Unterteilung der Leistung in gleich große Maschinen. Da die Kosten der Maschinenanlage etwa 8 bis 30 % der Gesamtkosten ausmachen, erhöht der beste Wirkungsgrad auch bei teurerer Maschine die wirtschaftliche Ausnutzung der Gesamtanlage. Bei sehr hohem Ausbaugrad von Niederdruckwerken und geeigneten Betriebsverhältnissen Aufteilung des Leistungsdauerplans in Maschinen mit geringer (Propeller) und großer Anpassungsfähigkeit (Kaplan). Bei WKA mit sehr kleinen Fallhöhen Verwendung von Getrieben zur Steigerung der Stromerzeugerdrehzahl. Die großen Fallhöhen Schwankungen bei Talsperrenkraftwerken erfordern vielfach Unterteilung der Gesamtmaschinenanlage in Teile mit abgestufter Konstruktionsfallhöhe.

Krafthausüberbau als säulenfreien Hallenbau ausbilden. Maschinenhausflur hochwasserfrei. Maschinenkran innerhalb oder als Portallaufkran außerhalb des Maschinensaals mit abhebbarer Dachkonstruktion bis über Bahn- oder Straßenanschluß (für Schwerlastwagen). Im Inneren für die Bedienung einseitiger Längsgang von 2 bis 3 m Breite, zwischen den einzelnen Maschinen Durchgänge von 1,5 bis 2,0 m. Allgemeine Lichtweiten 8 bis 16 m. Genügend Platz für Montage und Ausbesserungsarbeiten, Nebenräume für Betrieb. Staubfreiheit, leicht zu reinigender Boden und Wandbelag. Bei Staukraftwerken (Abb. 22) und Unterwasserkraftwerken kann Überbau wegfallen.

Krafthausunterbau muß als massives Fundament die statischen und dynamischen Kräfte der Maschinen und die Wasserdruckkräfte aufnehmen, allseitigen Schutz gegen Wasserzudrang gewähren, Aussparungen für Triebwasser-, Kabel-, Kühl-, Öl- und sonstige Leitungen, sowie Schächte und Kanäle für Frisch- und Abluft, Begehung, Heizung aufweisen.

Für die *Gliederung des Krafthausunterbaues* ist maßgebend: a) Die Durchleitung des Triebwassers. Die allgemeine Anordnung der Wasserwege am und im Krafthaus hängt mit seiner örtlichen Lage und Einfügung in die Gesamt-

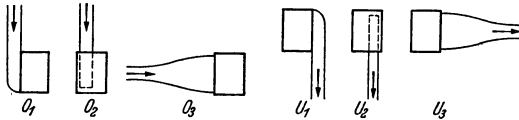


Abb. 17.

anlage zusammen. Für Zu- und Abführung ergeben sich nach LUDIN praktisch die Kombinationen aus den Möglichkeiten nach Abb. 17, wobei das Wasser im freien Fließen, in gedeckten Kanälen, Stollen, Druckrohren zu- und abgeleitet werden kann. Maßgebend ist Werkwassermenge, dann erst Fallhöhe. Für O_2 ist die Zuführung unter und über Flur möglich. b) Die Höhenlage der Turbine¹ (s. Wasserkraftmaschinen). Überdruckturbinen wegen Gründungstiefe und Übersichtlichkeit möglichst hoch über dem tiefsten UW Spiegel. Grenze: Zulässige Saughöhe und die Notwendigkeit genügender Wasserüberdeckung beim niedersten OW Spiegel (Luftschlucken). Bei Heberturbinen höhere Lage möglich (Abb. 18). Röhrturbinen in Unterwasserkraftwerken. Freistrahlturbinen sind mit dem tiefsten Laufradpunkt 1,0 bis 1,5 m über dem höchsten UW Spiegel anzuordnen (Freihängen). c) Die Stellung der Turbinenwelle im Raum. Neben der heute für Nieder- und Mitteldruck allgemein und bei Hochdruck viel verwendeten lotrechten Stellung, waagrechte Wellen, die im Grundriß zur Achse des Krafthauses quer, längs, gestaffelt oder schräg angeordnet sein können.

b) Die einzelnen Kraftwerke.

Niederdruck-(Kammer-)Kraftwerk². Das Krafthaus umfaßt den ganzen Fallhöhenbereich. Engste konstruktive Verbindung von Bauwerk (gleichzeitig Stauwerk) und Maschine ergibt für Krafthausunterbau bei Mehrmaschinenwerken gleichmäßig aneinandergereihte Turbinenzellen zwischen Wandpfeilern. Einlauf möglichst kurz, Verbauungen des Querschnittes hydrodynamisch profilieren. Schwelle: Je nach Lage des Krafthauses und Eigenschaften des Gewässers. Rechen: Vor den Pfeilerköpfen bei mittlerem Winterklima; eingebaut in sehr kaltem Klima; OW Schützen wegen notwendigem Schnellschluß, dabei Unterteilung des Einlaufquerschnittes der Höhe und Breite nach. Antrieb durch Laufkrane, Laufkatzen, Drucköl. Große Kaplansturbinen mit doppelter Regulierbarkeit durch Leit- und Laufradschaufeln erübrigen Schnellschlußschützen, ebenso Heberturbinen mit Heberspiralen, wobei das Stillsetzen der Maschinen durch Entlüftung der Heberkammer erfolgt (Damm balkennotverschluss) (Abb. 18).

Offene Wasserzuführung in Freispiegelkammer von 1 bis 20 m Druckhöhe, für kleinere Anlagen mit Einfach- und Zwillings turbinen; Wellen lotrecht und waagrecht. Hierbei wegen der tief unter OW liegenden Maschinen Stauwand haltbar abdichten. Ableitung durch Blech- oder Betonsaugrohr unter oder seitlich des Maschinenraumes ins UW.

Geschlossene Wasserzuführung bei größeren Triebwassermengen. Lotrechte Einradturbine in Spiralgehäuse, das meist aus Eisenbeton besteht (Abb. 18). Bei statischen Druckhöhen über Turbinenmitte > 15 m je nach Wassermenge Spiralgehäuse aus Stahlblech, Gußeisen, Stahlguß. Die Maschinenaufkast kann

¹ Angaben über Wasserkraftmaschinen: Druckschriften J. M. VOITH, Heidenheim. — ЕСНЕР u. WYSS-Mittelungen, Ravensburg.

² SPETZLER, O.: Anteil der Konstruktion und des Materials am wirtschaftlichen Ausbau niederer Wasserkraft-Gefälle. Berlin 1931.

durch Abfangen des Generatortragrings auf Querträger über den seitlichen Kammerwänden oder auf einen brunnen- oder turmartigen Betonunterbau auf die Fundamentsohle übertragen werden. Auf dem Hauptmaschinenflur entweder Stromerzeuger- oder Turbinenhorizont oder Hochstellen beider. Müssen wichtige Bedienungsflure unter HUW gelegt werden, sorgfältige Abdichtung notwendig. Saugrohr allgemein als Krümmersaugrohr ausgebildet, mit langem Diffusorteil bei der gegen Abflußstörungen empfindlichen Kaplanturbine. Gegen Ablösung Querleitwand, auf senkrechte Längswand abgestützt. Sorgfältigste strömungstechnische Ausbildung aller Teile.

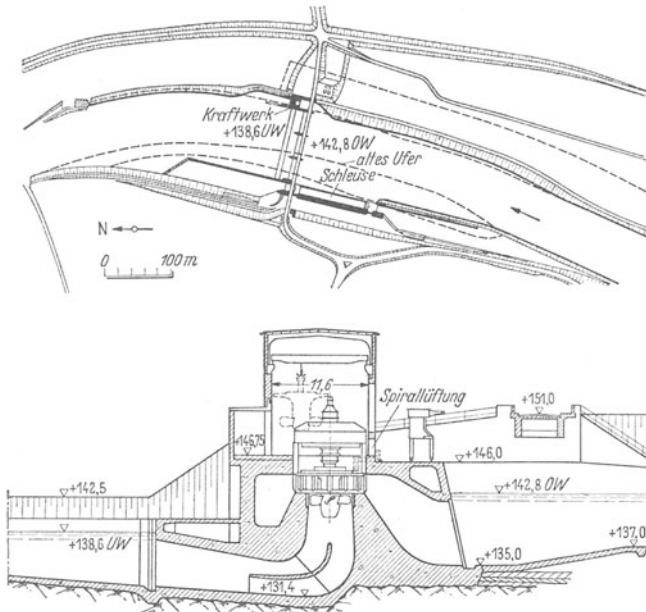


Abb. 18. Niederdruckanlage.

Lage in der gesamten Stauanlage. Flußkraftwerk. Die für den Staubeereich erforderliche unschädliche Hochwasserabführung entscheidet, ob das Krafthaus innerhalb, ganz oder teilweise außerhalb des Flußbettes in einer kurzen Bucht anzuordnen ist. Einbau im Fluß selten, häufiger Stellung außerhalb (Abb. 18). Kraft-, bau- und betriebswirtschaftlich beste Anordnung der Achsen des Wehres und Krafthauses zur Flußachse, sowie untereinander besonders bei starker Geschiebe- und Eisführung, günstigste Ausbildung der Einzelheiten wie Trennpfeilerlänge, Form von Ober- und Unterwasserbucht, Notwendigkeit von Leitwänden u. ä. durch Modellversuche frühzeitig untersuchen lassen (Abb. 1, Abschn. Wasserbau. Versuchswesen). In Durchstichen, Stromspaltungen, Stellung von Stauwehr und Krafthaus am oberen oder unteren Ende abhängig vom Ufer und kulturtechnischen Verhältnissen (Trockenlegung eines Armes während längerer Zeit, Grundwasser). Bei Schiffahrtbetrieb auf dem Fluß Schleuse und Krafthaus möglichst durch Wehr trennen (Abb. 18).

Kanalkraftwerk (s. auch Freispiegelwasserschloß). Einlaß symmetrisch und rechtwinklig zur Achse der Zuleitung. Schlanker Übergang im Grundriß und Höhenschnitt vom Kanal nach dem Verteilbecken. Treibzeug- und Eisabführung

durch besondere, voll angeströmte Eisschützen. Bei Schiffahrtbetrieb auf dem Kanal Schiffahrtweg schlank durchführen, Kraftwasser abweisen. Zulässige größte mittlere Fließgeschwindigkeit auf gemeinsamer Strecke (Kraftwasserstraße) 0,70 bis 1,0 m/s.

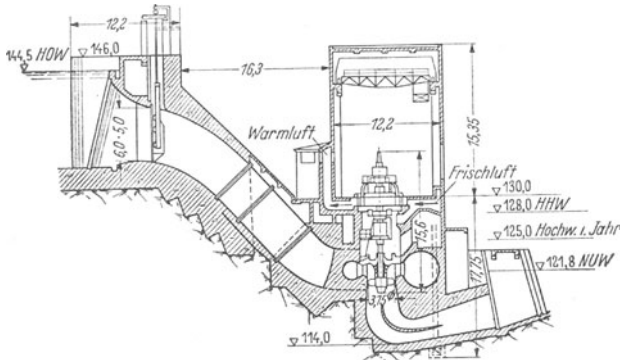


Abb. 19. Mitteldruckkanalwerk.

Mitteldruck-(Schacht-)Kraftwerk. Die Gliederung Wasserschloß-Turbinenleitung (Schacht)-Turbine ist vorhanden, die einzelnen Teile bilden konstruktiv jedoch eine Einheit. Grundformen sind: das Krafthaus unterhalb einer Stauwand oder eines Staudammes, wobei die Druckrohrleitung in oder außerhalb des Stauwerkes liegt; Talsperrenkraftwerk (Abb. 20); das Krafthaus des Mitteldruckkanalwerkes (Abb. 19); das ober- und unterirdische Schacht- und Wasserschloßkraftwerk.

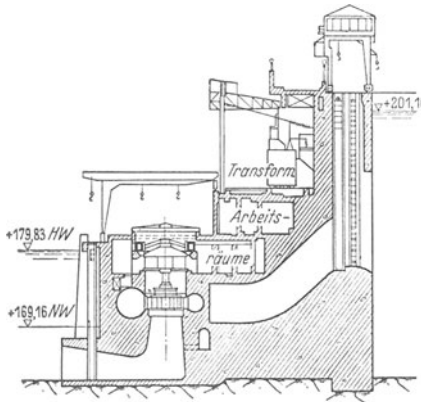


Abb. 20. Talsperrenkraftwerk.

Hochdruckkraftwerk. Bei völliger Trennung von Wasserschloß und Turbine und selbständiger Gründung der Druckrohrleitung entsteht das Rohrleitungs- oder Hochdruckkrafthaus (Abb. 21). Grundrißanordnung abhängig von der nach den Geländeverhältnissen möglichen Zuführung der Turbinenspeisungen aus der Rohrstraße. Beste Lösung quer vor den Fuß der Rohrstraße. Bei längsseitiger

Zuführung schlanke Krümmungen. Für die Höhengliederung sind maßgebend: HUW (Freihängen), Maschinenflur und Höhenlage der Turbinenspeisungen. Verbindungsmöglichkeiten der einzelnen Verteilrohre. Einzel- oder Sammelunterkanal, entweder im oder außer Haus. Für Pumpspeichieranlagen haben sich besondere Ausführungen mit lotrechter (Abb. 21) und waagrechter Welle herausgebildet.

Besondere Kraftwerkarten. Unter Verwendung einer Kaplan turbine mit lotrechter Welle und festem waagrechttem Leitrad ist es möglich, die Maschinenanlage vollständig unter dem OW liegend und als Teil des Wehres auszubilden

(Abb. 22). Auf der lotrechten Welle sitzt starr gekuppelt ein Asynchrongenerator, der bei Pumpbetrieb in entgegengesetzter Richtung als Motor arbeitet. Liegt die Turbinenwelle waagrecht und schließt sich an die Nabe des Turbineneinlaufes ein fester wasserdichter Hohlkörper von kleinem hydraulischen Widerstand an, in dem der Stromerzeuger mit den notwendigen Maschinen untergebracht ist, so entsteht das Unterwasserkraftwerk nach ARNO FISCHER. Die Stauregelung im Wehr erfolgt durch versenkbare Segment- oder Sektorschützen, so daß ein Wehr und Krafthausüberbau nicht erforderlich ist¹. Die weitere Entwicklung bringt den triebwasserdurchflossenen Stromerzeuger im Hohlwehr und die Regelung der Wasserstände durch eine aufgesetzte und vom Inneren des Hohlwehrs gesteuerte Klappe².

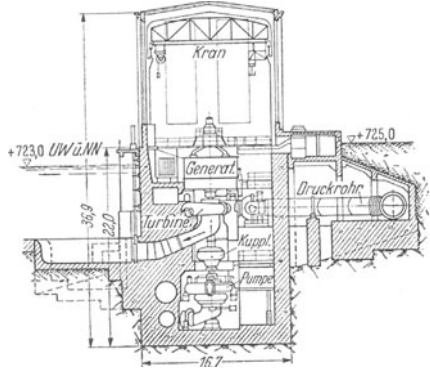


Abb. 21. Hochdruckkraftwerk.

Betriebsausrüstung der Kraftwerke. Außer Rechen, Dammbalken als Notverschlüsse, sind Einrichtungen für die Wassermessung vorzusehen, um für Abnahme und dauernd für den Betrieb die Wassermengen aufzuzeichnen: Hydrometrische Flügel, Venturimeter. Absperr- und Regulierverschlüsse haben die Aufgabe, am Kraftwerks- oder Umleitungseinlaß die Triebwasserleitung zeitweilig völlig abzusperren oder freizugeben (Absperrschieber, größte Durchflußgeschwindigkeit 3 m/s, bei Hochdruckturbinen 8 m/s) und den Abfluß von OW zum UW dauernd zu drosseln (größte Durchströmungsgeschwindigkeit 30 m/s).

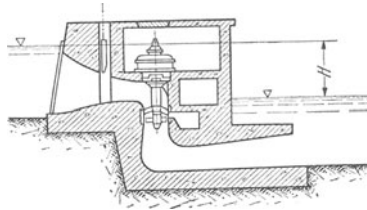


Abb. 22.

Die Verschlüsse sind freiliegend, wenn sie vor einer Druckleitung oder einem Auslaß angeordnet sind (Flachschieber, Segmentverschlüsse, Zylinderschieber, Klappen). In Druckleitungen sind sie als Gehäuseschieber eingebaut (Gehäuseflachschieber, Segmentwalzen-, Kugel-, Kolbenschieber, Drosselklappe).

Wegen des Leistungsausfalls infolge Fallhöhenverlustes bei verlegtem Rechen sind beste Rechenreinigungsanlagen wirtschaftlich lohnend.

¹ Elektrotechn. Z. 58 (1937) S. 162. — Dtsch. Wasserwirtsch. 30 (1937) S. 76.

² Dtsch. Wasserwirtsch. 33 (1938) S. 215.

Binnenverkehrswasserbau.

Von

Ministerialrat i. R. WALTHER PAXMANN, Königswinter.

I. Allgemeines.

Verkehrswasserbau ist nicht Selbstzweck, sondern Mittel zum Zweck, Mittel zur Verbesserung und Vermehrung der Verkehrsmöglichkeiten, die, selbst wichtiger Bestandteil der Wirtschaft, diese stützen und fördern, indem sie zur Verbilligung der Produktion und zur Verstärkung des Absatzes und so auch zur Schaffung neuer Arbeitsplätze beitragen. Verkehrsanlagen und Verkehrswege sind nur da am Platze, wo sie als Teile eines Gesamtverkehrsnetzes dessen Gesamtnutzen für die Allgemeinwirtschaft ergänzen oder erweitern.

Die Frage, ob eine Verkehrsanlage notwendig oder wirtschaftlich vertretbar ist, muß vom allgemeinwirtschaftlichen Standpunkt aus sowie in bezug auf die verkehrswirtschaftlichen Belange der durch die Neuanlage unmittelbar und mittelbar berührten Wirtschaftsgebiete vor Beginn der Entwurfsarbeit hinlänglich untersucht sein. Der Entwurfsbearbeiter muß über Hergang und Ergebnisse dieser Untersuchungen, wenn er nicht selbst maßgebend daran beteiligt war, genau unterrichtet sein, da er nur dann in der Lage ist, die Bedeutung der Anlage und ihre maßgeblichen Beziehungen zum Gesamtverkehrsnetz und seinem Verkehr richtig zu erkennen, und von dieser Erkenntnis die wesentlichsten Grundlagen des Entwurfs, Abmessungen, Wahl der Einrichtung usw., abhängen. Übermäßige Sparsamkeit ist ebensowenig vertretbar wie übertriebene Großzügigkeit. Beide müssen sich im Laufe der Zeit ungünstig auswirken. Die Verantwortlichkeit des Entwurfsbearbeiters in diesem Punkte kann nicht hoch genug veranschlagt werden.

Der Verkehrswasserbau hat, ohne die Eigentümlichkeiten des Wassers und die durch sie bedingten Gesetzlichkeiten, denen alle Wasserbauten unterworfen sind, zu vernachlässigen und ohne die Wasserwirtschaft zu beeinträchtigen, den Belangen des Schiffsverkehrs, seiner Wirtschaftlichkeit und Sicherheit zu dienen. Schnelle und gefahrlose Verkehrsabwicklung, wirtschaftliche Beförderungsart, einfache Durchbildung, leichte Bedienung und schnelle Wirksamkeit der beweglichen Teile aller Verkehrsanlagen, weitgehende Einschränkung der Verkehrsverzögerungen an den Schleusen und anderen Einbauten durch zweckmäßige Gestaltung und Einrichtung sind bei der Entwurfsbearbeitung besonders anzustreben.

Der Wasserbauingenieur darf sich zum Verlassen bewährter Formen nur bestimmen lassen, wenn er Besseres an ihre Stelle setzen kann. Jede Vereinfachung ist zu begrüßen. Empfindliche Konstruktionen sind namentlich unter Wasser zu vermeiden. Jede Schematisierung ist verwerflich, jedes noch so einfache Bauwerk bedarf in bezug auf Zweckbestimmung und Verhältnis zur Umgebung je für sich gründlichster Durcharbeitung. Von besonderer Wichtigkeit ist eingehendste Kenntnis der Boden- und Grundwasserverhältnisse, mit der der Wasserbauingenieur die Aufschlüsse des Geologen durch die für die Eigenarten des Wasserbaues maßgebende Beurteilung ergänzen muß.

Der Entwurfsbearbeiter, der sich vorstehende Leitsätze zu eigen macht, wird in den folgenden knapp gehaltenen Ausführungen lediglich Hinweise auf die Fragen finden, deren eingehende Verfolgung in der Fachliteratur Voraussetzung für folgerichtige Entwurfsbearbeitung und Bauausführung ist.

II. Binnenschifffahrt.

A. Zu unterscheiden sind

1. *natürliche Wasserstraßen*, d. h. Flüsse und Ströme, die durch Regelung oder Kanalisierung schiffbar gemacht sind;
2. *künstliche Wasserstraßen*, d. h. Schifffahrtskanäle, die zur Verbindung wichtiger Verkehrspunkte oder -wege künstlich geschaffen wurden.

Die Linienführung natürlicher Wasserstraßen ist an den Flußlauf gebunden, die der künstlichen Wasserstraßen durch die Rücksichten auf die gewollte Verkehrsverbindung und durch die Eigenarten des durchzogenen Geländes bedingt, im übrigen willkürlich.

Während bei der Regelung keine ausschließlich Schifffahrtzwecken dienende Einbauten erforderlich sind, bedarf es bei der Kanalisierung und bei Schifffahrtskanälen bestimmter Anlagen (Schleusen, Schiffsdurchlässe in Wehren, Floßgassen), die den Verkehr von Schiffen und Flößen über künstliche Staustufen hinweg ermöglichen.

B. Die wirtschaftliche Bedeutung der Binnenschifffahrtstraßen besteht hauptsächlich in der billigen Beförderung von Massengütern (Kohlen, Erze, Steine, Getreide usw.). Auch Stückgüter und andere hochwertige Güter benutzen den billigen Wasserweg, wenn sie den ihm anhaftenden Nachteil, die große Beförderungsdauer, vertragen. Nachteilig ist bei Wasserstraßen auch die Schifffahrtsbehinderung durch niedrige Wasserstände auf natürlichen Wasserwegen, die die Ausnutzung des Kahnraumes (Tiefgang) beschränken. Schifffahrtssperren infolge Vereisung oder zur Ermöglichung größerer Unterhaltungsarbeiten beeinträchtigen die Wirtschaftlichkeit der Binnenschifffahrt im allgemeinen nicht, weil die Wirtschaft mit ihnen rechnet und sich rechtzeitig mit Vorräten eindeckt. Der größte Verkehr pflegt daher vor den Wintermonaten einzutreten. Als höchste von der Binnenwasserstraße zu bewältigende Tagesleistung wird infolgedessen $\frac{1}{200}$ des errechneten größten Jahresverkehrs angenommen.

C. Der Betrieb, d. h. die Fortbewegung der Fahrzeuge, vollzieht sich auf den Binnenwasserstraßen auf verschiedene Arten:

1. *Segeln, Staken*, d. h. Schieben vom Fahrzeug aus mit Hilfe langer Stangen, *Treideln* vom Ufer aus durch Menschen oder Pferde, primitive Arten, die abgesehen vom Staken nur noch auf unbedeutenden Wasserwegen oder bei kleineren Kähnen beobachtet werden. Sie sind auf größeren Wasserstraßen zumeist schon deshalb unerwünscht, weil sie mit ihren geringen Fahrgeschwindigkeiten den schnelleren Verkehr behindern.

2. *Treiben in der Strömung zu Tal*, oft unterstützt durch Staken, auf natürlichen Wasserstraßen wegen der geringen Unkosten beliebt.

3. *Fortbewegung mit eigenen an Bord befindlichen Maschinen* (Frachtdampfer usw.). Neuerdings erhalten die sog. Selbstfahrer, d. h. Frachtkähne mit eingebauter Maschine, immer größere Bedeutung. Sie kommen in allen Größen bis 700 t Tragfähigkeit (auf dem Rhein bis 1000 t) und auf allen Wasserstraßen vor und übernehmen heute schon z. B. auf den nordwestdeutschen Kanälen bis zu 15 %, in manchen Verkehrsbeziehungen auf anderen Wasserstraßen bis zu 50 % aller Fahrten.

4. *Fortbewegung einzelner oder zu Schleppzügen vereinigt mehrerer Frachtkähne* durch besondere Dampf- oder Motorschlepper, heute die gebräuchlichste Betriebsart (Reichs-Schlepp-Monopol auf den nordwestdeutschen Kanälen).

5. *Schlepperei einzelner Frachtkähne oder von Schleppzügen vom Leinpfad* aus mit Hilfe von auf Schienen laufenden Lokomotiven. Sie hat sich im allgemeinen bewährt, ist aber nur vereinzelt eingeführt worden (z. B. Teltowkanal). Versuche mit Raupenschleppern, die sich schienenlos auf dem Leinpfad bewegen, haben bis jetzt zu keinem brauchbaren Ergebnis geführt.

D. Flößerei kommt, soweit sie behördlich zugelassen ist, auf natürlichen und künstlichen Wasserstraßen vor. Die Flöße treiben entweder mit der Strömung zu Tal oder sie werden, wo die Strömung fehlt, durch Schlepper gezogen. Die Abtrift einzelner Stämme ist auf Schifffahrtstraßen unzulässig.

III. Ermittlung der Bauwürdigkeit einer Binnenwasserstraße.

A. Bauwürdig kann eine Wasserstraße u. a. dann sein, wenn ein neues Wirtschaftsgebiet erschlossen oder ein vorhandenes größeres Wirtschaftsgebiet mit einem oder mehreren anderen größeren Wirtschaftsgebieten verbunden oder in seinem sonst aussichtslosen Wettbewerb mit anderen Gebieten gestärkt werden soll usw., und diese Vorhaben nur bei Verfrachtung der Rohstoffe und Erzeugnisse auf billigsten Verkehrsverbindungen (Wasserstraßen) aussichtsreich sind.

B. Zur rechnerischen Ermittlung der Bauwürdigkeit bedarf es zunächst der Festlegung der Abmessungen der Wasserstraße. Handelt es sich um Zweigkanäle oder Verbindungen zwischen vorhandenen Wasserstraßen, so wird bei ihrer Bemessung nicht über die Maße der größten anschließenden Wasserstraße hinauszugehen sein, es sei denn, daß besondere Umstände (Erfahrungsgrundsätze, Aussicht auf Vergrößerung der Anschlußstraßen) andere Maßnahmen notwendig machen.

In anderen Fällen muß die Kahngröße bestimmt werden, die für den vorliegenden Fall und die zu erreichenden wirtschaftlichen Vorteile erforderlich sind und genügen. Die Höhe der Baukosten der Wasserstraße wächst naturgemäß mit der Größe der Abmessungen. Zu große, mit der Bedeutung des Unternehmens nicht in Einklang stehende Kahnabmessungen können daher die Bauwürdigkeit der Wasserstraße in Frage stellen.

C. Gebräuchliche Kahnabmessungen.

Länge m	Breite m	Tiefgang m	Tragfähigkeit t	Neubauwert RM.	Bemerkungen
55,0	7,4	1,4	400	50000	Bromberger Kanal, Kurischer Kahn
55,0	8,0	1,7	500	55000	Großer Oderkahn
65,0	8,0	1,75	600	65000	Ems-Weser-Kanal, Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin, Teltowkanal
67,0	8,2	2,00	730	95000	Groß-Plauer Maßkahn
80,0	9,2	2,0	1000	100000	Neues Kanalschiff
80,0	10,5	1,6	1000	100000	Neues Flußschiff
80,0	9,5	2,5	1350	120000	Rhein-Herne-Kanal, Kanal Wesel-Dattel
85,0	9,5	2,5	1500	135000	Ausgebauter Dortmund-Ems-Kanal
85,0	11,0	2,6	1800	150000	Rheinkahn

Die auf dem Rhein sonst noch verkehrenden größeren Kähne bleiben für die Ermittlungen im allgemeinen außer Betracht.

D. Die Beförderungskosten auf dem Wasserwege setzen sich zusammen aus

1. den durch Vorhaltung des Kahnraumes entstehenden Jahreskosten,
2. den im Laufe des Jahres an die Schiffsbesatzung zu zahlenden Löhnen,
3. den Verkehrsabgaben,
4. dem Schlepplohn und
5. den Nebenkosten.

Zu 1. Die Jahreskosten bestehen aus

der Verzinsung des Anlagekapitals etwa = 5	%	des Neubauwertes des Kähnes
der Abschreibung des „	= 3,33 %	„ „ „
der Unterhaltung des Kähnes	= 2,50 %	„ „ „
der Versicherung	= 2,00 %	„ „ „
der Verwaltung	= 5,00 %	„ „ „

insgesamt „ 17,83 % des Neubauwertes des Kähnes

Zu 2. Die Höhe der Löhne richtet sich nach der Größe des Kähnes. Die Bemessung soll außer dem Schiffsführer bei einer Tragfähigkeit

von 15 bis 250 t 1 Schiffsjungen,

über 250 „ 500 t 1 Matrosen,

„ 500 „ 1000 t 1 Matrosen und 1 Schiffsjungen,

und „ 1000 t 2 Matrosen

betragen.

Zu 1 und 2. Aus den Jahreskosten und dem Jahreslohnbetrag ist der auf ein Ladungstonnenkilometer entfallende Betrag zu errechnen, dabei kann im allgemeinen angenommen werden, daß jeder Kahn i. M. bei kürzeren Beförderungsweiten (bis zu 200 km) 25—30, bei größeren Entfernungen (über 300 km) 18—20 Fahrten mit Beladung ausführt.

Zu 3. Die Verkehrsabgaben sollen die durch Verwaltung und Unterhaltung der Wasserstraßen entstehenden Jahreskosten aufbringen und außerdem das Baukapital angemessen verzinsen. Zum Beispiel werden im Bereiche der westdeutschen Kanäle und des Mittellandkanals zur Zeit im allgemeinen für jede Gewichtstonne und jedes Kilometer folgende Sätze erhoben:

in der Güterklasse I	1,5 Rpf.
II	1,2 „
III	1,0 „
IV	0,85 „
V	0,70 „
VI	0,50 „

Für die Verteilung der Güter auf diese Güterklassen ist das sechsklassige Güterverzeichnis für die Reichswasserstraßen nebst Nachträgen maßgebend.

Neben diesen Sätzen werden in besonders begründeten Fällen für einzelne Verkehrsbeziehungen auch Ausnahmesätze gewährt (vgl. Tarif für die Schifffahrt-abgaben auf dem Mittellandkanal und den westdeutschen Kanälen vom 6. März 1937, Reichsverkehrsblatt 1937, Nr. 5, S. 29).

Zu 4. Der Schlepplohn ist der Betrag, der für Vorhaltung der Schleppkraft einschließlich des Verbrauchs an Betriebsstoffen, verrechnet auf das Tonnenkilometer, zu vergüten ist. Beispielsweise werden im Reichsschleppbetriebe für die westlichen Kanäle und den Mittellandkanal für jede Gewichtstonne Ladung und für jedes Kilometer folgende Sätze erhoben:

in der Güterklasse I	0,30 Rpf.
II	0,25 „
III	0,20 „
IV	0,15 „
V	0,10 „
VI	0,075 „

Auch hier werden für besondere Verkehrsbeziehungen Ausnahmesätze gewährt, die aber nur wenig von den Normalsätzen abweichen (vgl. Tarif des Reichsschleppbetriebes für den Mittellandkanal und die westdeutschen Kanäle vom 6. März 1937, Reichsverkehrsblatt 1937, Nr. 5, S. 37 u. ff.).

Zu 5. Zu den Nebenkosten gehören die Abgaben für die Benutzung von Liegestellen an Wartetagen (z. B. etwa 0,15 Rpf. für jeden Liegetag und jede t Tragfähigkeit), die Umschlagskosten in den Häfen (etwa 0,40 RM. für die Ladungstonne) und die Vorrachten für An- und Abfuhr der Güter auf anderen Verkehrswegen, Anschlußbahnen, im Straßenverkehr usw. (bei Werksbahnen kann hier mit etwa 0,5 RM. für die Ladungstonne gerechnet werden).

Zu 1 bis 5. Die aus den Berechnungen zu 1 bis 5 sich ergebenden Gesamtbeförderungskosten sind mit den entsprechenden Frachtkosten auf anderen Verkehrswegen zu vergleichen. Ergeben sich hierbei wesentliche Unterschiede zugunsten des geplanten Unternehmens (z. B. 15 % und mehr), so kann dieses als bauwürdig bezeichnet werden. Voraussetzung hierfür ist, daß die Berechnung der durch das Unternehmen gewährleisteten Gesamtvorteile (Ersparnisse an Frachtgebühren) der Wirtschaft eine Höhe erreicht, die in angemessenem Verhältnis zu den aufzuwendenden Baumitteln stehen.

E. Die Kostenberechnung einer Binnenwasserstraße gliedert sich in folgende Abschnitte:

Titel I. Grunderwerb und Nutzungsentschädigung — Erwerb der Grundstücke, Entschädigung für Wirtschafterschwernisse und Schäden infolge von Grundwasserabsenkungen und Verwässerungen, Abschätzung, Neuvermessung und Fortschreibung, Rechtsstreite.

Titel II. Erd- und Rodungsarbeiten.
 Titel III. Befestigung der Ufer und der Sohle.
 Titel IV. Bauwerke—Schleusen, Brücken, Duker usw.
 Titel V. Nebenanlagen — Graben, Durchflüsse, Hafenanlagen usw.
 Titel VI. Einfriedigungen.
 Titel VII. Gebäude — Dienstgebäude, Dienstwohngebäude usw.
 Titel VIII. Bauhöfe.
 Titel IX. Sonstige Anlagen — Fernsprechanlagen, Parallelwege, Pflasterbahnen usw. —
 Titel X. Speisungsanlagen.
 Titel XI. Unterhaltung während der Bauzeit — 1,5% der Titel II bis X.
 Titel XII. Bauleitungskosten — 5% der Titel I bis XI.
 Titel XIII. Insgesamt — für Versuche und Prüfungen auf dem Gebiete des Bauwesens,
 Untersuchung der Baustoffe, Beschaffung wissenschaftlicher Hilfsmittel und Meßinstrumente,
 Kosten der photographischen Aufnahmen und Geräte, Kosten der Vervielfältigung von Bau-
 und Bestandszeichnungen usw., Kosten der Neuvermessung einschließlich der Anfertigung der
 Karten, Beschaffung, Unterhaltung und Betrieb von Fahrzeugen einschließlich der Personen-
 fahrzeuge, Wiederherstellung von Beschädigungen durch Naturereignisse und zerstörter An-
 pflanzungen, Kosten von Rechtsstreiten, soweit sie nicht aus dem Grunderwerb erwachsen, Kosten
 von Feierlichkeiten bei Einweihungen usw., Ausschmückung und Verpflegung, für Unvorher-
 gesehenes usw. und zur Abrundung rund 10% der Titel I bis XII.

IV. Natürliche Wasserstraßen.

Soll eine natürliche Wasserstraße schiffbar gemacht werden, so gibt es hierfür zwei Wege: Die Regelung und die Kanalisierung. Die Regelung ist der Kanalisierung grundsätzlich vorzuziehen, da letztere im Gegensatz zu ihr eine für die Landeskultur der Flußniederung folgenschwere Änderung der Flußwasserstände bedingt. Die Regelung erfüllt ihren Zweck aber nur dann, wenn die Abflußmengen des Flußlaufes groß genug sind, um auch bei niedrigstem Wasserstande die geringsten für die Schifffahrt notwendigen Querschnittsabmessungen zu gewährleisten, ohne daß dabei die Abflußgeschwindigkeit unzuträgliche Ausmaße annimmt. Erfüllen sich diese Voraussetzungen nicht, so bleibt nur die Kanalisierung.

A. Die Regelung.

Vorbereitung und Durchführung der Flußregelung sind in besonderem Abschnitt behandelt. Die dortigen Ausführungen haben ausnahmslos auch für die Regelung im Interesse der Schifffahrt Geltung. Über sie hinaus sind jedoch noch folgende besondere Bedingungen zu erfüllen.

1. Die Wassertiefe des Flußlaufes muß überall wenigstens 0,30 m größer sein als die für die Schifffahrt vorgeschriebene Tauchtiefe, damit die Schiffe bei ungünstigen Strömungsverhältnissen den Grund nicht berühren. Die angestrebte Tauchtiefe braucht bei den niedrigsten Wasserständen der vollen Abladetiefe der größten verkehrenden Fahrzeuge nicht unbedingt gleichzukommen. Unter Umständen lohnt es sich schon, die Regelung durchzuführen, wenn durch sie eine Verbesserung der Wassertiefe um nur wenige Dezimeter erreicht werden kann.

2. Fahrwasserbreite. Die gewollte Wassertiefe soll in einer Sohlenbreite vorhanden sein, die wenigstens gleich ist der doppelten Breite des größten verkehrenden Schiffes vermehrt um das Maß von $3 \times 3,0$ m. Sollen sich Schleppzüge begegnen können, so muß dieses Maß um wenigstens 1×3 m erweitert werden. Für die Erweiterung der Sohlenbreite in Krümmungsstrecken gilt das in Abschnitt V, B für Erweiterungen in Schifffahrtkanälen Gesagte.

3. Wassergeschwindigkeit. Die vom Längsgefälle abhängige Wassergeschwindigkeit wird solange der Schifffahrt nicht abträglich sein, als die Fortbewegung der Schiffe zu Berg bei noch wirtschaftlichem Betriebsstoffverbrauch wenigstens 5 Kilometer in der Stunde erreicht. Sie muß sich im übrigen in den durch die Geschiebegröße gegebenen Grenzen halten, da Kolke und Geschiebeablagerungen in der Schifffahrtrinne tunlichst vermieden werden müssen. Zur Erhaltung der Soltiefe in den Krümmungen sind gegebenen Falles Grundeinbauten in der Sohle (Sohlschwellen) notwendig.

4. Die Halbmesser der Krümmungen sollen, wenn irgend möglich, bei kleineren Schiffen (bis 400 t) nicht unter 300 m, bei mittleren Schiffen (bis 700 t) nicht unter 450 m und bei größeren Schiffen (über 700 t) nicht unter 600 m groß

sein. Stärkere Krümmungen müssen abgeflacht oder durch Durchstiche ersetzt werden. Überschreitet die Sohlenbreite die in 2 angegebenen Maße, dann können auch stärkere Krümmungen ausnahmsweise zugelassen werden. Beispielsweise ist für die Elberegulierung der geringste Krümmungshalbmesser oberhalb der Saalemündung für 700 t-Schiffe auf 500 m, unterhalb der Saalemündung für 1000 t-Schiffe auf 1000 m festgesetzt worden (Denkschrift über die Niedrigwasser-Regulierung der Elbe, bearbeitet im Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium, Mai 1934), ferner für die Oderregulierung für 750 t-Schiffe auf 400 m, nur in außergewöhnlichen Fällen auf 350 m¹.

5. Querströmungen (Wasserwalzen), die an den Übergängen aus Krümmungen in Gegenkrümmungen entstehen, sind für die Schifffahrt unzutraglich, namentlich bei Begegnungen bedenklich. Sie können durch Einlegung von Geraden (Übergangsstrecken), am besten in der Länge des 2—3 fachen der Streichlinienbreite (vgl. den unter 4 erwähnten Aufsatz über die Oderregulierung) und durch allmähliche Überleitung der Krümmung in die Gerade am einbuchtenden Ufer (Übergangskurve) gemildert werden, da sich der Übergang des Hauptströmungsstrichs aus der einen Krümmung in die andere dann allmählich vollzieht und für die Schifffahrt weniger fühlbar wird. Zwischen gleichgerichteten Krümmungen sind Zwischengeraden zu vermeiden.

6. Die Linienführung soll möglichst schlank, aber nicht geradlinig sein, sie soll sich unter großzügiger Beachtung der Bestimmungen zu 4 und 5 der natürlichen Form des Wasserlaufs tunlichst anpassen.

7. Spaltungen des Fahrwassers unter Brücken sollen im allgemeinen vermieden werden, da die Anordnung von Pfeilern im Fahrwasser Anlaß zu Havarien gibt. Nur wenn das Fahrwasser wesentlich breiter ist als notwendig, kann bei sonst günstigen Verhältnissen je eine Brückenöffnung für die Tal- und Bergfahrt bestimmt werden. Widerlager und Pfeiler sollen im übrigen so weit außerhalb des Fahrwassers stehen, daß die Sicht nicht gestört wird. Die Höhenlage der Unterkante der Brückenkonstruktion über dem höchsten schiffbaren Wasserstand muß den Belangen der Schifffahrt angepaßt werden, und zwar in der ganzen Fahrwasserbreite.

8. Der höchste schiffbare Wasserstand ist derjenige Wasserstand, bei dem die Wassergeschwindigkeit sowie die Durchfahrtshöhen unter den Brücken usw. die Schifffahrt noch gestatten. Zumeist ruht die Schifffahrt von selbst, wenn das Wasser über die Ufer tritt, da dann eine Orientierung oft nicht mehr möglich ist.

9. Bezeichnung des Fahrwassers. Das Fahrwasser ist zumeist von Einbauten, Parallelwerken, Bühnen usw. begrenzt. Werden diese Einbauten, die gewöhnlich auf Mittelwasser liegen, überströmt, so erkennt der Schiffer die Grenzen des Fahrwassers nicht mehr. Das Fahrwasser muß daher bezeichnet werden. Das geschieht durch Zeichen, die auf den Bühnenspitzen aufgestellt werden, z. B. durch Stangen, Pricken oder Bojen, die an Ketten verankert sind und bei höheren Wasserständen aufschwimmen (rote Spierentonnen am linken, schwarze Spitztonnen am rechten Ufer — s. Seezeichen —). Außerdem empfehlen sich besondere Zeichen an den Ufern, die dem Schiffer die an Übergangsstellen einzuschlagende Richtung anzeigen.

B. Die Kanalisierung.

Die Kanalisierung stellt die für die Schifffahrt erforderliche Wassertiefe durch Anhebung (Anstau) des Wasserstandes her. Der Flußlauf wird zu diesem Zweck in einzelne Strecken (Haltungen) eingeteilt, die je durch ein Wehr begrenzt werden. Der Höhenunterschied zwischen zwei benachbarten Haltungen (Stautufe) wird von der Schifffahrt durch eine Schifffahrtsschleuse überwunden (Abb. 1).

1. Der Stau. Der Wasserstand der Haltung wird am Wehr stets auf der gleichen Höhe, dem Normalstau, gehalten. Innerhalb der Haltung richtet sich der Wasserstand nach der Wasserführung des Flußlaufs. Theoretisch würde bei fehlender Wasserführung der hydrostatische Stau eintreten, d. h. der Wasserspiegel würde in der ganzen Haltung horizontal und auf der Normalstauhöhe

¹ SALFELD, OTTO: Bautechn. 13 (1935) S. 515.

liegen. Als Folge der Wasserführung bildet sich innerhalb der Haltung eine Gefällslinie, die Staukurve. Das Wehr wird hierbei allmählich geöffnet, und zwar immer nur so weit, daß es das zufließende Wasser durchläßt, ohne daß sich die Stauhöhe am

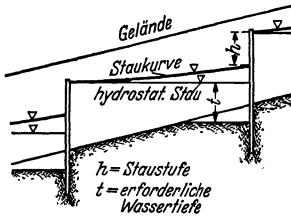


Abb. 1. Längsschnitt durch eine Kanalhaltung.

Wehr ändert. Die Höhe der Staustufe wird bei zunehmender Wasserführung mit der Hebung der Staulinie unterhalb des Wehres allmählich geringer. In dem Augenblick, in dem das Wehr ganz geöffnet ist, verschwindet sie ganz. Die Gefällslinie ist für den ganzen Flußlauf wieder normal und bleibt es bei jeder weiteren Vergrößerung der Wasserführung. Die Schifffahrt, die jetzt im Flußlauf überall ausreichende Wassertiefe vorfindet, braucht nicht mehr durch die Schleuse zu gehen, sondern kann im Stromschlauch verbleiben, wenn dieser und das Wehr entsprechend ausgebildet sind.

2. Ausbau der Strecke. Einer besonderen Behandlung des Flußlaufs innerhalb der Haltung bedarf es nicht. Voraussetzung ist nur, daß die Schifffahrt überall die für sie erforderliche Wassertiefe und Fahrwasserbreite zwischen den Schleusen vorfindet, und zwar bei der geringsten Wasserführung, also unter dem hydrostatischen Stau. Ist das von Natur aus nicht der Fall, so muß die Sohle dort, wo es an der erforderlichen Wassertiefe und -breite fehlt, entsprechend vertieft und verbreitert werden. Gegebenenfalls bedarf es noch der Regelung und Befestigung der Ufer, wofür die für die Flußregelung (s. diese) maßgebenden Gesichtspunkte zu beachten sind.

Bezüglich der Linienführung, der Fahrwassertiefe und -breite, der Querströmungen, der Brücken, Bezeichnung des Fahrwassers und des höchsten schiffbaren Wasserstandes gilt das hierzu im Abschnitt IV A Gesagte.

3. Stauhöhe. Der Stau darf nicht so hoch gewählt werden, daß der Fluß über die Ufer tritt. (Örtliche Ausnahmen kommen vor, sind aber ungewöhnlich.) Der Stau soll außerdem nie so hoch liegen, daß die Landwirtschaft in ausgedehntem Maße durch Hebung des Grundwasserspiegels unter dem Einfluß des Flußwasserstandes geschädigt wird. Für unvermeidliche geringere Nachteile sind Entschädigungen zu zahlen. Am günstigsten liegt der Stau im allgemeinen dann, wenn der Stau am Wehr 0,5—1,0 m unter dem Ufer und der Niederung liegt und auch die Staulinie in ihrer äußersten Grenzlage, bei der die Wehre ganz geöffnet werden, innerhalb dieser Höhenlage zum Gelände verbleibt. Sind diese Voraussetzungen erfüllt, so kann für die Stauhöhe an sich jede beliebige Wasserstandshöhe des Flußlaufs bis zum höchsten Hochwasserstand benutzt werden. Eine möglichst hohe Lage ist namentlich dann anzustreben, wenn der Stau gleichzeitig zur Kraftgewinnung ausgenutzt werden soll¹.

4. Die Lage der Staustufe. Sie ergibt sich zumeist zwangsläufig aus den Voraussetzungen zu 3. Das Bestreben soll dahin gehen, die Länge der Haltungen möglichst groß und die Zahl der Staustufen möglichst klein zu halten, da jede Schleuse einen Aufenthalt für die Schifffahrt und daher eine Verminderung ihrer Wirtschaftlichkeit bedeutet. Auch die Kosten der Kanalisierung werden durch die Zahl der Staustufen wesentlich beeinflusst. Oft wird sich die Anordnung der Staustufe in einer stärkeren Flußkrümmung als nützlich erweisen, da dann die Schleuse in den ohnehin nötigen Durchstich verlegt werden kann und die Kosten für einen besonderen Durchstich lediglich zum Zweck der Abflachung der Krümmung gespart werden (Abb. 3).

5. Lage der Schleuse. Zu unterscheiden ist die Lage am Ufer des Flußlaufs neben dem Wehr, nur durch einen Damm von diesem getrennt, und die Anordnung in einem Durchstich, der die Flußschleife, in der das Wehr seinen Platz findet, unterschneidet (Abb. 2 u. 3).

¹ DANTSCHER: Kachletstufe. Z. VDI 72 (1928) S. 1137

Die Schleusenanlage besteht aus dem eigentlichen Schleusenbauwerk und den oben und unten anschließenden Vorhäfen. Anzustreben ist, daß die ganze Anlage geradlinig verläuft.

Schleuse und Vorhäfen müssen in ihrer ganzen Länge vom eigentlichen Stromlauf, in dem das Wehr untergebracht ist, durch standfesten Damm (Mole) getrennt

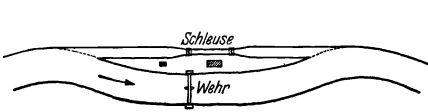


Abb. 2. Schleuse neben dem Flußlauf.

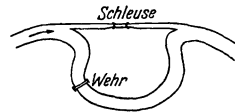


Abb. 3. Schleuse im Durchstich.

sein. Beide Vorhäfen sollen in die eigentliche Strömung münden, da dann die schwimmenden Fahrzeuge leichter dem Steuer gehorchen und auch die Geschiebeablagerung in der Mündung geringer ist als bei jeder anderen Lösung. Die Einfahrten sollen aber dem Einfluß des Sogs im Oberwasser und der starken Strömung im Unterwasser des Wehres entzogen sein, da die Schifffahrt sonst gefährdet ist. Die beste Lösung entsteht dann, wenn beide Einfahrten aus Krümmungen des Flußlaufs an deren einbuchtenden Ufern abzweigen, und das Wehr etwa neben dem Schleusenoberhaupt angeordnet wird (Abb. 2).

Eine Situation, die eine Anlage nach den vorstehenden Grundsätzen im eigentlichen Flußlauf ohne weiteres gestattet, wird sich nur in den seltensten Fällen vorfinden. Im allgemeinen werden in schwach gekrümmten Flußstrecken Abgrabungen zur Schaffung von Raum für die geradlinige Schleusenanlage oder in geraden Flußstrecken zur Gewinnung eines geeigneten und ausreichenden Platzes für die Durchführung des Flußbettes und zur Unterbringung der Wehranlage notwendig werden. In beiden Fällen entsteht eine auf der Schleusenseite geradlinig, auf der anderen Seite durch ein gekrümmtes Ufer begrenzte Anlage. Wenn es die Verhältnisse erlauben, empfiehlt es sich, die Abgrabungen so weit auszu dehnen, daß zwischen der Schleuse und dem Wehr noch Platz für eine geräumige Insel verbleibt, auf der die für die Bedienung der Schleuse und des Wehres notwendigsten Baulichkeiten untergebracht werden können.

Buchtet das Ufer, an dem die Schleusenanlage ihren Platz haben soll, stärker aus, so entsteht aus der Abgrabung der Durchstich, der im allgemeinen der Anlage am Ufer vorzuziehen ist. Er soll wenigstens so lang sein, daß Schleuse und Vorhäfen in ganzer Länge in ihm Platz finden. Ist er länger, so wird man die Schleuse im allgemeinen nur um die Länge des Unterhafens von der unteren Einfahrt entfernt anordnen, da dann der größere Teil des Durchstichs im Oberwasser liegt und an Erdarbeiten gespart wird. Bezüglich der Ausbildung der Mündungen vgl. V, N.

6. Das Wehr muß bei kanalisiertem Flüssen, die der Schifffahrt dienen, u. a. schnell bedient werden und das Eis leicht und sicher abführen können. Nadelwehre, die mehrfach angewandt wurden (Main- und Emskanalisierung), aber diese Bedingungen nicht erfüllen, sind in letzter Zeit zum Teil durch andere Bauarten ersetzt und bei Neubauten nur noch vereinzelt in Betracht gezogen worden. Bewährt haben sich Walzen-, Sektor-, Segment- und Schützenwehre (z. B. das Doppelschützenwehr), ferner Klappenwehre verschiedener Bauart, die neuerdings auch für größere Wehröffnungen zur Anwendung kommen.

7. Floßschleusen, Floßgassen. Flöße werden heute gewöhnlich durch die Schiffsschleusen geleitet, seitdem deren Kammern so bemessen sind, daß sie auch lange Flöße ungeteilt mit Schlepper aufnehmen können. Daneben kommen vereinzelt noch Floßschleusen und Floßgassen zur Anwendung. *Floßschleusen* sind Kammerschleusen, deren Sohle in der Längsrichtung in Stromrichtung geneigt ist. Schütze, die die Kammer nach Ober- und Unterwasser hin abschließen, werden so reguliert, daß das Floß sich zunächst bei der Leerung der Kammer auf die Sohle auflegt und dann mit einer durch das obere Schütz abgelassenen Welle durch die untere Schützöffnung hindurch nach Unterwasser getragen wird.

Die *Floßgasse* ist ein stromabwärts flach geneigtes Gerinne. Es ist nur nach Oberwasser durch ein leicht bewegliches Trommel-, Segment- oder Klappenwehr abgeschlossen. Die Sohle liegt am Einlauf so tief unter dem Normalstauspiegel des Oberwassers, daß sich nach Öffnung des Wehres in der Gasse eine Welle bildet, auf der das Floß abschwimmt. Der Übergang des Floßes in das Unterwasser wird durch eine am unteren Ende der Floßgasse angebrachte schwimmende Feder aus Holz, über die das Floß hinweggleitet, erleichtert und gefahrlos gestaltet¹.

8. Über Schleusenbauten und Schleusenvorhöfen s. VI und VII.

V. Bau von Schifffahrtskanälen.

A. Linienführung.

Grundsätzlich ist eine der Geraden zwischen den zu verbindenden Punkten tunlichst angenäherte Linienführung anzustreben, da jeder Umweg für die Schifffahrt Zeit- und Geldverlust bedeutet. Praktisch sind die Geländehöhenverhältnisse — Grenze der Wirtschaftlichkeit bei Einschnitten und Dämmen —, Dichtigkeit der Bebauung des durchzogenen Geländes, Wert und Kulturfähigkeit des Grund und Bodens, Bedeutung der am Wege liegenden Ortschaften und Industrieanlagen als Verkehrszubringer und -empfänger in Umschlagplätzen (Häfen), Höhenlage kreuzender Wasserläufe und Verkehrsstraßen, die Möglichkeiten der Ausnutzung etwa erreichbarer Wasserläufe zu Kanalspeisungszwecken u. a. bestimmend. Längere gerade Strecken sollen vermieden werden, weil der Steuermann auf ihnen ermüdet und die Herrschaft über sein Schiff verlieren kann.

B. Krümmungsverhältnisse.

Krümmungshalbmesser — R — sollen im allgemeinen bei kleineren Schiffen (unter 400 t) nicht unter 600 m groß sein, bei mittleren Schiffen (bis 700 t) nicht unter 800 m, bei größeren Schiffen (über 700 t) nicht unter 1000 m. Wo die Strecke unübersichtlich ist — große Einschnittstiefe, hohe Dämme, Brücken in oder in der Nähe der Krümmungen usw. —, sollte R möglichst 1000 m nicht unterschreiten. In den Krümmungen sind Erweiterungen notwendig, die wenigstens gleich sind dem Stich des Bogenabschnittes über dem 4- bis 5fachen der größten in Betracht kommenden Schiffslänge als Sehne. Die Erweiterung soll grundsätzlich auf der Seite des ausbuchtenden Ufers liegen, da hierdurch die Übersicht verbessert wird. Der Übergang aus der normalen Breite in die Erweiterung wird durch einen kurzen Übergangsbogen vermittelt. Knickpunkte in der Bogenlinie sind dabei grundsätzlich zu vermeiden, da sie den Steuermann irreführen.

C. Höhenlage des Kanalspiegels.

Die wasserbaulich günstigste Höhenlage befindet sich unter dem gewöhnlichen Grundwasserspiegel, weil hierbei Verluste an Kanalwasser durch Versickerung vermieden werden. Der Höhenunterschied soll aber 0,50 m möglichst nicht überschreiten, weil sonst Gefahr besteht, daß das Grundwasser, namentlich bei durchlässigem Boden, durch Ablauf in den Kanal zum Nachteil der Landwirtschaft absinkt. Dieses Maß trägt zudem den vorübergehenden Anhebungen des Kanalspiegels infolge von Wellenbewegungen und Windstau Rechnung, der bei andauernden Winden in Richtung der Kanallinie erheblich werden kann (mehrere Dezimeter — im Notfalle Milderung durch Senkung des Kanalspiegels an dem der Windrichtung zugewandten Ende der Kanalhaltung). Überdies soll die Möglichkeit bestehen, den Kanalspiegel zwecks Aufspeicherung von Speisungswasser in der Kanalhaltung bis zu 0,50 m anzuspannen, ohne daß nachteilige Folgen hieraus entstehen können (Abb. 4).

¹ Vgl. H. ENGELS: Handbuch des Wasserbaues, 3. Aufl., Bd. 2. Leipzig 1923, S. 1281 ff.

D. Lage der Staustufen.

Lage und Höhe der Staustufen, bei deren Wahl auch die Gesichtspunkte zu C zu beachten sind, hängen mehr oder weniger zwangsläufig von den Gelände-, Grundwasser- und Bodenverhältnissen in der Kanallinie ab und sind an Hand des Längenschnittes durch die Kanalachse, in dem auch die Grundwasserlinien und die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen eingetragen sein sollen, zu ermitteln. Grundsätzlich sollen im Interesse der Schifffahrt die Haltungen zwischen den Staustufen möglichst lang, die Zahl der Staustufen möglichst klein gehalten werden, da jede Staustufe (Schleuse) ein Schifffahrtshindernis bildet, dessen Überwindung einen Zeitverlust von im allgemeinen etwa einer Stunde, d. h. eine Reiseverzögerung von 4 bis 7 km je nach Größe und Bedeutung der Wasserstraße bedingt. Die Rücksichten auf die Landeskultur treten in dieser Frage gegenüber den Belangen der Schifffahrt zurück, da Grundwasserabsenkungen unterhalb der Staustufe durch Zuleitungsgräben vom Oberwasser her und Verwässerungen oberhalb der Staustufe durch Ableitungen nach dem Unterwasser ausgeglichen werden können. Kreuzungen von Tälern auf Dämmen oder Kanalbrücken oder von Höhenzügen in tiefen Einschnitten oder in Tunnels müssen im Interesse der Schifffahrt in Kauf genommen werden, soweit sie bei der Festlegung der Kanallinie bereits aus wirtschaftlichen Gründen als geringeres Übel oder aus verkehrstechnischen Gründen als unvermeidbar sich erwiesen haben. Gelingt es, die Gefällshöhe an allen Schleusen gleich zu bemessen, so ist dies im Interesse einer gleichartigen Ausbildung der Schleusenanlagen und ihrer Einzelheiten zu begrüßen.

E. Der Kanalquerschnitt.

Auf zweckmäßige Gestaltung und Bemessung des Kanalquerschnitts ist besonderer Wert zu legen, da u. a. von ihnen die Höhe der Unterhaltungslast und die Leistungsfähigkeit der Wasserstraße abhängen. Die Größe des Querschnitts wird u. a. durch die Größe des Widerstands bedingt, den der Lastenkahn seiner Fortbewegung entgegengesetzt. Dieser Widerstand (Schleppwiderstand) ist in einem Kanal größer als im unbegrenzten Fahrwasser (See), da das Wasser, das der Kahn in der Fahrt vorn verdrängt im engbegrenzten Kanalquerschnitt am Kahn entlang nach hinten abfließt. Der Kahn fährt also praktisch gegen eine Strömung an, die um so stärker wird, je enger der Kanal und je größer die Fahrgeschwindigkeit ist. Um die Gegenströmung und den zu ihrer Überwindung benötigten Zusatz an Schleppkraft möglichst gering zu halten, soll der Kanalquerschnitt wenigstens 4,5-, besser 5mal so groß sein als der Tauchquerschnitt des größten verkehrenden Frachtkahns bei voller Beladung. Bei besonders bedeutungsvollen Kanälen mit Fahrgeschwindigkeiten von mehr als 5 km/Std. empfiehlt sich die Wahl eines noch günstigeren Größenverhältnisses¹.

Die erfahrungsgemäß besten Querschnittsformen sind die Mulde, die sich der Aushublinie des Eimertrockenbaggers anpaßt, und das Trapez mit geneigten bis senkrechten Seitenbegrenzungen. Trapez und Rechteck lassen sich aber nur bei standfestem (felsigen) Boden ohne kostspielige Sicherung der Seitenwände herstellen und erhalten (Abb. 5). In den meisten Fällen wird daher von dieser Form abgesehen werden müssen².

Das Schema für die Ermittlung der günstigsten Querschnittsform (Mulde) ergibt sich aus Abb. 4/5 und nachstehenden Angaben:

Die Querschnittsbreite AB in der Tauchtiefe t des größten verkehrenden Schiffes von der Breite b soll sein gleich $2b + 3x$; darin ist $x = 2$ bis 3 m, bei wichtigen Wasserstraßen mit großem Verkehr $x = 3$ m. Die Wassertiefe $CD = y$ unter dem Boden des vollbeladenen Fahrzeugs ist in einer Breite von wenigstens $2b + 1x$ mit wenigstens 0,75 bis 1,0 m zu bemessen, in der Kanalmitte (EF) mit $y + 0,50$ m. Die so gefundenen Richtpunkte A, D, F, H, B dienen als Anhalt

¹ Über Schiffswiderstände in Kanälen und ihre Berechnung vgl. H. ENGELS: Handbuch des Wasserbaues, 3. Aufl., Bd. 2. Leipzig 1923, S. 996.

² Über „Trapez- und Muldenquerschnitt bei Binnenschiffahrtskanälen“ s. O. FRANZIUS und SCHMIDT in Dtsch. Wasserwirtsch. 22 (1927) S. 131, 217, 218 und 318.

für die Mindestbegrenzung des Kanalquerschnitts. Die Neigung der beiderseitigen Böschungen richtet sich nach dem Grade der Standfestigkeit des Bodens. Sie soll von der Sohle aus flach ansetzen ($1:5$ bis $1:4$) und nach oben hin steiler werden, und zwar so, daß in den Grenzen von 1 m unter- und oberhalb des Normalspiegels, also im Bereiche der Wellenbewegung des Kanals, die Böschungsanlage $1:3$ bis höchstens $1:2,5$ beträgt. In Dichtungstrecken soll $1:3$ nicht überschritten

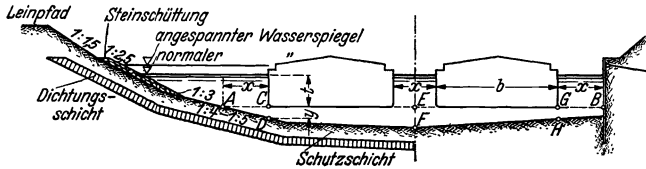


Abb. 4. Querschnitt durch einen Kanal, Muldenform. Abb. 5. Desgl. Trapezform.

werden, weil der Böschungskörper sonst leicht auf der Dichtungsschicht abrutscht. Hervortretende Ecken müssen in der Querschnittsbegrenzung vermieden werden, da sie vom bewegten Wasser abgespült werden, und dann der oben anschließenden Böschung die Stütze genommen wird. Oberhalb 1 m über Normal kann der freistehende Damm die Böschungsneigung $1:1,5$ erhalten¹.

Ist der Verkehr auf dem Kanal so groß, daß z. B. Schleppzüge in kurzen Abständen aufeinanderfolgen, dann empfiehlt es sich, der nach obigen Angaben ermittelten Querschnittsbreite AB noch 3—5 m zuzugeben, weil die Schiffer sonst bei den häufigen Begegnungen, namentlich durch die Manöver, mit denen sie beim Ausweichen dem Kräftespiel der beiden sich begegnenden Bugwellen Rechnung tragen müssen, zu stark in Anspruch genommen werden.

F. Uferbefestigung.

Von allen bisher erprobten Uferbefestigungen hat sich die 30 cm starke Steinschüttung auf $1:2,5$ bis $1:3,0$ angelegter Böschung als am meisten widerstandsfähig gegen die Angriffe der Bugwelle

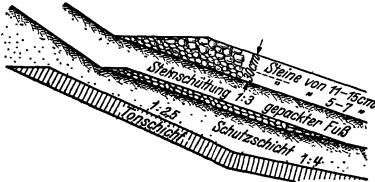


Abb. 6. Schnitt durch ein Ufer mit Dichtung, darüber Schnitt durch die Steinschüttung in größerem Maßstabe.

glatte Packung vorzuziehen. Nur der Fuß kann, um dem Ganzen Halt zu geben, gepackt werden, wenn nicht der Ansatz einer flachen Böschungsneigung ein natürliches Widerlager bietet. An die Stelle der unteren Steinschicht kann auch eine 10 cm starke Kiesschicht treten.

Es empfiehlt sich, für die obere Schicht härtere und schwerere Steine zu wählen, als für die untere, da sich der bewegliche obere Stein allmählich in die weichere untere Schicht hineinschleift und dadurch eine festere Lage erhält. Steine, die im Wasser oder unter dem Einfluß der Witterung zerfallen, sind ungeeignet. Scharfe Steine (z. B. Kupferschlacke u. a.) können den am Ufer entlang schleifenden

¹ Vgl. auch: SYMPHER: Abmessungen neuer Hauptwasserstraßen. Zbl. Bauverw. 38 (1918) S. 30.

Schiffen gefährlich werden, sie verhindern aber Unbefugte am Betreten der Uferbefestigung¹.

Rohranwachsungen (Rohr, Ried = *Phragmitis communis*) bilden bei guter Entwicklung einen vorzüglichen Uferschutz, da sie mit ihrer dichten elastischen Wand den zerstörenden Angriff der Bugwelle auffangen. Oft bilden sie sich von selbst da, wo sie ihre Lebensbedingungen vorfinden (mergeliger, kalkhaltiger Boden) und Zeit zur Entwicklung haben. Künstliche Anpflanzungen sind nicht immer erfolgreich gewesen. Die Verwendung von Managras hat sich nicht bewährt, da die Wurzeln nicht tief genug in den Grund erfassen. Es hält daher den Angriffen der Bugwellen nicht stand (Erfahrungen am Küstenkanal). Wächst das Schilf durch die Steinschüttung, dann gibt es der Uferbefestigung fast unbegrenzte Lebensdauer. Die Unterhaltung der Ufer besteht dann zumeist lediglich darin, daß das Schilf im Winter über der Eisdecke mit der Sense abgeschnitten wird. Der Schnitt wird z. B. als Stallstreu nützlich verwendet.

G. Kanaldichtung.

Liegt der Normalpegel des Kanals höher als das gewöhnliche Grundwasser, so bedarf der Kanal zur Verhütung des Abfließens von Kanalwasser in das Grundwasser (Verwässerungsschäden) einer Dichtung aus festgewalztem Lehm oder Ton (Abb. 4). Das Dichtungsmaterial sollte vor dem Einbau der Witterung im Winter ausgesetzt werden, es darf aber nicht austrocknen, sondern muß seine natürliche Feuchtigkeit behalten. Es ist brauchbar, wenn es in festgeknietem Zustande mit dem Messer durchschnitten eine spiegelnde Schnittfläche zeigt. Sandgehalt in geringem Umfang ist nicht schädlich. Ziegellemm oder -ton ist geeignet. Wenn der gewöhnliche Kanalspiegel nicht mehr als etwa 1,0 m über dem Grundwasser liegt, hat sich eine Dichtungsschicht von 0,30 m als ausreichend erwiesen, von 0,40 m bei 1—3 m und von 0,60 m bei mehr als 3 m Wasserstandsunterschied. Die Walzen, mit denen das Dichtungsmaterial festgewalzt wird, dürfen nicht so schwer sein, daß sie einsinken oder das Dichtungsmaterial vor sich herschieben. Die Dichtungsschicht muß mit 1 m Schutzschicht (Abraum, kiesiger Sand u. a.) überdeckt werden, damit sie nicht durch Staken oder Ankern beschädigt werden kann. Der Böschungskörper über der Dichtung soll aus bündigem Material bestehen und festgewalzt werden, damit ein möglichst gleichmäßig gearteter Grund entsteht und der Böschungskörper nicht auf der Dichtungsschicht abrutschen kann. Aus dem gleichen Grunde soll die Neigung der Böschung nicht steiler sein als die der Dichtung; eher kann die Dichtung etwas steiler gewählt werden als die Böschung, da dann der Böschungskörper nach unten hin stärker wird und so an Standsicherheit gewinnt. Die fertige Dichtungsschicht muß baldigst überdeckt werden, damit sie nicht unter der Einwirkung von Sonne und Wind austrocknet und rissig wird. Am besten wird die fertige Kanalstrecke sobald wie möglich mit Wasser gefüllt².

Wenn der Kanalaushub in den Grundwasserträger einschneidet, wird die Dichtungsschicht erst oberhalb der wasserundurchlässigen Schicht erforderlich. Greift die Dichtungsschale in das Grundwasser ein und liegt sie quer zum Grundwasserstrom, so wird dieser auf der einen Kanalseite angestaut, auf der anderen abgelenkt, unter Umständen ganz abgeschnitten und abgelenkt (Grundwasserschäden).

Streift eine Dichtungsstrecke das Hochwassergebiet eines Flusses und liegt das Flußhochwasser zeitweilig höher als der Kanalspiegel, so muß der Kanaldamm nach beiden Seiten gedichtet werden. Dies kann für beide Kanaldämme gelten, wenn das Grundwasser beiderseits des Kanals durch das Flußhochwasser bis über den Kanalspiegel angestaut wird. Die Dichtungsart, beiderseitige Dichtungsschicht, Spundwand im Damm, Verstärkung des Dammes und Verwendung dichten Materials od. dgl., richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen³.

¹ Vgl. STECHER: Die Böschungs- und Sohlenbefestigung. Bautechn. 8 (1930) S. 290.

² BOCK: Der Bau des Schiffahrtskanals von Wesel nach Datteln. Dtsch. Wasserwirtsch. 26 (1931) S. 50.

³ VOGR: Versuche mit Asphaltabdichtung. Bautechn. 14 (1936) S. 409; ferner SCHILLER u. GORGES: Asphaltbauweisen beim Dortmund-Ems-Kanal. Bautechn. 14 (1936) S. 445.

H. Leinpfad.

Ein Leinpfad soll auf beiden Seiten des Kanals vorhanden sein, und zwar in wenigstens 2,0 m Breite. Mechanischer Treidelzug vom Lande aus beansprucht eine Breite von 3,50 m (z. B. Treidellokomotive — s. Teltowkanal). Im allgemeinen wird der Leinpfad 3,0 m über dem Normalspiegel des Kanals angeordnet.

Ein über Gelände sich erhebender Leinpfaddamm bietet einen gewissen Schutz gegen Seitenwinde (Abb. 7a). Der Schutz wird durch Baumpflanzungen

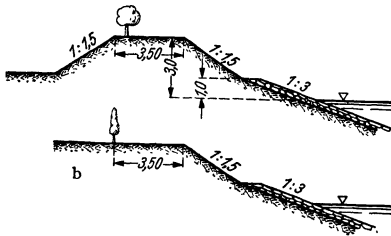


Abb. 7. Leinpfad.
a auf dem Damm, b in Geländehöhe.

auf dem Leinpfad erhöht. Liegt der Leinpfad im Einschnitt oder in Geländehöhe, dann empfiehlt es sich, hinter dem Leinpfad eine Hecke anzulegen, die den Wind abschwächt (Abb. 7b). In solchen Strecken, in denen der Kanal von Natur gegen Seitenwinde geschützt ist (z. B. durch Wald), kann der Leinpfad auch ohne besonderen Windschutz in Geländehöhe liegen, jedoch nicht weniger als 1 m und nicht mehr als 3 m über dem Normalspiegel. Er erhält einfache Wegebefestigung (Straßenschlick,

Lehmkies usw.). Oberhalb der Uferbefestigung wird die Leinpfadböschung mit Rasendeckung versehen.

Über Stichkanäle oder Stichhäfen usw. wird der Leinpfad auf Leinpfadbrücken überführt, wenn Bedarf hierfür vorhanden ist. Das Brückengeländer oder die Tragkonstruktion dürfen sich auf der Kanalseite um nicht mehr als 0,60 m über der Gehbahn erheben, da sonst die Treidelleine nicht gespannt hinübergeleitet werden kann.

J. Der Kanaldamm.

Liegt der Kanalspiegel über dem Gelände, so muß zunächst auf richtige Auswahl des Schüttmaterials für den Kanaldamm Wert gelegt werden. Geeignet ist z. B. Sand mit geringen lehmigen oder tonigen Beimischungen. Humus muß vor der Schüttung beseitigt und darf beim Dammbau nicht verwendet werden. Er dient später zur Rasenandeckung der Dammböschungen. Der Dammschüttboden muß in kleinen Lagen von höchstens 0,30 m Stärke eingebracht und sorgfältig abgewalzt und eingeschlämmt werden. Die Leinpfadkrone soll 2 bis 3 m



Abb. 8. Kanal im Auftrag.

über dem Kanalspiegel liegen und je nach der Höhe des Dammes 3 bis 5 m breit sein. Die Anlage der Außenböschung richtet sich nach dem Grade der Eignung des Schüttbodens (Abb. 8). Sie kann z. B. bis zur Höhe der Kanalsohle 1 : 2

geneigt sein, darunter von 5 m zu 5 m eine Verflachung auf 1 : 2,5, 1 : 3,0 usw. erhalten. Es empfiehlt sich, an jedem Knick eine Berme von 1,5 bis 2,0 m einzulegen, die auch die Beobachtung des Dammes auf Undichtigkeiten erleichtert. Im Abstand von 2,0 m vom Dammfuß soll ein geräumiger Graben mit guter Vorflut vorhanden sein. Er dient u. a. dazu, das durch etwaiges Sickerwasser aus dem Kanal angereicherte Grundwasser unschädlich abzuleiten. Steigt das Grundwasser im Bereiche des Dammes so hoch, daß es über dem Dammfuß aus der Böschung ausquillt, dann muß Gefahr für den Bestand des Dammes vermutet werden. Eine besondere Befestigung des Dammfußes mit Steinpackung empfiehlt sich nur da, wo der Dammfuß von einem Gewässer bespült wird, z. B. vom Hochwasser eines Flußlaufs od. dgl.¹

¹ Bock: Sickerlinien bei hohen Kanaldämmen. Bautechn. 10 (1932) S. 259.

J. Durchfahrts Höhe und -weite unter Brücken.

Die Unterkante der Brückenkonstruktion soll, wenn nicht besondere Umstände eine andere Anordnung nötig machen, 4,0 m über dem angespannten Kanalspiegel (C), also 4,50 m über dem Normalspiegel liegen, und zwar in der gesamten Fahrbreite des Kanals (Abb. 9). Über dem Leinpfad sollen 3,50 m Durchfahrts Höhe vorhanden sein. Er kann unter der Brücke auf 1,0 m über Normalspiegel angeordnet und beiderseits der Brücke mit flacher S-Krümmung und Steigung 1 : 50 in seine gewöhnliche Lage übergeleitet werden.

Liegt die Brücke innerhalb einer Zone von etwa 2 km vom Unterhaupt einer Schleuse entfernt, so empfiehlt es sich, die lichte Durchfahrts Höhe um etwa 0,50 m größer anzunehmen als die der übrigen Brücken, da sich hier der Wasserspiegel in der Leerung der Schleusenammer entstehenden Längswellenbewegung so stark auf und ab bewegt, daß Schiffe gegen die Brückenkonstruktion geworfen werden können, wenn deren Höhenlage der Wellenbewegung nicht Rechnung trägt.

Die Brückenweite soll aus wirtschaftlichen Gründen nicht größer sein als unbedingt nötig. Eine Einschränkung der Spiegelbreite wird aber unter der Brücke am besten vermieden, da sie die Übersicht stört und die Verkehrssicherheit beeinträchtigt. Die beiderseitigen Leinpfade können unter der Brücke eine Breite von 2,0 m erhalten und nach dem Wasser hin durch eine gepflasterte Böschung 1 : 1 abgegrenzt werden. Sollte sich diese Breite aus besonderen Gründen (Einführung eines mechanischen Treidelzuges od. dgl.) nicht als ausreichend erweisen, so kann sie — gegebenenfalls später — mit Hilfe einer in der Wasserlinie zu errichtenden Stützmauer bis auf 3,0 m erweitert werden.

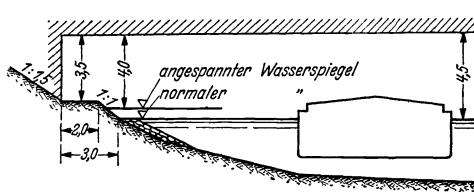


Abb. 9. Kanalquerschnitt unter einer Brücke.

K. Längsströmungen.

Geringe Längsströmungen sind zur Erneuerung und Reinhaltung des Kanalwassers notwendig. Im allgemeinen werden sie schon durch die Schleusungen in ausreichendem Umfange erzeugt. Dient der Kanal auch als Vorfluter, zur Entlastung gleichlaufender oder kreuzender Wasserläufe bei Hochwasser usw., so soll die Wassergeschwindigkeit der dadurch entstehenden Längsströmungen das Maß von 30 cm/Sek. nur in Ausnahmefällen überschreiten, da hierbei der Verkehr auf dem Kanal praktisch noch nicht behindert wird. Etwaige unzulässige Wasserspiegelhebungen, die durch das durch die Strömung bedingte Gefälle entstehen können, müssen durch entsprechende Maßnahmen an den Staustufen und Entlastungsanlagen ausgeglichen werden (Wasserwirtschaftsplan).

L. Sohlenbefestigung.

Einer Sicherung der Sohle gegen Aufwühlung durch die Bewegung der Dampferschrauben bedarf es nur bei leicht beweglichem Boden. Es kann dann eine Abdeckung der Kanalsohle mit schwererem Abraum oder Kies in Betracht kommen. Besteht der Boden in den Böschungen aus feinem, ausfließendem Sand, so ist Sicherung durch Faschinen, Faschinenwürste usw. zu empfehlen. Bezüglich der Sicherung der Dichtungsschicht in Dichtungsstrecken vgl. G.

M. Sicherheitstore.

Um bei Dammbriichen oder bei Beschädigungen an Kunstbauten, namentlich an Kanalbrücken, Düchern usw. das Ausfließen großer Wassermassen verhindern zu können, werden an geeigneten Stellen (z. B. an den Grenzen längerer Auftrags-

strecken) leicht bewegliche und im Augenblicke der Gefahr schnell bedienbare Sicherheitstore errichtet. Auch wenn gefährdete Punkte nicht vorhanden sind, empfiehlt es sich, längere Kanalhaltungen durch Sicherheitstore zu teilen, um bei starken Winden in der Längsrichtung des Kanals unzulässig hohen Windstau zu vermeiden. Solche Sicherheitstore werden bei ungünstigen Winden geschlossen gehalten und nur geöffnet, um Fahrzeuge durchzulassen (z. B. am Mittellandkanal bei Bergeshövede und am Küstenkanal).

Der geeignetste Torverschluß ist eine nach beiden Seiten kehrende Schütztafel, die so hoch gehoben werden kann, daß es die auch für Brücken vorgeschriebene Durchfahrts Höhe freigibt. Der Übergang des Kanalquerschnitts in den rechteckigen Querschnitt des Sicherheitstores wird am besten durch senkrechte Flügeltüren vermittelt, die auch die Parallelverschiebung des Leinpfades und seine Senkung auf 1,0 m über Normalspiegel (wie bei Brücken) erleichtert. Die Tragetürme des Sicherheitstores müssen soweit auseinanderstehen, daß die Leinpfade zwischen ihnen und dem Kanal Platz finden. Damit das Treideln keine Unterbrechung erfährt, muß das Leitwerk des Sicherheitstores über der Leinpfadplattform auf wenigstens 1,0 m Höhe unterbrochen werden. Das Torgewicht soll, um an Antriebskraft zu sparen, durch Gegengewichte, die ebenso wie die Antriebsmaschinen in den beiderseitigen Tragetürmen unterzubringen sind, nahezu ausgeglichen sein. Elektrischer Antrieb ist erforderlich, doch werden auch Bewegungsvorrichtungen von Hand für den Notfall vorzusehen sein. Selbsttätige Bedienung empfiehlt sich wegen der mit ihr verbundenen Gefahren für den Verkehr nicht, doch muß die schnellste Bedienung durch eine in nächster Nähe wohnende zuverlässige Persönlichkeit gesichert sein. In neuerer Zeit sind Sicherheitstore ausgeführt z. B. im Oberhafen des Schiffsbauwerks Niederfinow¹, am ausgebauten Dortmund-Ems-Kanal, am Küstenkanal, am Durchstich zwischen dem Rhein-Herne-Kanal und der Ruhr bei Duisburg-Ruhrort u. a.

N. Einmündung eines Kanals in einen schiffbaren Strom.

Ein Schiffahrtskanal soll stets am einbuchtenden Ufer einer Stromkrümmung in einen schiffbaren Wasserlauf einmünden, weil dann die Versandung der Kanalmündung am ehesten in erträglichen Grenzen bleibt, und zwar soll die äußere Uferlinie des Kanals sich tangential an das einbuchtende Ufer der Stromkrümmung anlehnen (Abb. 10). Die Strombegrenzungslinie (einbuchtendes Ufer) wird zwar durch die Mündung des Kanals unterbrochen, ihre Linienführung darf aber nicht

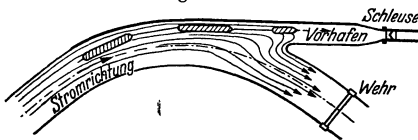


Abb. 10. Einmündung aus der Flußströmung in den Schleusenvorhafen.

geändert werden, da sonst auch der Stromstrich eine unerwünschte Änderung erfahren würde. Ist die Einfahrt aus dem Kanal in den Fluß stromabwärts gerichtet, so bleiben die Trossen der Schleppzüge sowohl bei der Einfahrt in den Kanal als auch bei der Ausfahrt aus dem Kanal stets ge-

spannt und die Anhänger laufen nur wenig Gefahr, von der Strömung des Flusses aus der Fahrtrichtung gedrängt zu werden.

Ist die Ausmündung des Kanals der Strömung des Flußlaufs entgegengerichtet so wird der Hauptstrom, der an dem einbuchtenden Ufer entlang in den Kanal hinein verläuft, dort durch das stehende Kanalwasser in seiner Bewegung aufgehalten und seitwärts um die Mole herum abgedrängt. Der ein- oder ausfahrende Schleppzug muß daher beim Übergang aus dem Strom in den Kanal und umgekehrt dicht am Ufer entlang fahren, wenn er solange wie möglich in der Strömung bleiben und nicht von gefährlichen Seitenströmungen, die die Anhänger aus der Richtung treiben und auf eine Mole werfen könnten, erfaßt werden will. Am

¹ PLARRE u. KOCH: Das Schiffsbauwerk Niederfinow. Berlin 1935, S. J. 10.

besten wird das Ufer in der Übergangsstrecke möglichst steil angelegt, weil dann die Ausnutzung des Stromstrichs noch wirksamer wird¹.

Im allgemeinen wird sich die Kanalmündung in die Richtung des Hauptverkehrs verlegen lassen. Immerhin muß Vorsorge getroffen werden, daß der Verkehr auf dem Strom auch die der Kanalmündung entgegengesetzte Richtung einschlagen oder aus ihr in den Kanal gelangen kann. Es muß also die Möglichkeit einer gefahrlosen Wendung der Schleppzüge bei der Ausfahrt aus dem Kanal um die Trennungsmole herum gegeben und für den Notfall eine ausreichende Reede auf dem Strom vorhanden sein. Da die hierzu erforderlichen Schiffsmanöver nur dann gefahrlos verlaufen, wenn eine möglichst große, freie Stromfläche zur Verfügung steht, so soll die Stromstrecke oberhalb und unterhalb der Einmündung des Schiffahrtskanals auf wenigstens 1 km Länge frei von Hindernissen, Brückenpfeilern, Wehren usw. gehalten werden.

Zu erwähnen ist noch, daß Deiche, die durch die Kanalmündung durchbrochen werden, durch Flügeldeiche, die an höheres Gelände oder z. B. an die Mündungsschleuse anschließen, ersetzt und wieder geschlossen werden müssen. Im Bereich möglicher Geschiebeablagerungen soll die Einmündung des Kanals in den Fluß so breit sein, daß Baggerungen in ihr vorgenommen werden können, ohne daß die Schifffahrt durch sie behindert wird.

O. Einmündung eines Kanals in einen anderen.

Die Richtung der Einmündung wird durch die zu erwartenden Verkehrsverhältnisse bestimmt.

P. Ausstattung der Strecke im Interesse des Verkehrs.

1. Liegestellen. Der Schiffahrtskanal soll in allen Punkten, in denen Zusammenballungen des Verkehrs zu erwarten sind (Abzweigung anderer Wasserstraßen usw.) mit ausreichenden Liegestellen versehen werden, in denen die Fahrzeuge auf Abfertigung oder Aufträge warten, Schleppzüge neu zusammengestellt werden können usw. Die Liegestellen müssen außerhalb des eigentlichen Kanalfahrwassers liegen und werden in der Weise geschaffen, daß der Kanalquerschnitt in einer angemessenen Kanalstrecke um ein oder mehr Breiten der größten in Betracht kommenden Kanalschiffe erweitert wird, je nachdem, ob einem oder mehr Kähnen das Liegen nebeneinander am Ufer gestattet werden soll. Steile gepflasterte Uferböschungen, an denen die anliegenden Fahrzeuge nicht beschädigt werden und die Schiffer leicht an Land gehen können, sind erwünscht. Das Ufer ist mit Treppen in kurzen Abständen und leicht erreichbaren Pollern zu versehen, an denen die Schiffe festgemacht werden können.

2. Wendeplätze. An allen größeren Umschlagplätzen, an denen die Fahrzeuge nach Abfertigung umkehren, müssen Wendeplätze angelegt werden, am besten außerhalb des Fahrwassers angeordnete dreieckige Wasserflächen, deren Seiten so groß bemessen sind, daß das größte vorkommende Kanalfahrzeug bequem wenden kann, ohne dabei das eigentliche Kanalfahrwasser zu berühren. (Anlage und Ausstattung der Ufer wie bei 1).

3. Übernachtungsplätze. Die auf Fahrt befindlichen Schleppzüge usw. müssen bei Eintritt der Dunkelheit festmachen, um zu übernachten. Hierzu bedarf es keiner besonderen Anlagen. Die Fahrzeuge legen vielmehr an bestimmten für diesen Zweck ausersehenen Uferstrecken an, die als solche mit besonderen Merkmalen bezeichnet und mit Pollern an der Leinpfadkante versehen sind. Die Übernachtungsplätze für die beiden Fahrtrichtungen dürfen nicht in der gleichen Kanalstrecke liegen, sondern müssen versetzt angeordnet sein, weil die betreffende Strecke sonst für jeden Verkehr versperrt sein würde.

4. Umschlagplätze. Für sie gilt dasselbe, was unter 1 über Liegeplätze gesagt ist. Es handelt sich um Kanalerweiterungen, in denen die Kanalschiffe außerhalb

¹ SCHÄFER: Vorhäfen von Schleppzugschleusen. Bautechn. 11 (1933) S. 98 und 132; ferner ODENKIRCHEN u. PRORT: Einfahrt in den Schleusenkanal zu Doerverden. Bautechn. 11 (1933) S. 423.

der Kanalfahrbahn zum Laden oder Löschen am Ufer liegen. Daneben werden vielfach auch Stichhäfen angelegt. Bei ihnen muß für eine bequeme Ein- und Ausfahrt, durch die der Verkehr im Kanal nicht behindert wird, Sorge getragen werden (Hafenanlagen).

Zu 1, 2 und 3 ist zu erwähnen, daß Liegeplätze, Wendestellen und Übernachtungsplätze keiner Beleuchtung bedürfen, da die Schiffe für ausreichende Beleuchtung bei Nacht selbst zu sorgen haben.

Q. Wasserverbrauch.

Der Wasserbedarf eines Schifffahrtskanals muß sichergestellt sein, bevor an seinen Bau gedacht werden kann. Besonders wichtig ist die Möglichkeit des ständigen Ersatzes der dem Kanal verlorengehenden Wassermengen. Die Ursachen des Verlustes sind folgende:

1. Verdunstung. Im Sommer verdunstet täglich eine Wasserschicht von etwa 4 mm Stärke, im Winter wesentlich weniger. Da die niederschlagsarmen Zeiten oft mit Zeiten der stärksten Verdunstung zusammenfallen, so empfiehlt es sich, der Berechnung die größte vorkommende Verdunstungsmenge zugrunde zu legen.

2. Versickerung. Die Größe der Versickerungsverluste richtet sich nach der Durchlässigkeit der Kanalwandungen, nach der Lage des Grundwassers zum Kanalspiegel, nach der Wirksamkeit etwaiger Kanaldichtungen usw. Überschläglich kann ausreichend zutreffend mit 2 l/Sek. für jedes ha Wasserfläche gerechnet werden.

3. Schleusenverluste. Sie richten sich nach der Verkehrsgröße und bestehen aus den Wassermengen, die bei den Schleusungen aus der oberen Kanalhaltung in die untere abfließen. Sie sind verschieden je nachdem, ob die Fahrzeuge beladen oder unbeladen zu Tal oder zu Berg geschleust werden, ob und in welcher Richtung Leerschleusungen stattfinden und in welcher Anzahl.

4. Für Verluste an Staustufen und sonstigen in Betracht kommenden Bauwerken werden überschläglich je 5 l/Sek. für jedes lfd. m Stauhöhe usw. berechnet. Bei länger bestehenden Bauwerken empfiehlt es sich, angemessene Zuschläge zu machen, da die Verluste mit dem Alter der Bauwerke zuzunehmen pflegen.

5. Wird das Wasser dem Kanal durch Speisungsgräben zugeführt, die nicht mit undurchlässiger Schale versehen sind, so ist hierfür noch überschläglich 1 l/Sek. für jedes km Grabenlänge in Ansatz zu bringen.

Der Wasserverlust muß für jede Haltung besonders berechnet werden, da die Größe des Verbrauchs sich nach der Länge der Haltungen und nach der Gefällshöhe der Staustufen richtet.

R. Speisung des Kanals.

Die gemäß Q berechneten Verlustwassermengen müssen den Haltungen dauernd wieder zugeleitet werden. Ein gewisser Ausgleich ist dann möglich, wenn die Haltungen eine Anspannung vertragen und daher bei größerem Zufluß Wasser aufspeichern und bei Bedarf abgeben können. Die aufgespeicherte Wassermenge richtet sich nach der Länge der Haltungen. Auf der Grundlage der Verlustmengen sowie der Zuleitungs- und Aufspeicherungsmöglichkeiten ist ein Wasserwirtschaftsplan für den ganzen Kanal aufzustellen, der u. a. auch darüber Aufschluß gibt, ob und inwieweit die Zuleitung der Ersatzmengen zeitweise ausgesetzt werden kann (z. B. Ersparnis an Pumpkosten bei stundenweiser Stilllegung der Pumpen). Nach dem Wasserwirtschaftsplan richten sich die Abmessungen und die Leistungsfähigkeit der der Zuführung der Wassermengen dienenden Anlagen und Bauwerke.

Die Speisung kann auf mehrere Arten erfolgen.

1. Durch offene Zuleitung aus benachbarten Wasserläufen, die gegebenenfalls zwecks Herstellung des erforderlichen Gefälles angestaut werden müssen (z. B. Speisung des Lippe-Seitenkanals bei Hamm).

2. Durch Pumpen aus einem niedriger gelegenen oder kreuzenden Flußlauf (Beispiel: Speisung des Dortmund-Ems-Kanals aus der Lippe bei Olfen oder des Mittellandkanals aus der Weser bei Minden) oder aus dem Flußlauf, in den der Kanal mit seiner untersten Haltung einmündet (z. B. Speisung des Dortmund-Ems-Kanals bei Datteln aus dem Rhein bei Wesel, indem aus letzterem das erforderliche Wasser über die 6 Staustufen des Kanals Wesel-Datteln heraufgepumpt wird. Hierbei wird auch gleichzeitig der Kanal Wesel-Datteln selbst gespeist). Ferner kann auch der Ersatz des Wasserverbrauchs einer Haltung durch Pumpen aus der unteren Haltung in Frage kommen. (Beispiel: Pumpenanlagen am Hebewerk Henrichenburg und an der Schleuse Münster.)

3. Speisung des Kanals aus dem in einer Talsperre aufgespeicherten Wasser eines in der Nähe des Kanals befindlichen Wasserlaufs vermittels eines Zuleitungsgrabens.

4. Einschränkung des Wasserverbrauchs an den Staustufen durch Errichtung von Hebewerken (nur bei hohem Gefälle von etwa 13 m und mehr), bei denen der Wasserverbrauch fast gleich 0 wird, von Sparschleusen, bei denen mit Hilfe von Sparbecken bei jeder Schließung annähernd $\frac{1}{3}$, und mehr des Wasserverbrauchs gespart werden kann, und von Doppelschleusen, bei denen der Wasserverbrauch bei jeder Schließung annähernd auf die Hälfte herabsinkt (Schleusenanlage Fürstenberg/Oder).

a) Die Ersparnis an Schleusungswasser soll berechnet werden, wenn das Größenverhältnis der Grundflächen der Sparbecken zu der Grundfläche der Kammer gegeben ist (Abb. 11). Dabei ist:

H = Schleusengefälle,

h = Füllhöhe der Sparbecken = $\frac{H}{n} - 2e$,

Fk = Grundfläche der Schleusenkammer in m^2 ,

Fs = Grundfläche der Sparbecken in m^2 ,

$$\gamma = \frac{Fs}{Fk}$$

n = Anzahl der Sparbecken,

e = Ausspiegelungsunterschied = Endgefälle (Annahme: $e = 0,2$ bis $0,3$ m),

$$h = \frac{n \cdot \gamma \cdot (H - 2e)}{1 + \gamma \cdot (n + 1)}$$

b) Die Ersparnis $z = \frac{h}{H}$ ist gegeben. Das Größenverhältnis der Sparbeckengrundfläche zur Kammergrundfläche zu ermitteln:

$$\gamma = \frac{zH}{n(H - 2e) - zH(n - 1)}$$

Zumeist werden die Wasserverhältnisse die Anwendung mehrerer, sich gegenseitig unterstützender Speisungsmöglichkeiten mit oder ohne Zuziehung von Sparmaßnahmen erforderlich machen.

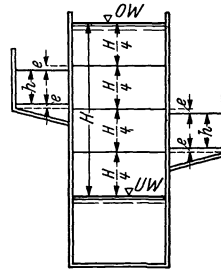


Abb. 11. Darstellung zur Berechnung der Ersparnis an Schleusungswasser bei Sparbecken.

S. Entlastung und Entleerung.

Für jede Haltung muß die Möglichkeit zur Entlastung für den Fall, daß der Wasserstand den höchsten zulässigen Stand (angespannter Wasserstand, bei dessen Überschreitung die Uferbefestigung nicht mehr ausreicht und die für die Schifffahrt erforderliche freie Höhe unter den Brücken nicht mehr vorhanden ist) zu überschreiten droht, und zur vollständigen Entleerung zum Zwecke größerer bei gefüllter Haltung nicht durchführbarer Unterhaltungsarbeiten gegeben sein. Im allgemeinen wird eine Entlastung und Entleerung nach einem natürlichen Vorfluter (z. B. Einmündung des Kanals in einen Flußlauf) und durch Schleusen (Umläufe usw.) nach unteren Haltungen möglich sein. Gegebenenfalls müssen besondere Entlastungsbauwerke (in Höhe des angespannten Kanalspiegels liegende Überfallwehre) oder Entlastungs- und Entleerungsbauwerke (z. B. ein im Überfallwehr angeordneter und gewöhnlich durch ein regulierbares Schütz geschlossen

gehaltener Grundablaß) nach kreuzenden oder in der Nähe befindlichen Wasserläufen oder, wenn solche fehlen, nach künstlich geschaffenen Vorflutern (Kulturgrabensysteme usw.), vorzusehen sein. Wie weit Kaskaden im Anschluß an das Bauwerk zum Schutze des Kanaldammes und sonstige Anlagen notwendig sind, hängt von den örtlichen Verhältnissen ab.

Wenn ein Gefährzustand, der eine schnelle Entleerung des Kanals bedingt, nicht vorliegt, soll die Entleerung so langsam erfolgen, daß die Böschungen das in ihnen befindliche Wasser mit dem sinkenden Kanalwasserstand abgeben können. Anderenfalls besteht Gefahr, daß die Böschungen einstürzen und dann auch die von ihnen geschützten Dämme in ihrer Standsicherheit beeinträchtigt werden. Die Entleerungsanlagen müssen entsprechend eingerichtet sein.

T. Kreuzende Wasserläufe.

Kreuzende Wasserläufe sind, soweit nicht die Belange der Landwirtschaft andere Maßnahmen zulassen (Einleitung in den Kanal, Ableitung in einen anderen Vorfluter) unter dem Kanal hindurch zu leiten.

Liegt der Kanal so hoch, daß der Wasserlauf ohne Brechung seines Gefälles unter ihm hindurchgeleitet werden kann, so entsteht der Durchlaß. Hier genügt bei kleineren Wasserläufen oft ein einfaches Rohr, das in der Gefällslinie des Wasserlaufs in den Kanaldamm verlegt wird und so groß ist, daß es nur bei Hochwasser und auch dann nur ausnahmsweise ganz ausgefüllt wird.

Bei größeren Wasserläufen tritt an die Stelle des Rohrdurchlasses der freie Durchlaß, der sowohl als Tunnel¹ als auch als Kanalbrücke (Brücke über die Ems, Lippe usw. im alten und im ausgebauten Dortmund-Ems-Kanal, über die Weser im Mittellandkanal usw.) ausgebildet werden kann².

Liegt der Kanal so niedrig, daß der Wasserlauf nicht mehr ohne Gefällsbrechung unter dem Kanalquerschnitt (einschließlich Dichtungs- und Schutzschicht) hindurchgeleitet werden kann, so entsteht der unter dem Kanal in mehr oder weniger großer Tiefe liegende Düker. Infolge des Widerstandes, den das dauernd unter Wasser befindliche Dükerrohr dem Durchfluß des Wasserlaufs bietet, entsteht am Einlauf ein Stau, dessen Höhe (Druckhöhe) jeweilig so groß ist, daß die zulaufende Wassermenge durch den Düker hindurchgedrückt wird. Die zulässige Stauhöhe ist oft durch die entgegenstehenden Belange der Landwirtschaft oder durch die Uferhöhe des Wasserlaufs begrenzt.

Der Durchflußquerschnitt des Dükers soll so bemessen sein, daß die Durchflußgeschwindigkeit bei Hochwasser 1,5—2,0 m beträgt (Spülung). Hieraus ergeben sich die Voraussetzungen des Dükerquerschnitts, nach der WEISBACHSchen Formel³.

Der Stau $h = \frac{v^3}{2g} \left(1 + Z_0 + Z \cdot \frac{p}{4F} \cdot l \right)$ in Metern. ($Z_0 = 0,51$),

$Z = 0,0144 + \frac{0,01}{\sqrt{v}}$; p = benetzter Umfang des Dükers,

l = Länge des Dükers in Metern,

F = Querschnitt des Dükers in m²,

$v = \frac{Q}{F}$ in m/Sek.,

Q = sekundliche Wassermenge in m³.

Bei Rohren vom Durchmesser d wird $\frac{p}{4F} = \frac{1}{d}$.

Bei rechteckigen Querschnitten mit Höhe a und Breite b wird $\frac{p}{4F} = \frac{a+b}{2ab}$.

Durchlässe und Düker können je nach Größe der Wasserführung des Wasserlaufs auch aus zwei oder mehr nebeneinander verlegten Rohren bestehen. Übliche Querschnitte sind der Kreis, die Ellipse, das Rechteck (Breite größer als Höhe) und das Rechteck, bei dem die Sohle oder die Decke oder beide nach außen leicht gebogen sind.

¹ HAESELER u. OSTMANN: Bautechn. 14 (1936) S. 784.

² FRECHER: Bautechn. 12 (1934) S. 99 u. 641.

³ H. ENGELS: Handbuch des Wasserbaus, Bd. 2. Leipzig 1923, S. 1391.

Als Material kommen bei Rohren Gußeisen oder Stahl, sonst Beton und Stahlbeton in Betracht. Für Düker ist die gestreckte Form der dem Kanalquerschnitt angepaßten, an den Enden nach oben gebogenen vorzuziehen, da in letzterer die Widerstände größer sind.

Durchlässe und Düker enden in Häuptern (Abb. 12 u. 13). Bei ersteren genügen einfache Betonkörper, die den Kanaldamm gegen Beschädigungen durch das ein- und ausströmende Wasser schützen. Bei Dükern muß das Haupt auch die Überleitung aus dem Querschnitt des Wasserlaufs in die tiefer gelegenen Dükerrohre vermitteln. Am besten eignet sich hierzu eine im Längsschnitt S-förmig geschwungene Mulde. Die als Schlammfang dienende Vertiefung wird heute im allgemeinen nicht mehr angewandt. Statt dessen wird vor dem Haupt an der Einlaufseite ein geräumiger Schlammfang angeordnet, dessen Größe sich nach dem Grade der Verschmutzung des Wasserlaufs richtet. Zum Schutz für Menschen und Tiere sowie zur Zurückhaltung von größeren schwimmenden Körpern (Kadaver) sind Rechen anzubringen. Außerdem sind Dammbalkenverschlüsse notwendig, in deren Schutz Unterhaltungsarbeiten usw. ausgeführt werden können. Damit die Düker bekriechbar sind, sollen ihre inneren Abmessungen im Lichten wenigstens 0,60 m groß sein.

Die Größe der ausgeführten Düker ist im übrigen sehr verschieden je nach der Größe des Wasserlaufs (vgl. z. B. den Emscher-Düker des Dortmund-Ems-Kanals bei Henrichenburg, der aus drei Eisenbetonrohren von je 5,0 m lichtigem Durchmesser besteht). Bei mehreren Rohren empfiehlt es sich, im Interesse einer wirksamen Spülung den Zulauf so auszubilden, daß bis zu bestimmter Wasserführung nur ein Rohr ausgenutzt ist und die übrigen Rohre nur bei Hochwasser in Tätigkeit treten. Beim Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals sind neuerdings Düker ausgeführt, bei denen ein kleines Rohr für Niedrig- bis Mittelwasser vorgesehen und die übrigen größeren Rohre nur vom Hochwasser durchflossen werden (Abb. 14).

Über dem Durchlaß muß der Kanal durch ausreichende Schutz- und Dichtungsschicht gesichert und auch der Düker gegen Beschädigung durch Staken oder Ankern geschützt sein¹.

1. Überschlägliche Berechnung der Wandstärke eines eisernen Dükerrohres². Das Moment im Scheitel des Rohres kann dem Moment der senkrechten Auflast P_1 vermindert um das Moment der Seitenlast P_2 gleichgesetzt werden.

¹ GARBE u. KRUEGER: Bautechn. 9 (1931) S. 57; — MÜGGE u. RICHTER: Bautechn. 13 (1935) S. 487; — STEFFENHAGEN: Bautechn. 15 (1937) S. 11.

²Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl., III. Teil, Bd. 4. Leipzig 1903, S. 120.

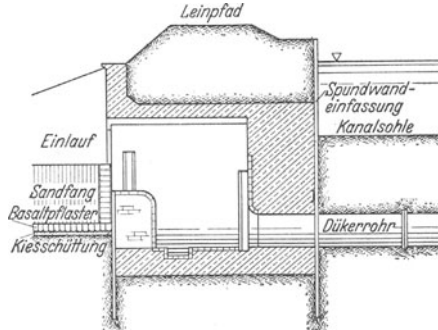


Abb. 12. Dükerhaupt unter dem Leinpfaddamm.

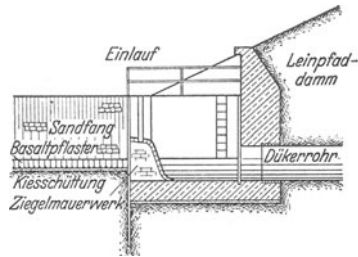


Abb. 13. Dükerhaupt am Fuße des Leinpfaddammes.

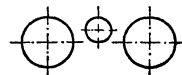


Abb. 14. Anordnung der Dükerrohre.

$$r = \text{Radius des D kerrohres};$$

$$M = M_1 - M_2 = \frac{P_1 \cdot r}{8} - \frac{P_2 \cdot r}{8} t.$$

Die erforderliche Wandstärke ergibt sich aus $\sigma = \frac{M}{W}$.

2. Berechnungsgang für Stahlbetond ker (Abb. 15). Der D kerquerschnitt wird als geschlossener Rahmen berechnet. Zur Vereinfachung der Rechnung kann angenommen werden: gleiches Elastizittsma  E , gleichbleibendes Trägheitsmoment J auf die ganze Stablänge, Vernachlässigung der Schwind- und Wärmewirkungen, gleichmsig verteilter Bodendruck. Bei Dükern mit mehreren Öffnungen werden die Formeln für mehrstielige Rahmen angewandt. Zur Vereinfachung kann die Berechnung für zwei Gelenkrahmensysteme durchgeführt werden (Abb. 16 u. 17). Der Arbeitsvorgang bedingt oberhalb der Grundplatte

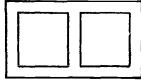


Abb. 15.

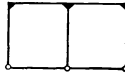


Abb. 16.

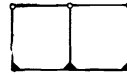


Abb. 17.

Darstellungen zum Berechnungsgang für Eisenbetond ker.

beim Ansatz der Pfosten eine Arbeitsfuge. Andererseits ist, da der Düker dicht sein muß, die Einspannung der Pfosten in die Grundplatte notwendig. Dasselbe gilt sinngemäß für die Einführung des Gelenkes zwischen Pfosten und Deckplatte. Zur Ermittlung der Einspannungsmomente, die auch gleichzeitig eine Verminderung der Feldmomente herbeiführen, kann die Grundplatte ebenso wie die Deckplatte als Riegel eines mehrstieligen Gelenkrahmens mit eingespannten Pfosten berechnet werden.

3. Zur Berechnung von D kerrohren aus Beton s. STOLZENBURG¹. Der Düker erhält verschiedene Belastung, je nachdem er sich unter dem eigentlichen Kanalquerschnitt oder unter dem Leinpfad befindet².

VI. Die Binnenschiffahrtsschleuse.

Jede Schleuse bildet ein Schiffahrtshindernis, das den Schiffahrtstreibenden zu einer Fahrtunterbrechung von 1 Stunde und mehr zwingt. Diese Wirkung durch geeignete Gestaltung des Bauwerks und seiner Zugänge zu mildern, ist Sache der Entwurfsbearbeitung. Vor allem sollen die der Zu-, Ein- und Ausfahrt der Schiffe dienenden Anlagen so durchgebildet sein, daß sich Betrieb und Verkehr mit voller Sicherheit und gr  tm glichster Schnelligkeit abspielen k nnen³.

A. Grundformen der Schiffsschleuse.

Die Schleuse besteht aus der Kammer und den beiden Häuptern. Der Grundriß der Schleusenammer ist ein langgezogenes Rechteck, das einem oder mehreren hintereinander liegenden Schiffen der gröſsten vorkommenden Abmessungen Platz bietet (Abb. 18 u. 19). Die Torweite in den Häuptern ist gleich der Nutzbreite der Kammer. Außerdem sind solche Kammern gebräuchlich, in denen zwei der gröſsten vorkommenden Schiffe oder auch zwei ganze Schleppzüge oder zwei Hälften eines langen Schleppzuges nebeneinander untergebracht werden können (kanalisierte Havel u. a.). Hier sind die Tore nur so weit, daß ein Schleppzug bequem hindurchfahren kann (Abb. 20). Sie liegen sich aber nicht gegenüber, sondern versetzt zueinander so, daß die eine, der beiden seitlichen Torbegrenzungen

¹ STOLZENBURG: Bautechn. 10 (1932) S. 405.

² IMHOFF: Taschenbuch der Stadtentwässerung, Teil III. Statische Berechnung der Gewölbequerschnitte.

³ PAXMANN: Allgemeine Gesichtspunkte für Binnenschiffahrtsschleusen. Bautechn. 10 (1932) S. 315.

die Verlängerung einer Kammerwand bildet. In allen Fällen können an die Stelle eines Fahrzeugs von den größten vorkommenden Abmessungen zwei nebeneinander liegende kleinere Fahrzeuge treten, soweit die Kammerbreite hierfür ausreicht. Genügt eine Schleuse nicht für die Bewältigung des Verkehrs, so sind zwei Schleusen nebeneinander anzulegen (Doppelschleuse). Unter Umständen können zwei kürzere Schleusenkammern vorteilhafter sein als eine längere. Zwei Schleusen haben überdies den Vorzug, daß, wenn eine Schleuse betriebsunfähig ist, immer noch die zweite für den Verkehr zur Verfügung steht.

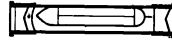


Abb. 18.



Abb. 19.



Abb. 20.

Abb. 18—20. Grundformen der Schleusenkammer.

Die Frage, ob Einzel-, Doppel- oder Schleppzugschleuse den Vorzug verdient, ist nur durch Vergleich der Leistungsfähigkeit mit dem zu erwartenden Verkehr, im übrigen vom Gesichtspunkte der Wirtschaftlichkeit aus zu beantworten. Auch die Menge des für die Schleusungen verfügbaren Wassers kann hierbei mitsprechen. Soll der Zeitpunkt für den Bau einer zweiten Schleuse von der Entwicklung des Verkehrs abhängig gemacht werden, so ist bei der Planung von vornherein hierauf Rücksicht zu nehmen.

Die Frage, ob Einzel-, Doppel- oder Schleppzugschleuse den Vorzug verdient, ist nur durch Vergleich der Leistungsfähigkeit mit dem zu erwartenden Verkehr, im übrigen vom Gesichtspunkte der Wirtschaftlichkeit aus zu beantworten. Auch die Menge des für die Schleusungen verfügbaren Wassers kann hierbei mitsprechen. Soll der Zeitpunkt für den Bau einer zweiten Schleuse von der Entwicklung des Verkehrs abhängig gemacht werden, so ist bei der Planung von vornherein hierauf Rücksicht zu nehmen.

B. Abmessungen.

Die Kammerabmessungen sollen eine sichere und schnelle Ein- und Ausfahrt der Schiffe und ihre ungefährdete Lage in der Schleuse gewährleisten. Die nutzbare Breite der Kammer soll daher bei kleinen Schleusen um wenigstens 1 m breiter sein als das breiteste verkehrende Fahrzeug, bei größeren Schleusen entsprechend mehr. Für das 1000 t-Schiff (9,2 oder 10,5 m breit) wird heute allgemein eine Breite von 12,0 m angenommen, die auch für größere Schiffe und für zwei kleinere Schiffe von je 5,0—5,5 m ausreicht. Die nutzbare Länge, gemessen zwischen dem Drempelabfall des Oberhauptes und dem Tor des Unterhauptes, soll dem in der Kammer liegenden Einzelschiff einen Spielraum von wenigstens 1,0 m bieten. Im übrigen richtet sie sich nach der Länge der verkehrenden Schleppzüge. Die heute gebräuchliche Länge von 225 m genügt bei 12 m nutzbarer Breite unter anderem für zwei 80 oder drei 67 m lange Schiffe mit ihrem Schlepper.

Die Kammerwände sollen den höchsten in der Kammer vorkommenden Wasserspiegel um wenigstens 0,5 m überragen, bei größeren Schleusen mehr (bis 1,0 m). Bei Flußschleusen genügt es in vielen Fällen, wenn die Kammermauern um 0,50 m höher sind als der höchste schiffbare Wasserstand, auch wenn hierbei die Schleusenplattform bei höchstem Hochwasser überflutet wird. Das Oberhaupt muß aber das höchste vorkommende Hochwasser überragen. Hiervon kann nur dann abgewichen werden, wenn die Schleusen zur Hochwasserabführung mit herangezogen werden. Die Wassertiefe soll in der Kammer und über den Drempeln so bemessen sein, daß das Fahrzeug bei größtem Tiefgang wenigstens 1,0 m Wasser unter sich hat.

C. Konstruktive Durchbildung des Kammerquerschnitts.

1. Während im allgemeinen die senkrechte seitliche Kammerbegrenzung den Vorzug verdient, können ausnahmsweise bei einfachen Schleusen und ausreichendem Schließungswasser auch **geböschte Kammerwände** zur Anwendung kommen. Hierbei werden die Schiffsliegstellen in der Kammer durch ein Leitwerk begrenzt, das mit den erforderlichen Festmachvorrichtungen und Laufstegen für das Schleusenpersonal versehen ist (Emskanalisierung u. a.).

2. **Schleusen aus Holz** werden heute kaum noch gebaut und dann auch nur bei unbedeutenden Anlagen. Immerhin können hölzerne Schleusenböden auf

Pfahlrost bei tiefliegendem guten Baugrund mit Vorteil angewandt werden. Die senkrechten Seitenwände können hierbei entweder aus Beton oder Mauerwerk bestehen, das ebenfalls vom Pfahlrost getragen wird, oder aus verankerten Bohlwänden mit aufgesetztem, leicht auswechselbarem Ständerwerk. Das Ganze muß ebenso wie die beiden Häupter mit dicht schließenden Spundwänden umgeben sein. Die Querspundwände sollen zu beiden Seiten der Häupter in angemessener Länge in das Erdreich einbinden und so das Bauwerk gegen Umläufigkeit vom Oberwasser her schützen. Hinterfüllung mit Ton verhindert den Zutritt des Grundwassers. Da das Bauwerk in erster Linie wasserdicht sein muß, so soll nur gutes und sorgfältig verarbeitetes Eichenholz verwendet werden¹.

3. Bei Bauten von größerer Bedeutung oder mit größerem Gefälle wird die **Schwergewichtsmauer** aus Beton mit oder ohne Eiseneinlagen bevorzugt. Der Beton soll außer der nötigen Druck- und Zugfestigkeit wegen der wechselnden Beanspruchung bei gefüllter und leerer Kammer eine gewisse Elastizität aufweisen und ferner eine möglichst hohe Dichtigkeit, die das Bauwerk gegen Frost und sonstige Witterungseinflüsse sowie gegen den Angriff betonfeindlicher Stoffe schützt. Plastischer Zement-Traß-Beton, dessen Mischungsverhältnis sich dem Kalkgehalt des Zementes und den Hohlräumen der Zusatzstoffe (Kies und Sand) anpaßt und in jedem Falle durch Proben festgestellt werden muß, hat sich bewährt. Bei guter Ausführung kann Wasserundurchlässigkeit noch bei 5 Atm. Wasserdruck erzielt werden. Bei wasserdichtem Beton ist eine Verblendung der Kammerwände entbehrlich. Die Anwendung der Schwergewichtsmauer setzt tragfähigen Baugrund voraus, der die Kantenpressungen bei leerer und gefüllter Kammer verträgt, so daß Bewegungen der Mauern nicht zu befürchten sind. Gegebenenfalls kommt Pfahlgründung in Frage.

Die Art der **Sohlenbefestigung** richtet sich nach der Beschaffenheit des Baugrundes. Bei wasserdurchlässigem Boden kommt nur eine biegezugsfeste Beton-

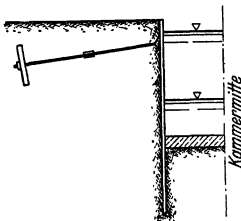


Abb. 21. Querschnitt durch die Kammerspundwand.

sohle in Betracht, die in die beiden Schwergewichtsmauern eingespannt, d. h. mit ihnen fest verbunden ist: Bei wasserdurchlässigem Boden genügt, wenn eine besondere Befestigung der Sohle überhaupt erforderlich ist, einfache Pflasterung aus natürlichen oder Betonsteinen od. dgl., die die Sohle vor Auswaschungen schützt.

4. In neuerer Zeit haben zur seitlichen Begrenzung der Kammern vielfach auch verankerte **eiserne Spundwände** Verwendung gefunden (Abb. 21). Sie sind oft billiger als Schwergewichtsmauern, haben aber auch Nachteile, da die Lebensdauer infolge des Rostens begrenzt ist und bei nachgiebigen Ankern Verwerfungen möglich sind. Sie dürfen auch nur dann gewählt werden, wenn Unterläufigkeit infolge durchlässigen Bodens nicht eintreten kann, und die Spundwände fest im Boden stehen. Zu 3. und 4. siehe BAERTZ².

D. Konstruktive Durchbildung der Häupter.

Die Häupter erhalten ihr Gepräge dadurch, daß sie die Torverschlüsse gegen Ober- und Unterwasser sowie die Anlagen zum Füllen und Leeren der Kammer aufzunehmen haben.

1. Als **Torverschlüsse** kommen in erster Linie Stemmtore in Betracht, die sich bei guter Durchbildung infolge ihrer Einfachheit und leichten Bedienung bewährt haben. Sie scheiden jedoch, wenn die Breite des Torflügels größer ist als dessen Höhe, wegen ungünstiger Beanspruchung aus. An seine Stelle tritt beim Obertor mit Vorteil das Klapptor, gegen das in letzter Zeit keine Bedenken mehr laut

¹ POPKEN: Bautechn. 7 (1929) S. 138.

² BAERTZ: Bautechn. 10 (1932) S. 687.

geworden sind, seitdem die Lager mit geringen Bewegungsspielräumen nach allen Richtungen versehen und im übrigen so stark ausgebildet werden, daß eingeklemmte Festkörper keine Zerstörungen mehr verursachen. Das Gewicht des Klapptors wird durch Luftkästen gemildert. Es muß aber noch so groß sein, daß der Torkörper nicht von selbst aus seiner Tauchlage aufsteigen kann, z. B. infolge des Soges des darüber hingleitenden Fahrzeugs. Bewährt hat sich ferner auch das Hubtor namentlich im Bergbauggebiet und da, wo die Schleuse unter anderem auch zur Hochwasserabführung dient. Es hat den großen Vorteil, daß es im hochgezogenen Zustande leicht überholt werden kann. Zu erwähnen ist ferner das Schiebtor, das aber bei Binnenschiffahrtsschleusen zumeist wegen der hohen Kosten ausscheidet, und das Segmenttor, das gegenüber anderen Torarten den Vorteil aufweist, daß es sich gegen den Wasserdruck leicht öffnen läßt (z. B. Schleusen des Klodnitz-Kanals). Solche Torarten, bei denen sich keine empfindlichen Konstruktionsteile dauernd unter Wasser befinden, verdienen bei sonst gleicher Bewertung den Vorzug. Bei allen Torarten ist auf sichere Lagerung, kräftige Durchbildung und dichten Verschuß zu achten. Das gilt namentlich für das Stemm- oder Segmenttor, dessen Schließwirkung schon bei geringer Verschiebung der Torflügel gegeneinander beeinträchtigt ist. Als Material dient zumeist Eisen, nur bei kleinen Schleusen auch gutes und sorgfältig verarbeitetes Eichenholz¹.

2. Die Einrichtungen zum Füllen und Entleeren der Kammer bestehen im allgemeinen aus Schützen, die entweder in den Torkörpern selbst angebracht sind oder in Umläufen, die die Tore meiden und im Mauerwerk des Hauptes zu beiden Seiten der Tore liegen. Torschütze müssen stets unter Wasser liegen, sie sind empfindlich gegen das Einklemmen von Fremdkörpern und gegen Eisbildung. Sie werden daher am besten nur bei Hubtoren angewandt, da sie am geöffneten Tor leicht beobachtet und überholt werden können. Rollkeilschütze sind Drehschütze vorzuziehen, da sie stets in der Torebene liegen und nicht den Beschädigungen durch anfahrende Schiffe ausgesetzt sind². Als Verschußkörper für Umläufe dienen Rollkeilschütze, Drehschütze in senkrechter oder horizontaler Lage, Segmentschütze und Zylinderschütze, und zwar sowohl offene und über das Oberwasser hinausreichende als auch niedrige Zylinderschütze, bei denen der untere, den eigentlichen Verschußkörper bildende und bewegliche Teil beim Öffnen in den oberen festliegenden Teil hineingeschoben wird³. Segmentschütze müssen besonders kräftig ausgebildet werden, da sie sonst leicht Formänderungen annehmen und dann nicht mehr schließen. Die Füllung der Schleusen- oder Kammer kann unter Vermeidung von Schützen und Umläufen auch durch leichtes allmähliches Öffnen von Segmenttoren, durch Anheben von Hubtoren usw. erzielt werden. In jedem Falle ist besonderes Augenmerk auf solche Vorkehrungen zu richten, die eine Abschwächung der Energie und eine Beruhigung der in die Kammer einströmenden Wassermassen zum Ziele haben und so eine ruhige Lage der Schiffe in der Kammer während deren Füllung gewährleisten. Beispiele sind unter anderem die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals⁴, die 3. Schleuse bei Münster im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals, die Schleusen der Neckarkanalisation und des Kanals Wesel-Datteln⁵, die neue Weserschleuse bei Hameln u. a. Eine Abschwächung der Torwirkung des nach dem unteren Vorhafen ausströmenden Wassers kann durch Anbringung von Schwellen (z. B. REHBOCKSCHE Zahnschwelle) im Vorboden erzielt werden.

Die Verschlüsse (Schütze) sollen stets so eingerichtet sein, daß sie beim Öffnen zunächst nur geringen Wassermengen Raum geben, und der Durchstrom sich allmählich vergrößert, so daß ein plötzlicher Anprall großer Wassermassen auf das ruhige Kammerwasser vermieden wird.

¹ POPKEN: Bautechn. 7 (1929) S. 137. — NATERMANN: Bautechn. 8 (1930) S. 795. — F. W. SCHMIDT: Zbl. Bauverw. 34 (1914) S. 233. — KARNER: Bautechn. 6 (1928) S. 141.

² NATERMANN: Bautechn. 8 (1930) S. 795.

³ POPKEN: Bautechn. 7 (1929) S. 145.

⁴ H. KREY: Zbl. Bauverw. 34 (1914) S. 333.

⁵ BOCK u. NATERMANN: Bautechn. 6 (1928) S. 158.

E. Besondere Bauwerksarten.

1. Schachtschleuse. Überschreitet das Schleusengefälle ein Maß, das etwa zweimal so groß ist wie die für die Durchfahrt der Schiffe freizuhaltende lichte Höhe, so kann das Unterhaupt in seinem oberen die lichte Durchfahrts Höhe überragenden Teil durch eine Querwand abgeschlossen werden. Der untere Teil, das Durchfahrtstor, wird hierbei durch ein Hubtor abgeschlossen, das auf der Kammerseite der Toröffnung angeordnet und beim Öffnen hinter die Quer Verbindung hochgezogen wird. Bei dieser Schleusenart, der sog. Schachtschleuse, kommt als seitliche Begrenzung der Kammer nur Betonmauerwerk mit oder ohne Eiseneinlagen in Betracht¹.

2. Hebewerk. Bei einem Schleusengefälle von etwa 13 m und mehr entsteht die Frage, ob die Schachtschleuse oder die Trogschleuse (Hebewerk) den Vorzug verdient. Die Überlegenheit der einen oder anderen Art kann nur durch vergleichende Berechnung der Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit beider Systeme ermittelt werden. Das Hebewerk hat gegenüber der Schachtschleuse den Vorteil der fast vollständigen Ersparnis an Schleusungswasser und der schnellen Verkehrsabwicklung. Entscheidend für die Bauart ist zumeist die Bodenbeschaffenheit².

3. Scheiden aus besonderen Gründen Schachtschleusen und Hebewerk aus, so kann die Schleusentreppe (z. B. Niederfinow) in Betracht gezogen werden. Zu erwähnen ist auch noch die früher mehrfach angewandte längs- oder quergeneigte schiefe Ebene.

F. Sparschleusen.

Fehlt es an dem nötigen Wasser, um die Schleuse bei jedem Verkehr ordnungsmäßig betreiben zu können, so müssen Maßnahmen getroffen werden, durch die eine entsprechende Ersparnis an Schleusungswasser erzielt wird. In Frage kommen zunächst solche Schleusen, bei denen ein Teil des Wassers beim Entleeren der Kammer in sog. Sparbecken geleitet und aus diesen beim Füllen wieder in die Kammer hineingelassen wird. Zur Ein- und Ausleitung dienen Zylinderschütze, die das Wasser dem herrschenden Überdruck entsprechend nach der einen oder anderen Richtung durchlassen. Die Sparbecken können sowohl außerhalb der Kammerwände³ als auch in der Kammermauer selbst⁴ untergebracht werden (s. auch V, R 4).

Eine andere Möglichkeit bietet die *Zwillingschleuse*. Zwei nebeneinanderliegende Schleusenammern sind durch Rohrleitungen so miteinander verbunden, daß das Wasser jeweils aus der gefüllten Kammer in die leere hineinlaufen kann. Bei jeder Schleusung wird etwa die Hälfte des Kammerinhaltes und insgesamt etwa die Hälfte des Schleusungswassers gespart, wenn der Verkehr so geregelt werden kann, daß zugleich in der einen Schleuse zu Berg, in der anderen zu Tal geschleust wird⁵.

Die dritte Möglichkeit bietet das Hebewerk, bei dem bei jeder Schleusung nur das Spaltwasser verlorengelht, d. h. das Wasser, das sich zwischen den Abschlüssen der oberen Haltung und des Troges in dessen oberer Stellung befindet⁶.

Wo alle diese Möglichkeiten aus irgendwelchen Gründen ausscheiden, bleibt nur übrig, das fehlende Schleusungswasser aus der unteren Haltung in die obere heraufzupumpen, wobei der Einlauf zum Pumpenhaus und der Auslauf in die obere Haltung so verlegt werden sollen, daß die Schifffahrt nicht durch Seitenströmung behindert wird⁷.

¹ SCHONK u. RÜTJERODT: Bautechn. 6 (1928) S. 345.

² Das Schiffshebewerk Niederfinow. Berlin 1935. — Schiffshebewerk bei Henrichenburg. Z. Bauwes. 51 (1901) S. 278.

³ STRUCKMANN: Z. Bauwes. 75 (1925) S. 42.

⁴ SCHONK u. RÜTJERODT: Bautechn. 6 (1928) S. 345

⁵ STEVERS: Bautechn. 14 (1936) S. 477.

⁶ auch ROTHMUND: Bautechn. 7 (1929) S. 300.

⁷ BAERTZ: Bautechn. 10 (1932) S. 687.

G. Besondere Hinweise.

Die *Unterläufigkeit* wird bei durchlässigem Boden durch Spundwände, die möglichst bis in die undurchlässige Schicht hineingetrieben werden, verhindert, die *Umläufigkeit* durch Tonschürzen, die wenigstens beiderseits der Häupter, besser in angemessenen Abständen auch im Bereiche der Kammer seitlich einige Meter in das Erdreich hineingreifen. An Stelle der Tonschürzen kommen auch Spundwände in Betracht, die zur weiteren Sicherheit beiderseits durch Ton hinterfüllung gedichtet werden können.

Sollen die Schiffe nicht oder nicht ausschließlich von Schleppern durch die Schleuse gezogen werden, so ist zur Erleichterung und Beschleunigung der Ein- und Ausfahrt für die zweckmäßige *Anordnung von Spills* oder besser von elektrischen *Treidelmaschinen*, die auf Schienen über die Schleusenplattform und auf Leitwerken bis an die Liegestellen in den Vorhäfen gelangen können, Sorge zu tragen. Bewährt haben sich auch *Seilsüge*, die unter anderem an den Schleusen des Voßkanals gute Dienste tun und die Leistungsfähigkeit der Schleusen günstig beeinflussen. Um die Kammer, die Häupter oder die Umläufe zur Ermöglichung von Unterhaltungsarbeiten an unter Wasser liegenden Teilen trockenlegen zu können, sind beiderseits der Häupter sowie beiderseits der Umlaufverschlüsse Vorrichtungen (Dammalkenfalze) usw. zu schaffen, vermittels derer Dammbalken- oder Nadelverschlüsse angebracht werden können, in deren Schutz das Wasser aus den Häuptern oder der Kammer herausgepumpt wird. Schließlich sind die Kammerwände mit den nötigen Haltekreuzen, Steigleitern und Pollern zu versehen, die den Schiffern das Festlegen der Schiffe während des Schleusungsvorganges und die Verbindung mit der Schleusenplattform ermöglichen.

H. Sportverkehr an Schleusen.

An solchen Schiffsahrtsschleusen, an denen starker Verkehr von Nachen und sonstigen Sportfahrzeugen zu erwarten ist, empfehlen sich besondere Anlagen, die die Abwicklung dieses Verkehrs erleichtern und von dem Güterverkehr der Schleuse trennen. Beim Bau neuer Schleusen, z. B. am Main¹ sind neuerdings besondere Nachenschleusen errichtet worden, die ihren Platz abseits der Schleuse neben dem Fischpaß im Wehr erhalten haben. Beim Umbau des Voßkanals sind in die Seitenwände der Schleusenammern geräumige Nischen eingefügt, in denen die Sportboote außerhalb der eigentlichen Kammerfläche Platz finden und zugleich mit den Frachtschiffen geschleust werden. Schließlich werden auch sog. Bootsschleppen angelegt, d. h. schiefe Ebenen, auf denen die Sportboote mit Hilfe von auf Schienen laufenden Wagen aus der Ebene der einen Haltung in die der anderen überführt werden.

I. Statische Berechnung der Schleusenkörper.

1. **Massive Kammermauern.** Zwei Belastungsfälle sind zu untersuchen:

- a) Schleusenammer leer.
- b) Schleusenammer gefüllt.

Bei der Annahme der Belastung durch die Hinterfüllung sind die verschiedenen möglichen Grundwasserstände zu berücksichtigen. Die Schleusenmauern sind als massive Stützmauern zu berechnen (Abb. 22). Sie sind nicht nur nach den Lasten des Erd- und Wasserdrucks zu bemessen, sondern auch nach den Beanspruchungen durch den Schiffsahrtsbetrieb, z. B. Schiffsstöße, Trossenzug usw. Die Mauerbreite in Höhe der Schleusenplattform soll daher möglichst nicht kleiner als 2 m sein.

2. **Biegungsfeste Kammersohle** (Abb. 23). Die biegungsfeste Sohle soll nicht schwächer als 2 m sein.

Berechnungsvorgang:

a) Berechnung der Durchbiegung δ_1 unter der Annahme gleichmäßig verteilten Bodendrucks (die Trägheitsmomente der Schleusenmauern, bezogen auf die Achse

¹ PFAUE: Bautechn. 8 (1930) S. 121.

der Kammersohle können als unendlich groß angenommen werden, so daß die Biegelinie der Sohle unter den Mauerquerschnitten gradlinig verläuft). Die Biegelinie kann z. B. als 2. Ableitung der Momentenlinie bestimmt werden.

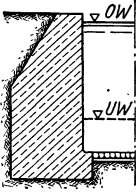


Abb. 22. Querschnitt durch eine Schwerkammermauer.

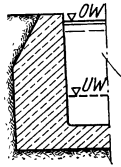


Abb. 23. Desgl. mit biege-fester Kammer-sohle.



Abb. 24. Querschnitt durch den Umlauf.

b) Feststellung der Durchbiegung $\delta_2 = k \cdot \delta_1$; der Beiwert k ist nach dem vorhandenen Untergrund zu wählen¹.

c) Feststellung derjenigen Bodendruckverteilung, die den δ_2 -Werten entspricht, daraus

d) Berechnung der Momente und daraus

e) Dimensionierung².

3. Mauer mit großem Umlaufkanal (Abb. 24³).

4. Berechnung der Drempelplatte des Ober-

hauptes, die z. B. dann entsteht, wenn unterhalb des Drempels ein Torraum für das einströmende Wasser angeordnet wird. Wenn diese Platte nicht bereits aus konstruktiven Gründen eine Stärke erhält, bei der sich eine statische Berechnung erübrigt, werden folgende Belastungsfälle zu untersuchen sein:

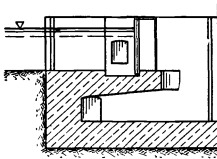


Abb. 25. Belastungsfall a.

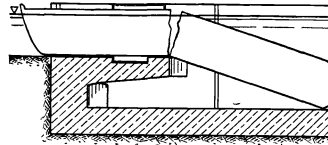


Abb. 26. Belastungsfall b.

a) Im Bereiche der Torkammer, d. h. außerhalb des Tores: Tore geschlossen Oberkanal gefüllt. Schleuse leer (Abb. 25). b) Im Bereiche des Anschlages, d. h. innerhalb des Tores: Vollbeladener Kahn von den größten auf der betreffenden

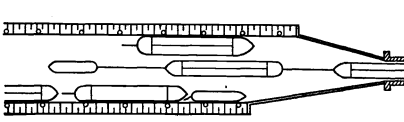


Abb. 27. Schleusenvorhären bei einfacher Schleuse.

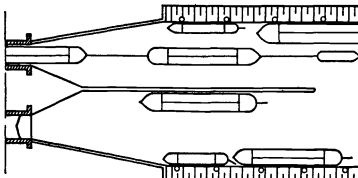


Abb. 28. Desgl. bei Doppelschleuse.

Wasserstraße vorkommenden Abmessungen sinkt im Oberhaupt (Abb. 26). Die Berechnung erfolgt nach den allgemeinen Berechnungsgrundlagen für Stahlbetonplatten.

5. Kammerwände aus eisernen Spundbohlen (Abb. 21⁴). Werden die Spundwandschleusen in der Sohle mit Spannbalken ausgerüstet, so können diese als Auflager angesehen werden.

6. Tore und die zu ihrer Bewegung erforderlichen Kräfte⁵.

VII. Schleusenvorhären.

Schnelligkeit und Sicherheit des Schleusenbetriebes und die Leistungsfähigkeit der Schleusanlage

sind abhängig von dem Grade der Zweckmäßigkeit der Anordnung und Ausrüstung der Schleusenvorhären (Abb. 27 u. 28).

¹ MÜGGE: Bautechn. 18 (1940) S. 467.

² PIETRKOWSKI: Bauing. 11 (1929) S. 139.

³ FRANZIUS: Der Verkehrswasserbau. Berlin 1927, S. 414.

⁴ Die Berechnung s. LOHMEYER: Bautechn. 8 (1930) S. 60.

⁵ FRANZIUS: Verkehrswasserbau. Berlin 1927, S. 429 ff.

A. Breite.

Die nutzbare Breite soll gleich sein dem n -fachen der größten Kahnbreite, vermehrt um $(n - 1) \cdot 3,0$ m. Im allgemeinen empfiehlt sich $n = 3$ für jede Schleusenkammer, wobei auf jeder Seite des Vorhafens Anlegemöglichkeiten vorhanden sein sollen, und zwar auf der einen Seite für die im Rang auf Schleusung wartenden Fahrzeuge und Schleppzüge, auf der anderen Seite für ausnahmsweises Anlegen bei ungünstigen Seitenwinden, für Fahrzeuge mit Vorfahrrecht usw. Bei solchen Schleusenanlagen, deren Betrieb lediglich von dem beiderseits benachbarten Schleusen abhängt, und bei geringem Verkehr genügt auch $n = 2$. Größere Breiten sind unzweckmäßig. Starkem Verkehr und sonstigen Umständen (großer Rang an Sonntagen, Umrangieren der Schleppzüge usw.) wird besser durch Verlängerung als durch Verbreiterung der Vorhäfen Rechnung getragen. Bei Doppelschleusen (Abb. 28) werden die beiden Vorhafenflächen durch kräftige Leitwerke, die auf beiden Seiten als Begrenzung von Liegestellen dienen können, voneinander getrennt. Die Leitwände sollen unter Wasser offen sein, um Querströmungen des Wassers bei Schleusungen zu ermöglichen, über Wasser dagegen geschlossen, um das Durchfahren von Fahrzeugen (Schleppern), das zu Havarien Anlaß geben kann, zu verhindern.

B. Länge.

Die Länge des Schleusenhafens (nutzbare Länge der Liegestellen) soll wenigstens eine, bei starkem Verkehr zwei oder mehr Schleppzuglängen betragen.

Mündet der Vorhafen bei kanalisiertem Flußläufen unmittelbar in den Strom, so soll die Länge wenigstens $1\frac{1}{2}$ mal so lang sein wie ein Schleppzug, damit der mit voller Kraft in den Vorhafen einlaufende Schlepper Spielraum zum Auslaufen vorfindet, ohne daß die Anhänger auflaufen. Besteht keine Möglichkeit, dem Vorhafen die dem Verkehr angemessene Länge zu geben (zwei oder mehr Schleppzuglängen), so muß im Strom für ausreichende und von der Strömung nicht gefährdete Liegeplätze (Reede) gesorgt werden.

C. Begrenzung der Wasserfläche vor den Schleusenhäuptern.

Der aus der Schleusenkammer ausfahrende Schleppzug soll möglichst solange geradeaus (also in Achsrichtung der Kammer) fahren können, bis der letzte Anhänger mit geradeaus gespannter Trosse die Kammer verlassen hat. Das bedingt, daß die rechts und links liegenden und auf Schleusung wartenden Fahrzeuge den hierbei benutzten Fahrbahnstreifen nicht berühren dürfen. Sie müssen also außerhalb dieses Fahrbahnstreifens (Schiffsbreite + $2 \cdot 3,0$ m) am Ufer, am Leitwerk oder an den Dalben genügenden Platz zum Liegen vorfinden. Sie müssen ferner so weit vom Schleusenhaupt entfernt liegen, daß sie nach Durchfahrt des abgehenden Schleppzuges ohne Schwierigkeit glatt in die Kammer einfahren können. Das ist der Fall, wenn der Abstand des Liegeplatzes vom Schleusenhaupt wenigstens etwa 40 m beträgt. Damit die einfahrenden Fahrzeuge auf ihrem Wege von der Liegestelle bis zum Schleusenhaupt eine gute Führung finden, empfiehlt es sich, von der Innenkante der Schleuseneinfahrt bis zur Liegestelle ein in sich geschlossenes Leitwerk vorzusehen, dessen Richtung im Grundriß gesehen im Verhältnis von höchstens 1:4 gegen die Achsrichtung geneigt ist und unmittelbar vor der Liegestelle in das Ufer einbindet. Die Leitwerkwand wird vielfach als geschlossene Spundwand oder Betonmauer in der Verlängerung der Kammermauer ausgebildet. Neuerdings kommen aber auch Leitwerke zur Anwendung, die nur über Wasser geschlossen, unter Wasser aber offen sind. Die Ufer des Vorhafens werden dann geradlinig bis zur Stirnwand der Schleuse durchgeführt und nicht in der Linie der Leitwerke verlegt. Auf diese Weise soll eine bessere Verteilung des strömenden Wassers beim Füllen und Leeren der Kammer und eine größere Sicherung der auf den Liegeplätzen befindlichen Schiffe gegen Beunruhigung durch das strömende Wasser erzielt werden. Am besten wird beiderseits der Einfahrt ein solches Leitwerk unter gleichem Winkel angeordnet, auch

wenn der Vorhafen nur zweischiffig bemessen ist. Die an der Ausfahrtseite gelegene Leitwand wird in diesem Falle entsprechend kürzer als diejenige an der Einfahrtseite.

D. Liegestellen.

Um den Fahrzeugen das Anlegen und Festmachen am Ufer und den Schiffen den Verkehr mit dem Ufer zu ermöglichen, sind die Böschungen mit Treppen und die Ufer mit Pollern in angemessenen Abständen zu versehen. Vielfach hat sich auch die Anordnung von Dalben im Abstände von 30—40 m je nach Länge der Fahrzeuge oder von Bohlwänden aus Eisen mit Haltepfählen und mit Laufstegen in der Längsrichtung mit Verbindungsstegen zum Ufer hin als zweckmäßig erwiesen. Dalben und Bohlwände sollen möglichst nahe an die Uferlinie herangerückt werden, jedoch so, daß die anliegenden Schiffe bei größtem Tiefgang noch wenigstens 0,50 m Wasser unter sich haben.

E. Einzelheiten.

Der Übergang aus der Vorhafenbreite in die normale Kanalbreite erfolgt am besten durch beiderseitige Einschnürung, wobei die Ufer im Grundriß eine Neigung von etwa 1:10 zur Kanalachse erhalten. Bei Einzelschleusen kann die Einschnürung auch einseitig auf der Ausfahrtseite erfolgen. Jede Behinderung der Übersicht im Bereiche des Hafens ist tunlichst zu vermeiden. Unbedingt notwendige Brücken sollen entsprechend große lichte Weiten und Höhen erhalten. Mündet der Hafen unmittelbar in einen kanalisierten Flußlauf, so ist jede Einschnürung zu vermeiden, damit Baggerungen vorgenommen werden können, ohne daß Bagger und Schifffahrt sich gegenseitig behindern. Gegebenenfalls muß die Mündung sogar im Bereich der zu erwartenden Geschiebe-Ablagerungen aus gleichen Gründen erweitert werden. Ist mit der Möglichkeit zu rechnen, daß die Schleusenanlage später durch eine weitere Schleuse erweitert wird, so ist bei der Anordnung der Vorhäfen von vornherein hierauf Rücksicht zu nehmen. Wendestellen sind in Verbindung mit Vorhäfen im allgemeinen nicht erforderlich.

F. Beleuchtung.

Es genügt, wenn am Ufer hochhängende (je nach Breite des Vorhafens 30- bis 100kerzige) elektrische Lampen in je etwa 50 m Abstand voneinander angebracht werden. Die Übersicht über die Wasserfläche wird erleichtert, wenn die Beleuchtungskörper genau gegenüberliegend (nicht versetzt) angeordnet werden.

Seeverkehrswasserbau.

Von

Prof. Dr.-Ing. A. AGATZ,
Präsident der Hafenuverwaltung Bremen.

I. Seehäfen¹.

A. Planung.

1. Einteilung, Zweck und Standort.

Man unterscheidet Häfen bzw. Anlagen zum Umschlagen oder zur Bedienung von:

- a) Stückgut.
- b) Fahrgästen.
- c) Massengut (Kohle, Erz, Kali, Öl, Getreide).
- d) Seefischen.
- e) Kriegsschiffen.
- f) Industrie.
- g) Binnenschiffen.
- h) Flugzeugen.

Reine Spezialhäfen sind selten. Im allgemeinen besteht ein Hafen aus mehreren Anlagen (Hafenbecken), die ganz oder streckenweise für eine der vorgenannten Umschlagsarten ausgebaut sind. Außerdem gehören zu einem Hafen Werften mit Trocken- oder Schwimmdocks. Die Lage bzw. die Verteilung der Anlagen innerhalb eines Gesamthafens ist folgende: In den *Stückguthafenbecken* wird hochwertiges Gut umgeschlagen, sie liegen daher zu Stadt, Bahn und Fernstraßen verkehrstechnisch am günstigsten. *Fahrgasthafenanlagen* erfordern unmittelbaren Eisenbahn- und Straßenanschluß sowie Flughafennähe. *Massenguthafenbecken* befinden sich in den entfernteren Teilen des Gesamthafens, da dieses Gut auf schnelle Beförderung nicht angewiesen ist und meist größere Lagerflächen (Schuppen, Speicher, Freilagerplätze) zur Zwischenlagerung braucht. Ferner ist eine abseitige Lage nötig wegen Staubbildung beim Umschlag (Lage von der Stadt aus in der Hauptwindrichtung) und wegen Feuergefahr. Seehäfen suchen die besten Verbindungen zu den Verbraucher- und Erzeugergebieten des Binnenlandes und zum offenen Meer. *Stückguthäfen und Massenguthäfen* liegen daher nach Möglichkeit landeinwärts, um die Binnenfrachtkosten zu ermäßigen, während der Zeitverlust gegenüber der langen Seestrecke unwesentlich ist. Größe und Umfang hängt in sehr starkem Maße von der Leistungsfähigkeit der angeschlossenen natürlichen oder künstlichen Binnenwasserstraße ab. *Fahrgasthäfen* liegen möglichst nahe an der Küste, da für Fahrgäste der Zeitgewinn Bedeutung hat und die großen Fahrgastdampfer häufig nicht weiter landeinwärts fahren können. *Fischereihäfen* werden ebenfalls an die Küste vorgeschoben, um rasche Anlandung und schnellste Beförderung der Fische zu dem binnenländischen Verbraucherkreis zu ermöglichen. *Die Flughäfen* benötigen große Wasserflächen und sind nicht an die übrigen Hafenanlagen gebunden. *Industriehäfen* werden in den Gesamthafen

¹ SCHULZE, F. W. O.: Seehafenbau, Berlin 1911. 1937. 1936. Band 1—3. — Jb. Hafenuverw. techn. Ges. 1—17 (1918—1938).

an passender Stelle eingeordnet, desgl. die *Binnenschiffsanagen*, die ebenfalls große Wasserflächen benötigen.

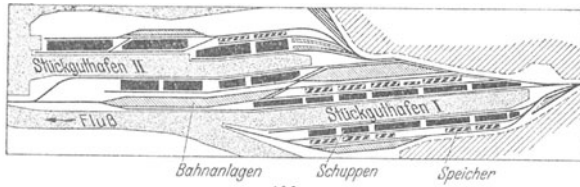


Abb. 1.



Abb. 2.

Um den Frachtverkehr zu erleichtern und zu verbilligen werden Freibezirke (ohne Industrie) oder Freihäfen (mit Industrie) angelegt, die als Zollaustland gelten und abgezäunt werden.

2. Gezeitenverhältnisse.

Offene Häfen sind Häfen, in denen der Wasserstand den Schwankungen des freien Wasserstandes unterworfen ist. Geschlossene Häfen sind Häfen, die durch Schleusen abgeschlossen sind. Sie werden bei großem Tidenhub (nicht unter 4 m) und starkem Schlickfall (2 m und mehr jährlich) angelegt. An einigen Stellen finden sich auch geschlossene Häfen mit Halbtidebecken, die während eines Teils der Gezeiten offenstehen und bei Unterschreitung eines bestimmten Wasserstandes geschlossen werden.

3. Lage zur See.

a) **Seehäfen an Flüssen und Flußmündungen** (Abb. 1 u. 2). Die Zufahrt zum Hafen bildet der Fluß oder die Flußmündung, der oft auch als Schiffs-liegeplatz (Reede) dient. Nur wenn von Natur aus die hierzu erforderlichen Abmessungen nicht vorhanden sind, muß eine künstliche Reede geschaffen werden. Die Anlagen des Hafens können sich als ausgebauter Ufer oder vorgebaute Hafenzungen unmittelbar an der Zufahrt befinden oder sie können parallel oder schräg zur Einfahrtrichtung getrennt von der Zufahrt liegen. Der Hafen kann offen oder geschlossen, im letzten Fall mit einer oder mehreren Einfahrten ausgebildet werden. Die Lage der Kais wird wesentlich von der Einführung der Verkehrswege, insbesondere der Eisenbahnen, in den Hafen beeinflusst.

b) **Seehäfen an geschützter Küste (Naturhäfen)**. Die Zufahrt zum Hafen und die Reede ergeben sich aus der Gestalt der Küste (Bucht oder vorgelagerte Inseln oder Sandbänke). Die Anlagen des Hafens können als Handelshäfen und Industriebahnhäfen in gleicher Weise angeordnet werden wie unter a).

c) **Seehäfen an ungeschützter Küste**¹ (Abb. 3). Der Schutz des Hafens gegen Wind, Seegang und Strömung wird künstlich geschaffen. Die Reede liegt innerhalb der Schutzbauwerke. Die Lage und Ausbildung eines Hafens an ungeschützter Küste wird, gegenüber a und b, wesentlich bestimmt von der Richtung der Winde, des Seeganges, der Strömungen und der Gestalt der Küste (Flachküste, Steilküste, aus Sand bzw. Fels).

Die Hauptachsen, durch die ein solcher Hafen bestimmt wird, sind folgende: Die Hauptwindrichtung (*A*), die Richtung der Hafeneinfahrt (*B*), die Richtung der Küste (*C*), die Hauptwellenrichtung (*D*). Die Richtung *B* ergibt sich aus *A* und *D* gemäß Abschnitt 5a. Aus der Richtung *B* und *C* sowie der Lage der Tiefenlinien ergeben sich die Richtungen der Hafentürme *E*, die so gewählt werden, daß die Molen möglichst kurz werden. Die Achsen der Hafenbecken *H* sollen sich den Richtungen *E* und der gegebenen Richtung der Eisenbahnzuführung *F* anpassen. Sie liegen am besten senkrecht oder parallel zu *E*, schräg zu *F* und schräg zu *B*, so daß die Schiffe ohne starke Wendung einfahren können. Eine parallele Lage der Hafenbecken ist für die Aufteilung des Hafengeländes vorteilhaft, aber nicht immer zu erreichen. Die verschiedenen Achsen der Becken werden dann nach den obigen Gesichtspunkten zwischen die anderen Achsen gelegt.

Bei Gefahr von Schlickablagerungen ist die Wasseroberfläche des Hafens auf das notwendigste zu beschränken oder Einfahrt und Form der Wasserfläche so auszubilden, daß die Wassergeschwindigkeit im Hafen möglichst groß bleibt und keine toten Winkel entstehen. Die Hafeneinfahrt ist bei sandigen Küsten

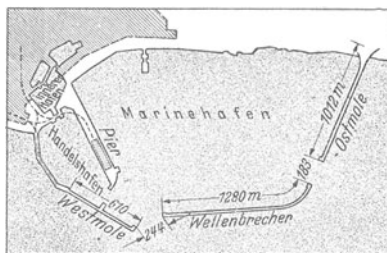


Abb. 3.

¹ XV. Internat. Schiffahrtskongreß Venedig 1931, Bericht 82—92. — KRAUSE: Bautechn. 13 (1935) S. 568.

so zu legen, daß möglichst wenig Wassermengen in den Hafen gelangen und eine Wellenbewegung verhindert wird. Die Strömung in der Einfahrt soll ohne Querschnittsvergrößerung und Richtungswechsel vonstatten gehen. Liegt die Einfahrtrinne tiefer als die Meeressohle, so ist mit einer Versandung zu rechnen.

4. Verbindungen zum Hinterland.

Die Ungleichheit in der Größe der Häfen beruht auf den Verschiedenheiten der Art und der Verkehrsverbindungen des Hinterlandes. Am wichtigsten sind die Wasserstraßen wegen der billigeren Frachtkosten. Im allgemeinen liegt am größten Fluß der größte Hafen. Die Mündungen großer Flüsse werden daher für Seehäfen bevorzugt.

Die künstlichen Verkehrsverbindungen, Eisenbahnen und Straßen lassen sich überall anlegen, beeinflussen daher die Größe des Hafens weniger.

5. Allgemeine Anordnung von Seehäfen.

a) **Hafeneinfahrt.** Die Breite richtet sich nach der Lage des Hafens, der Art und Größe der Schiffe und beträgt 150—400 m, der Winkel zur herrschenden

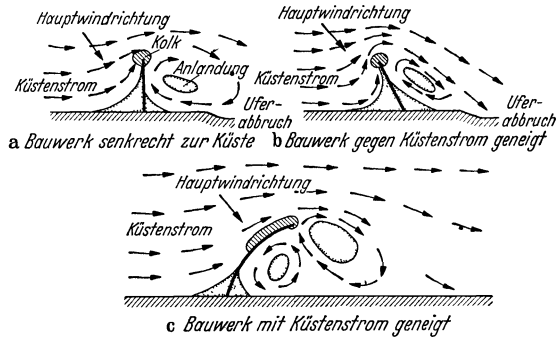


Abb. 4.

Windrichtung beträgt etwa 65° , zum heftigsten Seegang etwa bis 70° , je nach der Größe des Vorhafens. Natürliche Hafeneinfahrten sind durch die Gestalt der Küste, Flüsse und Flußmündungen gegeben. Künstliche Hafeneinfahrten werden durch Molen, Wellenbrecher, Leitdämme, Leitwerke oder durch molenartige Uferbefestigungen der Hafenbecken gebildet. Die Einfahrt wird für die Schiffe durch Seezeichen gekennzeichnet.

b) **Vorhäfen.** Vorhäfen sind bei geschlossenen Häfen erforderlich, wenn die Einfahrt zur Schleuse durch Wind, Seegang, Strömung gefährdet ist. Sie können als Liege- und Umschlagstelle ausgebaut werden. *Außenvorhäfen* sind Vorhäfen vor der Schleuse (von See her gesehen). Ihre Länge beträgt mindestens 1 Schiffslänge zuzüglich einem großen Schlepper mit Trosse vorne und hinten, ihre Breite mindestens 3 Schiffsbreiten. Die Uferbefestigungen sind senkrecht oder geböschet, je nach den Erfordernissen der Schifffahrt und des Umschlagverkehrs. Die freie Wassertiefe vor der Uferbefestigung muß für den größten Tiefgang der verkehrenden Schiffe reichen. Die Oberkante der Uferbefestigung liegt hochwasserfrei. Der Grundriß der Vorhäfen kann durch ein einseitiges Leitwerk oder senkrechte Uferbefestigung in der Flucht der Schleusenkammer und auf der gegenüberliegenden Seite durch eine zurückgesetzte Uferbefestigung begrenzt sein, um ein besseres Arbeiten des Schleppers zu ermöglichen.

Binnenvorhäfen umfassen die Wasseroberfläche hinter der Schleuse (von der See her gesehen). Der Binnenvorhafen ist bei Häfen oft zum Wendebassin ausgebaut.

c) Hafenaußenwerke¹. Hafenaußenwerke sollen der Schifffahrt eine gegen Wind, Seegang und Strömung gesicherte Zufahrt zum Hafen ermöglichen und die Einfahrt und Zufahrt zu einem Hafen vor Verlandung schützen.

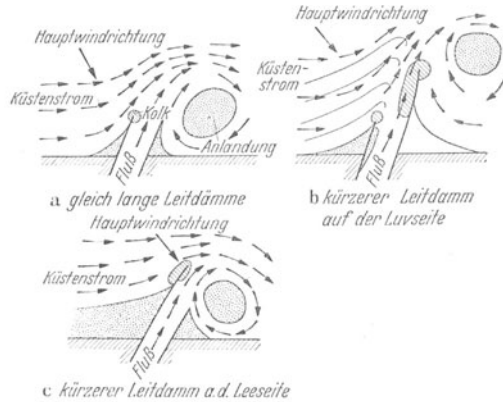


Abb. 5.

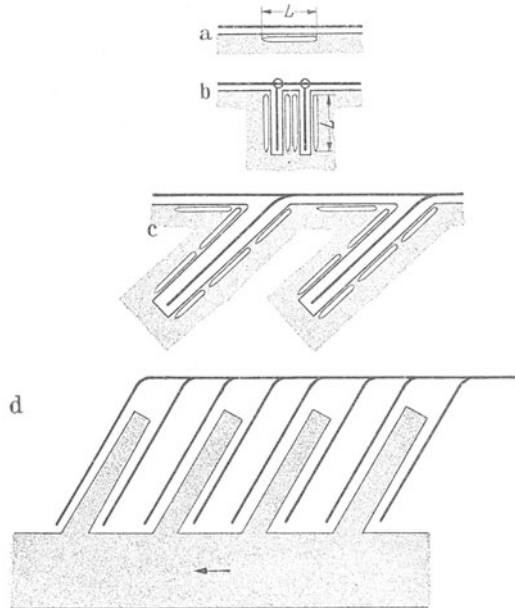


Abb. 6.

Die Arten der Hafenaußenwerke siehe Abschnitt I F. Die Hafenaußenwerke (Molen) liegen (Abb. 4) senkrecht zur Küste, gegen oder mit Wind- und Strömungsrichtung zur Küste geneigt, Flußmündungen (Abb. 5) werden zwischen parallelen

¹ XVI. Internat. Schiffahrtskongreß Brüssel 1935, Bericht 63—74. — HEISER: Bautechn. 10 (1932) S. 499.

Molen gefaßt. Im ersteren Fall ergibt sich die Richtung aus Abschnitt I A 3c und 5. Der letzte Abschnitt der Molen soll mit der Richtung der größten Ebbe- und Flutströmung zusammenfallen, wenn die Küste sandig ist.

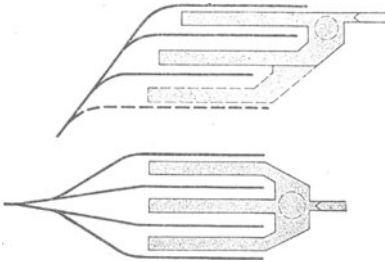


Abb. 7.

Bei Verlandungsgefahr sind die Molen bis zur neutralen Linie (S. 1080) oder weiter zu führen. In letzterem Falle unterscheidet man gleich lange oder ungleich lange Bauwerke, von denen das kürzere auf der Luv- oder auf der Leeseite liegen kann. Die genaue Form wird meist durch Versuche festgestellt.

d) Reede. Die Reede ist eine zum Anker geeignete geschützte Wasserfläche in Küstennähe, auf der unter günstigen Umständen auch Wasserumschlag betrieben werden kann. Maßgebend für die Lage, Größe und Beschaffenheit einer Reede sind: Größe und Antriebskraft der verkehrenden Schiffe, weitgehender Schutz gegen Wind, Seegang, Strömung, damit die Schiffe ohne Gefahr ankern können; ausreichende Wassertiefe für den größten Tiefgang der verkehrenden Schiffe

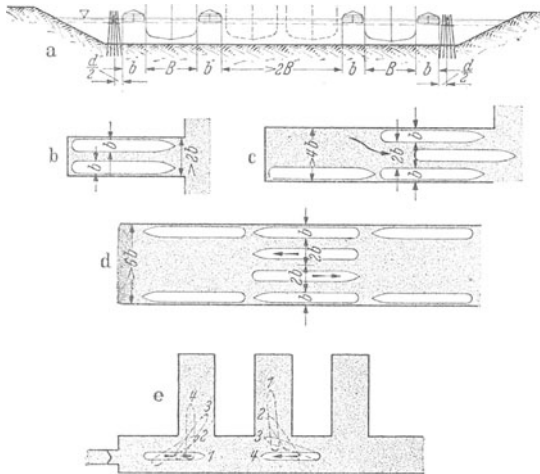


Abb. 8a—e.

auch bei NNW; geeigneter Ankergrund (sandige und bindige Böden in erreichbarer Tiefe); ausreichende Wasserfläche für mehrere Schiffe zum Schwören bei Wind- und Strömungswechsel (Schwenkradius = Länge eines Schiffes + ausgestreckter Kette und Sicherheitsabstand), zum Wenden ein- und ausgehender Schiffe mit und ohne Schlepperhilfe (Länge eines Schiffes + Trosse + Schlepper vorne und hinten); unbehinderte Ein- und Ausfahrt für die Fahrrinne; Ausbaufähigkeit.

Die Reede wird natürlich oder künstlich durch Molen und Wellenbrecher gebildet. Sie wird durch Seezeichen begrenzt und gegebenenfalls durch Baggerungen tief gehalten.

e) **Hafenbecken.** Für die Lage und Richtung des Hafenbeckens ist ein unbehinderter Schiffsverkehr, eine günstige Gleisentwicklung und eine wirtschaftliche Ausnutzung der Wasser- und Landflächen maßgebend.

Die Hafenbecken werden parallel, senkrecht oder schräg zum Ufer angeordnet (Abb. 6 u. 7). *Abmessungen der Hafenbecken* (Abb. 8): Man wählt für die Länge mindestens 1—2 Schiffslängen L , für die Breite bei reinem Landumschlag mindestens 3—4 Schiffsbreiten B (Abb. 8 b u. c). Bei Wasserumschlag sind die Breiten der neben den Seeschiffen liegenden Binnenschiffe b , bei langen Hafenbecken mindestens 2 weitere Schiffsbreiten (Abb. 8 d) hinzuzufügen (Abb. 8 a). Die Tiefe beträgt bei dem niedrigsten Hafenwasserstand mindestens 0,5 m unter dem Schiffsboden.

B. Stückguthäfen¹.

1. Das Stückgut.

Stückgüter sind in Bündeln, Kisten, Ballen, Säcken oder Fässern verpackte (z. B. Baumwolle, Obst, Reis, Tabak, Kaffee, Metalle, Maschinen, Profilstahl u. a.) oder lebende Güter (Vieh und Geflügel). Stückgüter sind hochwertige Güter, die schnell befördert werden müssen, und werden daher vorwiegend auf bzw. von Eisenbahn und Lastwagen umgeschlagen. Stückgütersendungen werden an zahlreiche Empfänger gerichtet. Sie müssen also vor der Zustellung in besonderen Schuppen (Stückgutschuppen) geordnet werden.

2. Der Weg des Stückgutes.

Man unterscheidet folgende Beförderungswege. Einfuhr: *Erster Fall* (Regelfall): Umschlag von Schiff in Schuppen: Stapeln und Ordnen im Schuppen (kurzer Aufenthalt, etwa bis 2 Tage). Weiterbefördern aus dem Schuppen zum Speicher (langer Aufenthalt) oder unmittelbarer Versand durch Eisenbahn oder Lastkraftwagen (seltener).

Zweiter Fall: Umschlag von Schiff zu Schiff (reiner Stromumschlag: Lage des Seeschiffes am Dalben, auf beiden Seiten Binnenschiffe).

Umschlag teils auf Schiff, teils auf Land (Lage des Seeschiffes am Kai), und zwar auf Bahn oder Lastwagen (hauptsächlich sperrige, schwere oder gefährliche Stückgüter).

Ausfuhr: *Erster Fall* (Regelfall). Umschlag von Bahn bzw. Lastwagen und Binnenschiff in Schuppen. Umschlag von Schuppen in Seeschiff.

Zweiter Fall: Unmittelbarer Umschlag von sperrigen, schweren oder gefährlichen Gütern aus Bahn oder Kraftwagen und Binnenschiff in Seeschiff.

3. Folgerungen für die Gestaltung des Kais.

a) **Kaiquerschnitte** (Abb. 9). Die Kaioberkante liegt stets hochwasserfrei. Beim Umschlag von Schiff zu Schiff können die Ufer geböscht sein und sind mit Anlagen zum Festmachen der Schiffe (Dalben aus Holz, Stahl oder Beton und Bojen), Leitern, Treppen und Haltevorrichtungen² versehen.

Der Umschlag zwischen Schuppen und Seeschiff verlangt Umschlagsgeräte am Kai oder auch Umschlagsgeräte auf dem Schiff. Der Umschlag von Schiff auf Bahn erfordert mindestens ein Gleis (im Durchschnitt bis zu 3 Gleise an der Kai Vorderkante, davon ein Verkehrsgleis). Für den Umschlag zwischen Schuppen und Bahn können die Gleise entweder an der Wasser- oder an der Landseite oder auch zu beiden Seiten des Schuppens liegen. Bei Platzmangel werden die Gleise nicht an die Kajen, sondern zum Teil in die Schuppen selbst geführt. Der Umschlag zwischen Schiff und Lastwagen verlangt eine Fahrstraße an der Kaje, der Umschlag zwischen Schuppen und Lastwagen eine Straße an der Landseite des Schuppens und Aufstellflächen zwischen oder in den Schuppen.

¹ WENDEMUTH-BÖTTCHER: Der Hafen von Hamburg, Hamburg 1931. — Die Entwicklung der Bremischen Hafenanlagen bis 1928. Sonderdruck aus Jb. Hafenbautechn. Ges. 1926. — BOLLE, A.: Hafenanlagen für Stückgutumschlag, Berlin 1941. — BOER, F.: Das Schiffbuch, Berlin 1937.

² BAUMEISTER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 14 (1934/35) S. 238. — HEDDE: Werft, Reed. Hafen 17 (1936) S. 169.

Die Speicher liegen unmittelbar hinter den Schuppen oder getrennt von den Schuppen in einem besonderen Hafenviertel.

Man unterscheidet folgende grundsätzliche Ausbildungen der *Kaiquerschnitte*:

1. *Klassische Bauweise* (Abb. 9 a u. b): Senkrechte Ufereinfassung, kaisseitige Kranbahn mit 0,75—1,50 m Abstand von der Kaikante, 2—4 Gleise vor dem

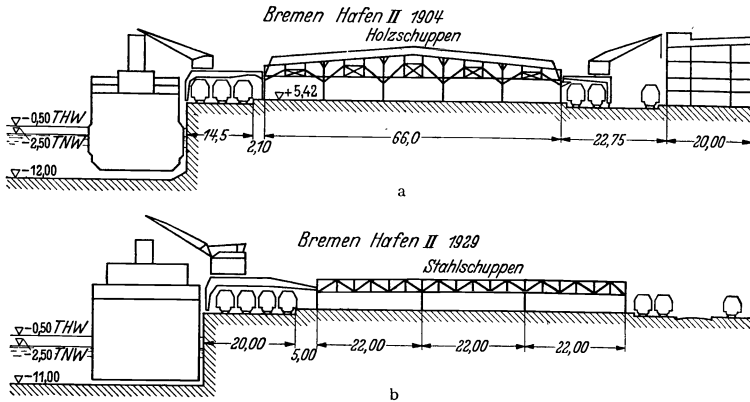


Abb. 9 a und b.

Schuppen (Gleisabstand 4,50 m). Die Kaibreite vor dem Schuppen beträgt insgesamt bis etwa 20 m, je nach Anzahl der Gleise. Das erste Gleis ist Ladegleis mit einem Abstand von der Vorderkante Kaimauer von 2,70—4,00 m, das zweite bzw. dritte Gleis dient als Verkehrsgleis, das dritte oder vierte Gleis

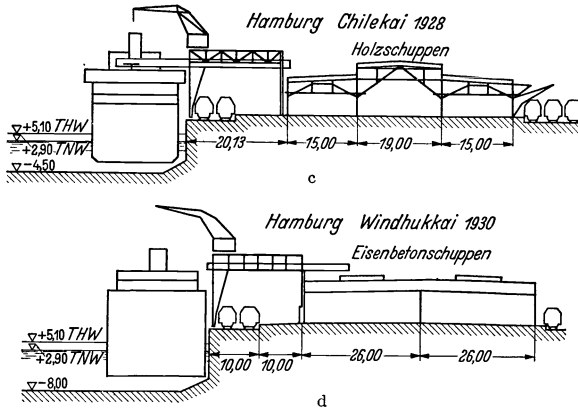


Abb. 9 c und d.

als Ladegleis. Die Gleise sind zum Teil eingepflastert, um auch Lastwagen an den Kai heranfahren zu lassen. Die Rampe ist 2—9 m breit und liegt 1,1 m über S.O., der Kaischuppen ist 25—66 m breit, je nach der Größe der hauptsächlich verkehrenden Dampfer. Es folgen dann: eine Rampe; 1—3 Gleise hinter dem Schuppen, wovon das erste wieder Ladegleis, die anderen Verkehrsgleise sind. Die landseitigen Gleise können bei kleinerem Eisenbahnumschlag auch fehlen, wenn die 3 vorn liegenden Gleise genügen. Weiter folgt eine Ladestraße bis zu 10 m Breite, je nach Größe des Verkehrs, 1 Speichergleis, ein Speicher von etwa 20 m Breite und

gegebenenfalls 1—2 Gleise hinter dem Speicher. Die Gesamtbreite der ausgebauten Kais beträgt etwa 100—135 m.

2. *Hamburger Bauweise* (Abb. 9c u. d): Uferbefestigung (meist Kaimauern), Straße vor dem Schuppen mit 1—2 eingepflasterten Gleisen: 6—10 m breit, Rampe: bis zu 10 m breit, etwa 1 m über Schienenoberkante, Kaischuppen: i. M. bis 50 m breit, bis zu 3 Gleisen hinter dem Schuppen: bis zu 16 m breit, Ladestraße: bis zu 12 m breit, Gesamtbreite der ausgebauten Kais: 90—100 m, Breite einer Kaizunge: 160—180 m.

3. *Pierbauweise*. Ihr Kennzeichen ist geringer Platzbedarf, zum Teil ein Verzicht auf maschinellen Umschlag und auf Eisenbahnanschluß. Die Gleise werden

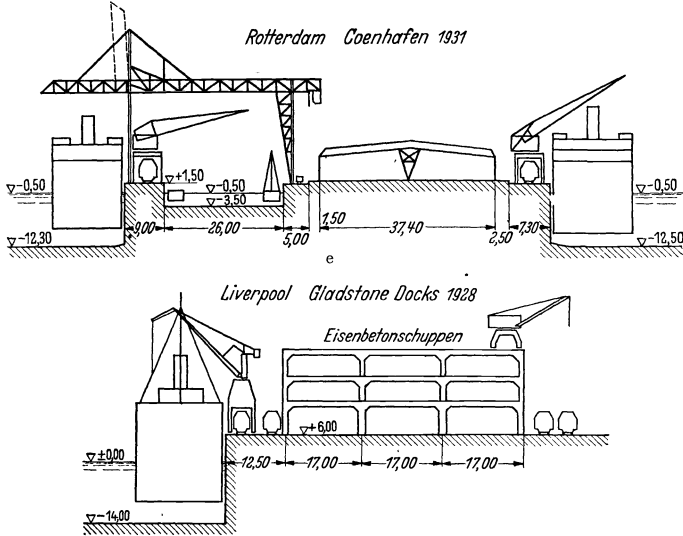


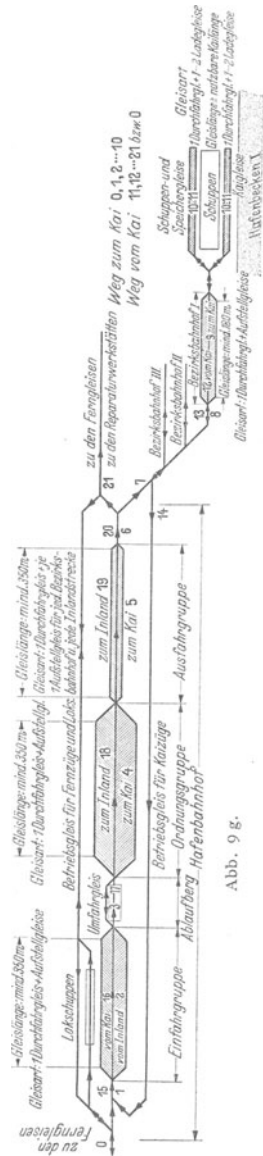
Abb. 9 e und f.

auch unmittelbar in den Schuppen eingeführt. Der Querschnitt gliedert sich in: die Piereinfassung, den Verkehrsstreifen von 1—3 m Breite, je nach Umschlaggeräten, den (meist zweistöckigen) Schuppen von 20—40 m Breite, den Verkehrsstreifen von 1—3 m Breite und die Piereinfassung.

b) *Gleisanlagen*¹. Man unterscheidet Übergabebahnhöfe der Reichsbahn, Hafenbahnhöfe, Bezirksbahnhöfe und Kaiaufstellgleise (Abb. 9g). Der Weg der Züge ist folgender: Die einlaufenden Fernzüge gelangen zunächst in den Hafenbahnhof (Eingangsgruppe). Von dort laufen die Wagen über einen Ablaufberg in die Ordnungsgruppe (Eingangsgruppe), wo sie zu Zügen, die für die einzelnen Kaistrecken bestimmt sind, zusammengestellt werden. Die Züge werden in den Bezirksbahnhöfen gestapelt. Von hier aus werden sie zu den Zugwechselzeiten auf die Kaistrecken geschoben. Die Züge, die den Kai verlassen, werden durch Loks zuerst in die Bezirksbahnhöfe gezogen und dort gestapelt. Sowie der Betrieb es erlaubt, werden sie in die Ordnungsgruppe (Ausgangsgruppe) befördert. Von dort aus werden die Wagen mittels Loks über den Ablaufberg in den Hafenbahnhof (Ausgangsgruppe) verschoben und dort nach ihren Bestimmungsorten zu Fernzügen zusammengestellt. Die Fernzüge müssen jederzeit ein- und ausfahren können, ohne daß der übrige Verkehr behindert wird. Fahrgastzüge werden unmittelbar vom Kai an den nächsten Personbahnhof gefahren. Deswegen ist eine unmittelbare Verbindung zwischen den Kajen und den Ferngleisen notwendig.

¹ XV. Internat. Schifffahrtkongreß, Venedig 1931, Bericht 64—71. — CAUER: Eisenbahnausrüstung der Häfen. Berlin 1921. — HIRSCH: Die Eisenbahnausrüstung der Häfen. Duisburg 1922.

Die Zustellung und Abholung der Wagen am Kai erfolgt nur außerhalb der Lösch- und Ladebetriebszeiten (morgens, mittags, abends) durch Lokomotiven.



Eine sofortige Wiederbeladung gelöschter Wagen und umgekehrt ist meist nicht möglich. Volle Wagen gehen leer zurück, leere voll. Die Zuglänge richtet sich nach der Länge der vor dem Kai liegenden Schiffe, ferner danach, ob gleichzeitig mehrere Schiffe hintereinander am Kai liegen oder nicht. In letzterem Falle können die Züge länger sein als die Schiffe. Durchschnittslängen sind: 12 bis 18 Waggons je Zug. Diese müssen bei zweimaligem täglichen Zugwechsel ausreichen, um den vorhandenen Umschlag Schiff/Bahn und umgekehrt zu bewältigen. Reicht hierfür ein Ladegleis nicht aus, so ist ein zweites oder drittes anzuordnen (4 Züge/Tag bzw. 6 Züge/Tag). Außerdem ist ein Durchlaufgleis erforderlich.

Für die Anzahl der Schuppen- und Speichergleise gilt das gleiche, nur kann bis zu einem gewissen Grade eine Wiederbeladung gelöschter Waggon stattfinden je nach dem Verhältnis von Einfuhr zu Ausfuhr. Die Zuglänge richtet sich nach der Schuppenlänge.

Der Gleisabstand beträgt 4,50 m, der Abstand der Weichenverbindungen etwa gleich einer Schiffslänge 100 bis 200 m. Am Ende des Kais und unter Umständen zwischen den Schuppen befinden sich Schiebebühnen und Drehscheiben. Zur Vorderseite und Hinterseite des Schuppens gibt es nur ein Zuführungsgleis. Der kleinste Halbmesser der Gleisanlagen beträgt 180 m. Der Bezirksbahnhof hat die doppelte Menge der Züge, die tagsüber auf den Kai- und Schuppengleisen stehen, aufzunehmen, nämlich sowohl die Züge, die zum Kai gehen sollen, als auch die Züge, die vom Kai kommen. Am besten ordnet man je Zug ein Gleis und außerdem mindestens ein Durchlaufgleis an. Für Höchstbelastungen ist ein Zuschlag zu machen, der von der Leistungsfähigkeit der Umschlagsgeräte am Kai abhängt.

Die Ordnungsgruppe nimmt die Züge aus allen Bezirksbahnhöfen auf. Da diese jedoch nicht gleichzeitig einlaufen, brauchen nicht für alle Züge Gleise vorhanden zu sein. Die Anzahl richtet sich danach, für wieviele verschiedene Kai- bzw. Schuppenstrecken in einem Fernzug Wagen enthalten sind. Die Gleislänge kann größer als beim Bezirksbahnhof gewählt werden (etwa 300 m). Aus der Anzahl der verkehrenden Züge ist die Zeit zu berechnen, die für die einzelne Rangierbewegung bei durchgehender Arbeitszeit von etwa 8 Stunden zur Verfügung steht.

Der Hafenbahnhof muß dieselbe Anzahl Wagen aufspeichern wie die Ordnungsgruppe. Dazu kommen Gleise für den ungehinderten Fernverkehr und Durchlaufgleise. Die Zeiten, die zur Verfügung stehen, sind auch hiernach zu prüfen.

Zwischen Hafenbahnhof und Ordnungsgruppe wird ein Ablaufberg eingeschaltet. Die einzelnen Bahnhöfe können fortlaufend oder mit Übereckverkehr (Sägebewegung durch Ausziehleise) angeordnet werden. Meist ist das Letztere wegen Platzmangel der Fall.

c) **Straßenanlagen.** Die Breite der Zufahrtstraßen beträgt 9—15 m, der Verbindungsstraßen im Hafengebiet 6—9 m, der Ladestraßen i. M. 9—12 m. Die Zufahrtstraßen werden bei Freihäfen wegen der Zollkontrolle zusammengefaßt. Die Zahl der Überbrückungen in Häfen ist einzuschränken; sie werden häufig durch Tunnel oder durch Fähren ersetzt¹.

Die Ladestraßen an der Kaikante dienen dem Umschlag Lastwagen—Schiff². Ausgeplasterte Eisenbahngleise ermöglichen gleichzeitig Lastwagen- und Eisenbahnverkehr, aber nur soweit der Eisenbahnverkehr es zuläßt.

Am häufigsten liegen die Ladestraßen vor Kopf bzw. zwischen den Schuppen. Die Kreuzung der Straßen mit der Eisenbahn erfolgt meist schienengleich und ohne besondere Schutzvorrichtungen. Bei starker Inanspruchnahme der Schuppenseiten durch Eisenbahnumschlag werden die Straßen durch Schuppenhöfe³ erweitert, die für den Lastwagenverkehr bestimmt sind. Für die Aufstellung der Kraftfahrzeuge sind Parkplätze vorzusehen.

4. Die Aufenthaltsräume des Stückgutes.

a) **Das Schiff.** Für die Ausbildung der Kaiflächen ist von Einfluß:

a) die Größe der anliegenden Dampfer⁴ (s. Tabelle 1).

Tabelle 1.

Schiffsabmessungen: Seeschiffe	Länge m	Breite m	Tiefgang m	BRT
<i>1. Schnelldampfer:</i>				
Queen Elizabeth (30 Knoten)	308	36,5	12,0	85 000
Queen Mary (29 Knoten)	298	36,1	11,8	81 200
Normandie (30 Knoten)	300	35,8	11,6	83 400
Leviathan (Vaterland)	290	30,5	12,0	54 300
Liberté (Europa, 27 Knoten)	274	31,0	10,3	51 700
Rex (27 Knoten)	268	29,6	10,0	51 000
<i>2. Kombinierte Fahrgast- und Frachtschiffe:</i>				
Cap Arcona (19 Knoten)	196	15,8	8,7	27 600
New York (19 Knoten)	197	22,1	9,9	22 300
Deutschland (19 Knoten)	197	22,0	8,5	21 000
Potsdam (21 Knoten)	184	22,6	9,1	17 500
Windhuk (18 Knoten)	167	22,1	9,6	16 700
Patria (17 Knoten)	171	22,6	7,8	16 600
Monte Rosa (14 Knoten)	152	20,0	8,1	13 900
Nyassa (14 Knoten)	141	17,6	9,1	9 000
<i>3. Große Erz- und Tankschiffe:</i>				
Svealand (11 Knoten)	171	22,0	9,9	15 300
D. L. Harper	159	21,5	9,0	12 300
Persephone	143	19,3	8,2	8 400
<i>4. Frachtschiffe:</i>				
Frachtdampfer, allgemeine Angaben (runde Zahlen)	160	19,0	9,0	12 000
	150	17,5	8,4	10 000
	140	17,0	8,0	8 000
	120	15,0	7,5	5 000
	100	12,5	6,5	3 000
	60	9,5	4,0	1 200
	50	7,5	3,5	600
Scheer (15 Knoten)	145	18,9	8,5	8 300
Taronga (16 Knoten)	148	18,7	8,4	7 000
Rheinland (13 Knoten)	138	18,1	7,8	6 600
Lech (14 Knoten)	109	15,3	6,5	3 300

¹ Kress: Bauing. 18 (1937) S. 218.

² Jb. Hafentechn. Ges. 17 (1939) S. 133.

³ Jb. Hafentechn. Ges. 9 (1926) S. 136.

⁴ Nähere Angaben s. GRÖNER: Taschenbuch der Handelsflotten. München 1940.

Tabelle 1 (Fortsetzung).

Schiffsabmessungen: Seeschiffe	Länge m	Breite m	Tiefgang m	BRT
Feronia	54	9,3	4,3	1025
Jupiter	58	7,9	3,6	762
Theseus	68	10,0	4,4	1350
Minerva	110	14,5	5,8	3065
<i>5. Fischdampfer:</i>				
Fischdampfer (allgemeine Angaben) . .	37,8	7,3	3,7	270
	42,0	7,6	4,1	350
	43,0	8,0	4,2	400
	46,5	8,0	4,2	450
	50,0	8,3	4,2	500
<i>6. Fischlogger:</i>				
Fischlogger (allgemeine Angaben) . .	30,0	7,0	2,6	200
<i>7. Fischkutter:</i>				
Fischkutter (allgemeine Angaben) . . .	17,5	5,0	2,0	33
	24,0	6,4	2,8	75
	24,3	6,3	2,1	71
	28,0	6,5	3,0	100
<i>8. Seeschlepper und Hafenschlepper:</i>				
Bubendey	68	10,0	2,9	850
Seefalke	59	9,0	4,4	570
Protector	59	9,0	3,4	560
Wendemuth Loewer	45	8,5	4,1	400
Kleinere Schlepper	15—45	3,0—6,0	1,5—4,5	50—500

β) Die durchschnittliche Ladung eines Schiffes in Gewichtstonnen¹.

Sie hängt von der Art des Gutes ab (s. Tabelle 2).

γ) Die durchschnittliche Ausnutzung der Dampfer.

δ) Der Bestimmungsort der Ladung (d. h. ob die gesamte Ladung im Hafen geladen bzw. gelöscht wird oder ob durchschnittlich die Ladung sich auf mehrere Häfen verteilt).

ε) Die Zusammensetzung der Ladung. Hier ist zu unterscheiden zwischen:

1. Frachtdampfern mit ausschließlicher Stückgutladung.
2. Frachtdampfern mit teilweiser Stückgut- und teilweiser Massengutladung.
3. Fahrgastdampfern mit teilweiser Stückgutladung.

Die Schiffe können entweder regelmäßig eintreffen (Linien-schiffahrt) oder fallweise (Trampschiffahrt). Da bei stärkerem Raumgehalt die Dampfer stärker in die Breite wachsen als in die Länge, sind die Abmessungen des Hafens bei gleichem Jahresumschlag für folgende Fälle zu berechnen:

1. größte Schiffe ergeben größte Hafenbreite;
2. kleinste einlaufende Schiffe ergeben größte Hafenlänge.

Die wirkliche Hafenlänge ist sodann auf Grund des Anteils großer und kleiner Schiffe, die sich jeweils zu gleicher Zeit im Hafen vorfinden, festzusetzen. Grenzwerte von Hafenbeckenabmessungen:

Bei Land- und Wasserumschlag Länge 600—1200 m

Breite 190—220 m

Bei Landumschlag Länge bis 2000 m

Breite 100—120 m

Bei Piers sind die Becken infolge Platzmangels oft kürzer, etwa 300—400 m. Die Behandlung eines einkommenden Schiffes geht folgendermaßen vor sich²:

1. Die Voranmeldung des Schiffes erfolgt durch die Reederei oder den Schiffsmakler.
2. Der Liegeplatz wird durch die Kaiverwaltung bzw. den Hafenkaptän bestimmt.

¹ Angaben s. GRÖNER: Taschenbuch der Handelsflotten. München 1940.

² Hamburger Freihafen-Lagerhausgesellschaft, 750 Jahre Hamburger Hafen. Hamburg 1939.

Tabelle 2: Stauraumangaben¹ für einige Ladungen: (m³/t)

Balken, Buche	etwa 1,45
Eiche	1,13—1,34
Tanne	1,85
Baumwolle, Ballen, ägyptische, ungepreßt	4,8 —5
„ „ gepreßt	2,4 —2,6
„ amerikanische, ungepreßt	5,1 —5,4
„ „ gepreßt	2,3 —3,2
„ ostindische, ungepreßt	2,4 —2,8
„ „ gepreßt	1,5 —1,9
Brennholz, lose (je nach Feuchtigkeit)	2,2 —3,2
Braunkohle, Schüttladung	1,41
Zement	1,05—1,1
Kopra	2,2 —2,41
Eisen, Stücke, lose	0,27
Erze, Gewicht und Masse sehr verschieden, in großen Mengen und als Schüttladung	0,4 —0,9
Früchte	2,5
Getreide, Buchweizen	1,5 —1,86
Gerste	1,15—1,7
Hafer	2,0 —2,27
Mais	1,39—1,48
Reis	1,2 —1,52
Roggen	1,34—1,5
Weizen	1,26—1,5
Kaffee, Säcke	1,4 —1,7
Mattensäcke	2,2 —2,4
Kalisalze	0,85—0,95
Kohle	1,13—1,34
Kupfer, Stücke	0,2 —0,284
Fässer	0,3 —0,5
Kupfererz, Säcke	0,51—0,57
Mauersteine	0,57—0,6
Öl, Tankladung	1,1 —1,2
Tabak, Kisten	1,2 —3
Fässer	2 —4,2
Ballen	1,8 —4

3. Nach Ankunft werden zunächst die Luken abgedeckt.

Schiffslänge	BRT	Mittl. Anzahl der Luken
74 m	2000	4
124 m	5000	5
153 m	10000	7

Mittlere Abmessungen der Luken: Länge 8—10 m, Breite 4—6 m.

Auf eine Luke werden je 2 Krane aufgestellt und die Ladung gelöscht. Die Kaischuppenfläche wird nach dem eingereichten Ladungsverzeichnis so eingeteilt, daß beim Löschen die Ladung gleichzeitig ausgesucht wird.

4. Die ausgehenden Schiffe laden am gleichen Schuppen oder verholen zu einem anderen Liegeplatz. Diese Trennung von Empfang und Versand ist nur bei Häfen mit sehr großem Verkehr möglich.

b) Eisenbahn und Lastwagen. Länge der Güterwagen bei 10 t 8,8—9,3 m, bei 15 t 9,3—12,8 m,

Abmessungen der Lastwagen bei 6,5 t Länge 8,1 m, Breite 2,5 m.

Anhänger	9 t	„	9,7 m,	„	2,4 m.
	12 t	„	10,2 m,	„	2,5 m.

¹ Siehe auch MÜLLER-KRAUSS: Handbuch für die Schiffsführung, S. 437, 448. Berlin 1938.

c) Schuppen¹.

α) Anforderungen. Es sollen weite zusammenhängende Flächen mit wenig Stützen und gleichmäßiger Helligkeit überdacht werden.

β) Abmessungen. Die Längen betragen 200—400 m. Die Länge des Schuppens soll mindestens gleich der Länge der anliegenden Schiffe sein. Die Breiten betragen bis rd. 70 m, für mittlere Schiffe 30 m, für große Schiffe 50 m.

γ) Schuppenfläche. Überschläglich rechnet man auf 1 m² Schuppenfläche 1—2,5 t Belastung zuzüglich 30 % Schuppenfläche für Karrwege, Wagen usw. Die Berechnung der Schuppenfläche geschieht unter der Annahme, daß die Güter spätestens nach 2 Tagen weiterbefördert werden. Dabei muß bekannt sein, wieviel Ladung auf die Einfuhr und die Ausfuhr entfällt, ferner wieviel Ladung in den Schuppen zwischengelagert wird. Ferner hängt die Größe der Schuppenfläche von der Anzahl und Leistungsfähigkeit der Umschlaggeräte ab.

Allgemein muß der Schuppen mindestens eine Nutzfläche aufweisen, auf der die Ladung eines Schiffes an Ein- und Ausfuhr untergebracht werden kann.

Häufig müssen aber die Lagerplätze (Schuppen, Speicher, Silos) einen größeren Raum erhalten, um Unregelmäßigkeiten der An- und Abfuhr auszugleichen.

Man ermittelt den Speicherraum rechnerisch oder graphisch durch die Summenlinie. Man zeichnet eine Summenlinie für die Anfuhr und eine Summenlinie für die Abfuhr über die einzelnen Monate des Jahres. Die größte Differenz beider Linien ergibt den Speicherbedarf an. Häufig ist das Verhältnis zwischen Speicherbedarf und Jahresmenge des Guts konstant. So wird z. B. bei manchen Gütern 15 % der Jahresmenge gespeichert. Oft muß für besondere Zwecke zusätzlicher Lagerraum bereit gehalten werden.

Eine Übersicht über die Ausnutzung des Lagerraumes gibt die Anzahl t, die in einem Jahr auf einem m² Fläche liegen. Diese Zahl beträgt z. B. in Bremen bei Stückgutanlagen 8 t/m². Der Lagerraum liegt also zeitweise unbenutzt, denn bei $p = 1 \text{ t/m}^2$ bedeutet das achtmaligen Wechsel im Jahr oder eine durchschnittliche Lagerdauer von 250:8 ~ 30 Arbeitstagen, also bedeutend länger als das Gut tatsächlich liegt.

Die einzelnen Schuppen werden durch Brandmauern unterteilt. Der lichte Abstand zwischen den Schuppen beträgt i. M. 20—30 m.

δ) Bauweise. Als Baustoff für den Hochbau kommen Holz und Mauerwerk, Stahl und Mauerwerk und Eisenbeton (Schalenbauweise) in Frage. Man baut die Schuppen meist geschlossen mit Laderampen. Offene Schuppen ohne Laderampen mit Bahneinführung finden sich im Ausland. Die Schuppentore werden als Schiebetore (Freilegung der halben Schuppenlänge) und Klappstore ausgeführt. Die Schuppen werden durch Quer- (Mützen) oder Längsbänder beleuchtet. (Querbänder mit Lichtfläche = $\frac{1}{3}$ Dachfläche, Längsbänder mit Lichtfläche = $\frac{1}{20}$ Dachfläche.) Die erforderliche Beleuchtung hängt von der Ware, die im Schuppen geordnet wird, ab. Baumwolle z. B. braucht viel Licht. Der Feuerchutz erfolgt durch Imprägnierung oder eine Sprinkleranlage. Die Schuppen sind meist eingeschossig wegen bequemen Transportes der Ladung, hoher Belastung der Grundfläche und der Möglichkeit, weite Räume ohne schwere Konstruktionen überspannen zu können. Es kommen etwa 300—400 m² Schuppenfläche auf eine Stütze. Die Höhe der Schuppen richtet sich nach der Art der Stapelung und beträgt bis Konstruktionsunterkante Dachstuhl 4—6 m, unter Dachfirst etwa 8—10 m. Die Stapelhöhe ohne maschinelle Hilfsmittel ist auf 1,5—2,0 m begrenzt, mit Stapelwinde erreicht man bis 6,0 m. Als Lasten treten für die Stützen lediglich das Eigengewicht des Daches und der Wände, sowie Schnee und Wind auf. Der Fußboden aus Hartholzdielen liegt unmittelbar auf. Bei schlechtem Baugrund ist eine Sandauffüllung erforderlich. Die auf den Erdboden gelegten Dielen können bis über 8 t/m² belastet werden.

d) Der Speicher². Die Längen sind, wie bei den Schuppen, stark veränderlich, die Breiten betragen 20—30 m, die Geschoßhöhen i. M. 3 m. Die Zahl der Ge-

¹ SIEVEKING: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 15. — HEEMSHERCK VAN BEEST: Jb. Hafenbautechn. Ges. 10 (1927) S. 164. — BROCKMANN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 9 (1926) S. 194.

² FABRICIUS: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 21; 11 (1928/29) S. 67.

schosse belüftet sich außer Keller und Erdgeschoß bis auf 6 Böden. Man rechnet durchschnittlich bis $1,8 \text{ t/m}^2$ Belastung. Die Brandmauern teilen jeweils höchstens 400 m^2 Grundfläche ab.

5. Die Umschlaggeräte für das Stückgut¹.

Auf dem Schiff sind in Häfen ohne maschinelle Ausrüstung (z. B. Amerika) Ladebäume mit Schiffswinden erforderlich. Deren Tragfähigkeit beträgt 5—40 t, neuerdings vereinzelt bis zu 120 t.

Von Schiff zu Schiff verwendet man außerdem Schwimmkrane, beim Umschlag von Schiff in den Schuppen benutzt man ebenfalls die Ladebäume oder landfeste Krane: Wandkran (an Piers), Derrickkran, Drehscheibenkran und als Schwerlastkrane mit 10—250 t Tragf. den Turmdrehkran und Hammerkran, oder fahrbare Krane: Vollportalkran, Halbportalkrane bei Schuppen, die als einfacher Drehkran mit starrem Ausleger (alt), oder als Drehkran mit veränderlichem Ausleger (Wippkran, Einziehkran) ausgebildet werden.

Kaikrane finden sich in Deutschland in bis zu 20 m mittlerem Abstand. Die Leistungsfähigkeit von Umschlagsanlagen beträgt i. M. 40—70 t/Tag bei 8 Stunden je Gerät, die durchschnittliche Tragfähigkeit von Stückgutkränen 1,5—3 t, einzeln auch 5 t, die Fahrgeschwindigkeit der Krane 0,25—0,50 m/sec, die Hubgeschwindigkeit 0,50—1,50 m/sec, die Drehgeschwindigkeit 2 m/sec, die Hakenhöhe über der Kaikante 8—12 m, die Höhe der Kopffrolle 12—20 m über Kaikante, die Ausladung der Krane i. M. 8—12 m, max. bis 35 m und die Spitzenleistung eines Stückgutkrans 200—250 t/Tag, bei 25 Spielen in der Stunde. Die senkrechten Raddrücke betragen bei 3 t-Kranen 20—40 t wasser- und 10—20 t landseitig, wenn je Ecke ein Rad angeordnet ist. Von 4 Rädern werden 2 angetrieben. Für schwere Güter sind feste Krane bis 25 t an einzelnen Stellen zwischengeschaltet. Die Kranschiene liegt 0,50—1,50 m von der Vorderkante Kaimauer entfernt. Im Schuppen benutzt man als Fördergeräte im Handbetrieb Karren (Stechkarre, Vierradkarre, Fellwagen, Kippballenwagen, Faßkarre). Außerdem finden sich Elektrokarren mit Akkumulatorenbatterie (Tragfähigkeit 1,5 t). Als Stapelgeräte kommen die elektrische Stapelwinde bis 6 m Höhe, die Elektrokranne mit Wippauslegerkran, die elektrische Hubkarre für Schwergüter, Förderbänder und Elevatoren in Frage.

Für den Umschlag vom Schuppen auf Bahn- oder Lastwagen verwendet man elektrische Wandkrane, Derrickkrane und Halb-Vollportalkrane wie zwischen Schiff und Kai. Von Schiff auf Schiff Dampferladeschirr, Schwimmkrane, schwimmende Dampfwinde oder vorgezogene Verladebrücken mit Liegeplatz für Binnenschiffe. Im Speicher werden elektrische Winden und Aufzüge benutzt.

6. Umschlaganlagen für Holz.

Die ankommenden Flöße werden im Wasser gelagert. Daher ist der Bedarf an Wasserflächen groß. Am Ufer befinden sich große Lösch- und Liegeplätze mit und ohne Schuppen. Die Ufereinfassung ist senkrecht oder geböschet. Die Stapelhöhe von Schnittholz beträgt etwa 6 m, der Flächenbedarf 1 m^2 je 2 Festmeter. Als Raummaße sind gebräuchlich 1 RT = $2,833 \text{ m}^3$, 1 Standard = $4,672 \text{ m}^3$ (Ostseehandel), 1 Faden = 6 Fuß = $6,1165 \text{ m}^3$ (Großbritannien und Dominien).

7. Leistungsfähigkeit der Kaistrecke.

Beträgt die Anzahl der Arbeitstage zu 8 Stunden im Jahr t und befinden sich n Krane auf der Kaistrecke, so können als Höchstwert im Jahre umgeschlagen werden:

$$J = \frac{tn(E + A)}{\frac{E}{k_1} + \frac{A}{k_2}}$$

in Gewichtstonnen. Dabei bedeuten E = mittlere Beladung der ankommenden, A = mittlere Beladung der ausgehenden Schiffe in t, k_1 = Tagesleistung eines

¹ WUNDRAM, O.: Mechanische Hafenausrüstungen. Berlin 1939.

Umschlagsgeräts beim Löschen des Schiffes in t und k_2 dasselbe beim Laden. Von der Gesamtmenge J ist Einfuhr $J_E = J \frac{E}{E+A}$ und Ausfuhr $J_A = J \frac{A}{E+A}$. Demgegenüber steht als Erfahrungswert für die durchschnittliche Leistungsfähigkeit 300—500 t/m Kai im Jahr.

Wenn J_E und J_A gegeben und die Anzahl der erforderlichen Schiffe S gesucht ist, dann ist $S = \frac{J_E}{E}$ oder $\frac{J_A}{A}$, je nachdem welcher Wert der größere ist. Die erforderliche Kailänge ist dann $L = \frac{S l}{t} \left(\frac{E}{k_1} + \frac{A}{k_2} \right)$, wobei $l = \frac{L}{n}$ = mittlere Entfernung der Umschlagsgeräte ist. Hierbei ist Voraussetzung, daß alle Krane mit Durchschnittsleistung arbeiten.

C. Fahrgasthäfen¹.

1. Der Weg des Fahrgastes.

Gepäck und Reisende werden getrennt.

Beim Übergang von Schiff an Land erfolgen bei Ankunft die Gesundheitskontrolle (Quarantäne) und Paßkontrolle auf dem Schiff und die Zollkontrolle an Land. Sodann benutzen die Fahrgäste die Eisenbahn, den Kraftwagen oder Flugzeug. Bei der Abfahrt gehen sie unmittelbar von der Eisenbahn oder dem Kraftwagen auf das Schiff über. Beim Übergang von Schiff auf Schiff werden die Fahrgäste mit Gepäck und Post auf der Reede getendert.

2. Folgerungen für die Gestaltung des Kais.

a) **Anforderungen bei Übergang an Land.** Die Landungsmöglichkeiten sollen zu jeder Zeit vorhanden sein, es darf also trotz des großen Tiefganges der Dampfer keine Behinderung durch niedrige Wasserstände eintreten. Die Anschlußverbindungen der Eisenbahn und der Straßen müssen reibungslos arbeiten. Flugzeugverbindungen sind ebenfalls erforderlich. Die Bahnhofsanlagen und Abfertigungsgebäude enthalten Wasch- und Restaurationsräume für Reisende, Räume für den Eisenbahnbetrieb, Polizei, Quarantänearzt, Zollabfertigung, Gepäck, Post, ferner Räume für die Bedienung, die Schifffahrtsgesellschaften und Banken. An Nebenanlagen sind erforderlich reichhaltiges Umschlaggerät, Kraftwagendienst, Tankstellen, Parkplätze, Bunkerungsanlagen für die Dampfer, Wasserzapfstellen für große Abgabeleistungen, Dock- und Reparaturanlagen, Rettungs-, Feuerschutz- und Fernsprechanlagen.

b) **Anordnung der Fahrgastanlagen.** Beim Überseeverkehr unterscheidet man zwischen ausgebauten Ufern, Pieranlagen und Molen, vorgebauten Landungsstegen, Schwimmpontons, schwimmenden Landungsstegen und Tendorkehr auf offener Reede.

Beim Küsten- und Bäderverkehr² gibt es ausgebaute Ufer, Pieranlagen und Molen, vorgebaute Landungsstege³ und Reeden.

Die Gleisanlagen verlaufen parallel oder senkrecht zum Schiff und hängen von der Anordnung der Schiffsliagestelle ab.

3. Die Aufenthaltsräume des Fahrgastes.

a) **Das Schiff.** Große Dampfer werden bevorzugt. Meist liegt Ölfeuerung vor. Die Liegezeit im Liniendienst wird gering gehalten, um die Schiffe voll auszunutzen.

¹ AGATZ: Weser 11 (1932) S. 33. — BLUNK: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 258. — SCHÜTTE: Werft, Reed. Häfen 17 (1936) S. 44. — WEDEKIND: Bauing. 19 (1938) S. 311.

² KLAMMT: Bautechn. 6 (1928) S. 467.

³ SCHULTZE: Jb. Hafenbautechn. Ges. 17 (1938) S. 163. — BUTZER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 17 (1938) S. 199.

Daher werden Verpflegung und Betriebsstoffe schnell eingenommen, sowie Ausbesserungen schnell ausgeführt. Fahrgastdampfer verholten gewöhnlich nicht.

b) Die Abfertigungsanlagen. Man unterscheidet reine Fahrgastabfertigungsgebäude und gemischte Abfertigungsanlagen für Fahrgäste und Ladung, die einstöckig oder zweistöckig ausgeführt werden.

4. Die Umschlaggeräte für Gepäck und Fahrgast.

Die Fahrgäste steigen mittels einfachen Landungsstegen, fahrbaren Landungsstegen (Cherbourg) oder durch Boote (Tender) ein und aus. Das Gepäck wird durch Förderbänder, Karren, Aufzüge, Krane oder Tender befördert.

D. Massenguthäfen¹.

1. Das Massengut.

Massengüter sind: 1. Kohlen (staubig, leicht), Erze (schwer). 2. Getreide (hochwertig, leicht verderblich, vor Nässe zu schützen). 3. Düngemittel (Kali, Phosphate — wasseranziehend, betonzerstörend, Phosphate ungesund für die Atmung). 4. Öl (feuergefährlich).

Tabelle 3. Schütthöhen und Stauraum von Massengütern.

Gut	Schütthöhen bei freier Lagerung	Böschung ²	Eigengewicht ³ t/m ³
Steinkohle . . .	i. M. 7 m	30°	0,9
Eisenerze . . .	bis 15	40°	3,0
Kali	bis 15	40°	1,1
Weizen	1,5— 2,5	30°	0,75
Petroleum . . .	10 —15	0°	1,0

Die Schütthöhe von Kohlen hängt von der Größe der Stücke ab. Zu hohe Schüttung vermindert den Wert der Kohle durch Bildung von Abfall (Staub und Bruch), ferner besteht dann die Gefahr der Selbstentzündung.

2. Der Weg des Massengutes.

Einfuhr. 1. Fall (bei allen Massengütern). Umschlag von Schiff auf Lagerplatz (freie Fläche, Silo, Speicher oder Tank). Weiterbeförderung vom Lagerplatz durch Eisenbahn oder Lastwagen.

2. Fall (zum Teil mit 1 vereinigt). Umschlag von Schiff auf Schiff (Wasserumschlag), Bahn oder Kraftwagen ohne Zwischenlagerung.

Ausfuhr. 1. Fall. Umschlag von Bahn, Kraftwagen oder Binnenschiff auf Lagerplatz. Umschlag von Lagerplatz in Seeschiff.

2. Fall. Unmittelbarer Umschlag von Binnenschiff, Eisenbahn oder Lastwagen in Seeschiff.

Die Umschlagsart und die Größe der Schiffe ist maßgebend für den Platzbedarf im Hafenbecken. Bei vorwiegendem Wasserumschlag ist eine erhebliche Vergrößerung der Hafentreite notwendig. Die Möglichkeit eines Wassertransports des Massengutes von und zum Hinterland ist entscheidend für die Auswahl der Massenguthäfen.

3. Umschlaganlagen für Kohle und Erz³.

Bei Kohle und Erzen gibt es Spezialhäfen ausschließlich für deren Ausfuhr z. B. in England und Skandinavien.

a) Weg des Gutes. Das Gut wird durch feste oder bewegliche Be- oder Entladeanlagen nach dem Lagerplatz im Freien, der mit Eisenbahnanschluß versehen ist, transportiert.

¹ VERSTEEG: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 37.

² Siehe auch DIN 1055 Blatt 1: Lastannahmen für Bauten.

³ SCHULZE: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 163. — OVERBECK: Werft, Reed. Hafen 17 (1936) S. 141.

b) **Folgerungen für die Gestaltung des Kais** (Abb. 10). Das Gut wird ungedeckt gelagert. Die Ent- und Beladekais sind bei Zwischenlagerung mit Verladebrücken bis 100 m Stützweite (mit Laufkatzen und fahrbaren Drehkränen) (Abb. 10a—c), bei vorwiegend unmittelbarem Eisenbahnumschlag häufig auch mit fahrbaren Drehkränen allein versehen. Die großen Auflasten durch die Massengüter und den Stützendruck der Verladebrücken bedingen besonders starke Ufer-

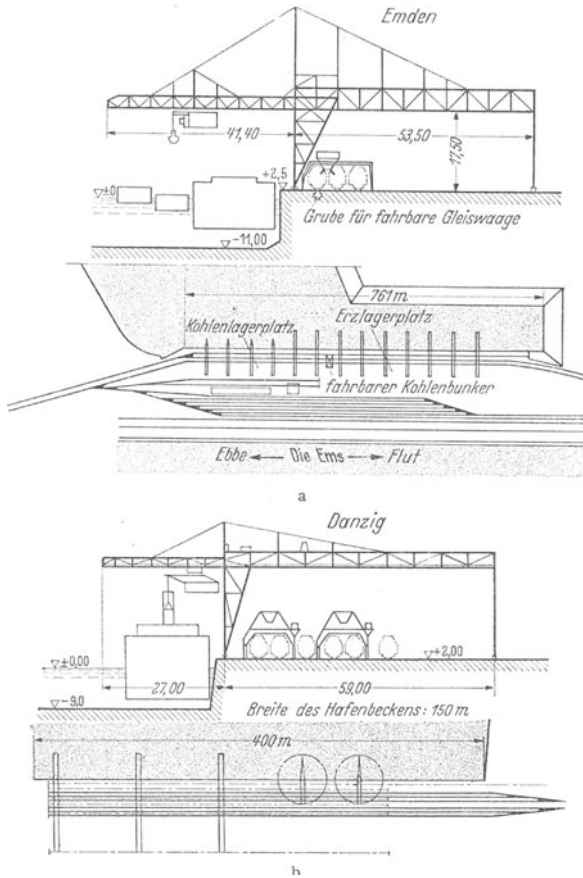


Abb. 10 a und b.

einfassungen. Daran schließen sich die Gleisanlagen und die Ladestraße und der Lagerplatz, der von Verladebrücken überspannt ist. Die Ausrüstung umfaßt Poller, Dalben, Steigeleitern usw.

c) **Die Behälter des Massengutes.** Kohle und Erze werden meistens auf Spezialdampfern befördert, die insbesondere bei Kohle wegen der Verschmutzung für andere Zwecke nicht verwendet werden. Bei der Bahnbeförderung beträgt der Inhalt von Großraumgüterwagen für Kohle und Erze bis 57,5 t (Ausland 100 t), die Länge 12 m.

d) **Die Umschlaggeräte.** Beim Umschlag von Schiff auf Kai verwendet man Verladebrücken mit Dreh-, Wippkränen, Transportbändern und Laufkatzen.

Die Nutzlast beträgt bis 15 t bei Erz und bis 10 t bei Kohle. Für den Umschlag vom Kai aufs Schiff kommen ferner in Betracht:

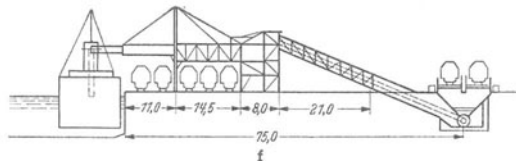
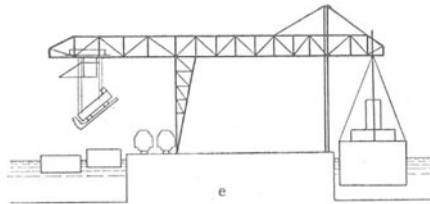
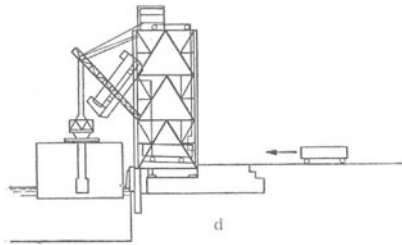
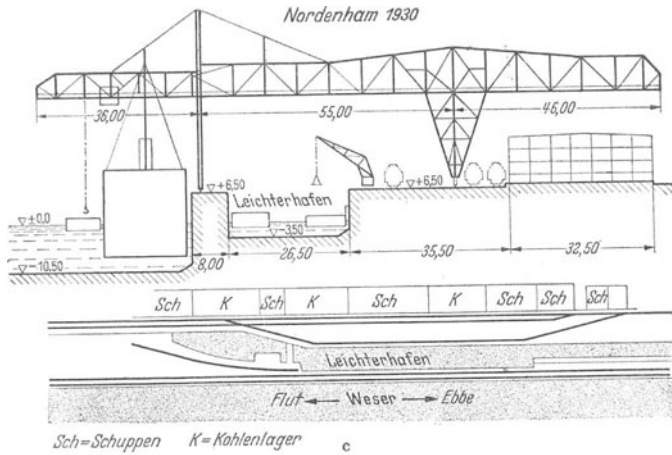


Abb. 10 c-f.

1. Schwingkipperanlagen (feststehende Türme) (Abb. 10d)
 - a) mit Kippturm senkrecht zum Ufer. Die Eisenbahnzuführung erfolgt in besonderen Gleisgruppen parallel zum Ufer mit Drehscheiben;

b) mit Kipperturm senkrecht zum Ufer. Die Eisenbahnzuführung erfolgt senkrecht zum Ufer ohne Drehscheiben;

c) mit Kipperturm schräg zum Ufer oder am schräg vorgebauten Ufer. Die Eisenbahnzuführung liegt schräg zum Ufer.

d) Kippverladebrücken (Abb. 10e).

2. Transportbandanlagen (Abb. 10f).

Die Gleise liegen parallel zum Ufer. Die Selbstentlader entleeren auf Transportbänder senkrecht zum Ufer.

Die Geschwindigkeit der Verladebrücken beträgt 0,3—2 m/sec, die der Laufkatzen 2—6 m/sec, die Hubgeschwindigkeiten von Greifern 1—1,5 m/sec, die Leistung eines Greifers 50—80 t/h, die Leistungen der Kohlenkipper bis 45 Wagen zu 15 t in der Stunde, im Durchschnitt 12—15 Wagen/h, die Leistungen der Verladebrücken 200 bis 700 t/h.

Der Umschlag vom Lagerplatz auf die Bahn oder auf Lastkraftwagen geschieht durch Wippkrane, Verladebrücken mit Greifer und Laufkatzen. Der Umschlag von Schiff auf Schiff wird durch schwimmende Kohlenheber und auskragende Verladebrücken bewerkstelligt.

Die Auflasten aus Freilagergut s. Tabelle 3. Der Auflagerdruck der Verladebrücken beträgt bei vier Stützen etwa i. M. 100—150 t je Stütze und wird auf 4 Räder verteilt. Über die Leistungsfähigkeit der Anlagen s. Binnenhäfen S. 1072.

4. Umschlaganlagen für Getreide¹.

a) Weg des Gutes bei Unterbringung in Schuppen und Silos. Das Getreide wird durch fahrbare Becherwerke oder Saugluftanlagen aus dem Schiff über Schüttrohre und Transportbänder nach dem festen Hauptbecherwerk trans-

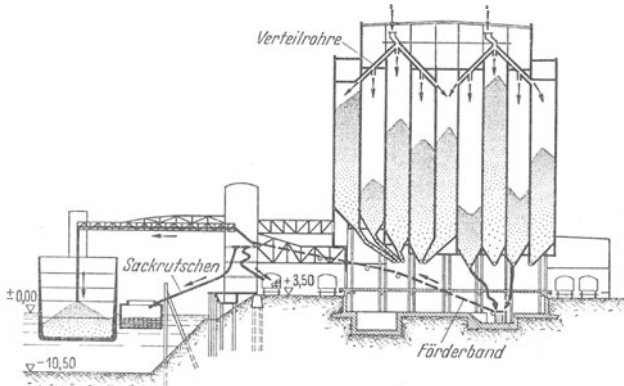


Abb. 11.

portiert und in den Bodenspeichern durch Förderbänder und Schüttrohre mit Absperrschiebern verteilt. Bei Silos wird das Getreide von oben in die Zellen geschüttet. Die Entnahme geschieht ebenfalls durch Fallrohre und Förderbänder (bei Silos unmittelbar aus den Zellen), oder durch Abwurf auf Becherwerke, die das Getreide so hoch fördern, daß es mit freiem Gefälle dem Transportgefäß zufällt. Auf dem Wege werden Waagen, Reinigungsgefäße und Absackvorrichtungen eingeschaltet.

b) Folgerungen für die Gestaltung des Kais (Abb. 11). Der Kai kann parallel oder senkrecht zum Ufer angeordnet werden. Die Pierform der Getreide-

¹ KUTSCHKE: Jb. Hafenbautechn. Ges. 7 (1924) S. 85. — WILDEGANS: Z. VDI 71 (1927) S. 1270. — TILLMANN: Werft, Reed. Hafen 5 (1924) S. 330. — MÜLLER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 16 (1937) S. 163. — ROSU: Jb. Hafenbautechn. Ges. 16 (1937) S. 214. — SCHULZE-CANTZ: Jb. Hafenbautechn. Ges. 16 (1937) S. 248. — DONNER: Werft, Reed. Hafen 19 (1938) S. 230.

anlagen findet sich in Bremen und Nordamerika, die Kaiform in Königsberg. Die Uferbefestigung ist meist senkrecht. Der Kai wird mit Elevatoren (Transportbändern, Becherwerken, Saugluftanlagen) ausgerüstet. Die Getreidespeicher oder Silos liegen parallel oder senkrecht zum Ufer. Vor und hinter den Silos befinden sich die Gleisanlagen.

c) Lagerräume. Getreide erfordert als leichtes und schmutzfreies Gut keine besonderen Vorkehrungen. Es wird auf Seeschiffen lose verfrachtet. Die Großraumgüterwagen für Getreide befördern 56 t bei einer Länge von 12,7 m.

Die Bodenspeicher sind geeignet für frisch geerntete, feuchte Fracht. Die Lagerungshöhe beträgt etwa 0,50 m. Das Getreide muß umgestochen werden. Bei trockenem Getreide können die Schütthöhen bis auf 1,0—2,5 m erhöht werden. Belüftung des Getreides erfolgt durch Rieselböden oder mittels maschineller Fördereinrichtungen. Bei Silos ist die Raumausnutzung besser. Das Getreide muß trocken sein. Die einzelnen Schächte sind 2—8 m weit. Der Querschnitt der Zellen ist rechteckig, quadratisch, sechseckig oder rund. Als Material verwendet man Stahlbeton und Stahl. Für jede Art von Getreide sind geeignet die vereinigten Boden- und Zellenspeicher.

d) Die Umschlaggeräte. Vom Schiff auf den Kai wird mit Saugluftanlagen (Regelfall), Becherwerken, Transportbändern umgeschlagen. Die Beladung erfolgt durch Fallrohre. Die Leistung der Geräte beträgt 10—300 t/h.

Im Lagerhaus befinden sich Saugluftanlagen, Transportbänder, Rutschen, Absackanlagen, Wagen, Sacktransportanlagen, Abzapfeinrichtungen. Für die Verladung vom Silo auf die Bahn oder den Lastkraftwagen stehen Schüttrohre, Absackanlagen und Waagen zur Verfügung. Von Schiff zu Schiff geschieht der Umschlag durch schwimmende Getreideheber.

5. Umschlaganlagen für Kali¹.

Für Kali gibt es in Deutschland nur Ausfuhrhäfen.

a) Weg des Gutes. Das Flußschiff oder der Wagen wird mit Greifern oder Schaufeln entladen. Das Gut wird durch waagrechte Transportbänder zur Verladestation und von dort mittels steigenden Bandes zum Boden befördert. Dann fällt es auf das Einspeicherungsband und wird in den Schuppen abgeworfen.

Bei Abgabe aus dem Schuppen wird das lose Gut aus dem Bestand mittels Kratzer entnommen, durch waagrechte Bänder zum steigenden Band und auf den Boden befördert, durch die Waage geschüttet und durch waagrechte Bänder und die Transportbrücke zum Seeschiff gebracht. Außerdem kann das Gut in Säcken verladen werden.

b) Folgerungen für die Gestaltung des Kais. Das Gut muß in gedeckten Räumen gelagert werden. Die Hauptausfuhr dauert von Oktober bis Mai. Die Werke geben gleichmäßig über das ganze Jahr ab. Der Schuppen muß entsprechende Lagerungsmöglichkeit vorsehen. Der Kai ist parallel zum Ufer angeordnet. Die Uferbefestigung ist senkrecht oder geböschet, die Gleisanlagen bestehen aus 1—4 Gleisen. Dahinter liegen fahrbare Transportbandbrücken und feste Verladestationen, der Schuppen und hinter dem Schuppen weitere Gleisanlagen.

c) Lagerräume. Kali und Phosphate werden entweder lose oder abgesackt auf normalen Frachtdampfern befördert. Kali wird oft als Beiladung mitgegeben. Die Schuppen werden aus Stahlbeton mit Schutzanstrich (Asphalt) gegen chemische Angriffe oder mit Verblendung, sowie aus Holz hergestellt.

d) Die Umschlaggeräte. Man verwendet mechanische Schaufeln, schwere, weitausladende Krananlagen mit Laufkatzen und Drehkränen. Die Beladung erfolgt lose mit Schüttrohren, abgesackt durch Sackrutschen, oder durch Band-

¹ PETZEL-BEHREND: Jb. Hafenbautechn. Ges. 11 (1928/29) S. 300. — TILLMANN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 9 (1926) S. 154.

brücken. Die Leistungsfähigkeit ist von den Abmessungen der einzelnen Anlagen abhängig. Sie beträgt etwa je Förderanlage 100 t/h.

Die Schuppen sind mit Becherwerken, Förderbändern für loses Gut und für Säcke, Absackanlagen, Waagen und Kratzern ausgerüstet. Die größte Neigung der Förderbänder ist abhängig von der Art (Körnung) des Transportgutes und beträgt etwa bis 25°. Die Bandgeschwindigkeit ist 1,0—1,5 m/sec, die Bandbreite etwa 0,80 m. Beim Umschlag von Schiff zu Schiff bedient man sich der Greifer der Verladebrücken.

6. Umschlaganlagen für Öl¹.

a) **Weg des Gutes.** Die Rohrstützen des Schiffes werden durch biegsame Rohre mit der Leitung am Ufer verbunden. Das Öl wird durch die auf den Schiffen oder an Land vorhandenen Druckpumpen in Tanks gefördert. Die Rohrleitungen werden bei Schwerölen geheizt, da sonst das Öl in den Leitungen nicht transportfähig ist.

b) **Folgerungen für die Gestaltung des Kais (Abb. 12).** Die Dauer der Lagerung in Tanks richtet sich danach, ob nur Tankanlagen vorhanden oder

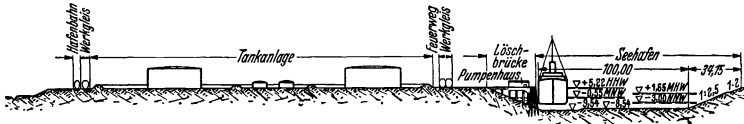


Abb. 12.

Industrieanlagen (Raffinerien) damit verbunden sind. Ein Umschlag an Land findet nur mit Zwischenlagerung statt. Am Ufer herrscht die unbefestigte Böschung mit Löschrücke vor. Eine senkrechte Kaje ist selten. Außer der Rohrleitung ist eine Pumpanlage zum Transport des Öls erforderlich. Tankanlagen werden häufig mit industriellen Nebenanlagen verbunden und erhalten Bahnanschluß.

c) **Lagerräume.** Für Öl besteht als ausschließliche Beförderungsmöglichkeit das Tankschiff. Eine Verladung in Fässern findet nur bei besonderen Produkten, wie Asphalt, statt. Öltanks werden oberirdisch aus Stahl, unterirdisch aus Stahlbeton oder Beton mit kreisrundem Grundriß und Blechauskleidung oder getrenntem Blechbehälter und darüberliegender Stahlbetonschutzdecke hergestellt. Der Durchmesser beträgt bis 40 m, die Höhe 10—15 m und der Inhalt bis 10000 m³. Das Dach besteht aus einem flachen Kegel. Zum Schutz gegen Ausfließen des Öles in den Hafen oder das Hafengelände bei Leckwerden des Tankes dienen Erd-dämme. Jeder Tank muß für sich durch Wälle abgeschlossen sein, die so hoch zu bemessen sind, daß die Wanne zwischen den Dämmen den gesamten Tankinhalt faßt. Den Feuerschutz übernehmen Dampf- und Schaumlöschanlagen sowie im Wasser Absperrvorrichtungen durch Schlangelpontons. Die Ladung und Löschrückung von Öl steht unter polizeilicher Aufsicht. Die Schiffsfeuer werden vor Einlauf in den Ölhafen gelöscht.

d) **Umschlaggeräte.** Den gesamten Umschlag von Schiff auf Kai, in der Tankanlage, auf die Bahn oder auf Lastkraftwagen und von Schiff zu Schiff übernehmen Pumpen, deren Leistungsfähigkeit bis 1000 t/h beträgt.

¹ PETZEL u. DETTMERS: Bautechn. 11 (1933) S. 557. — MUELLER-DANNIEN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 10 (1927) S. 218. — BOLLE: Zbl. Bauverw. 49 (1929) S. 747. — SANDER: Wert, Reed. Hafen 13 (1932), S. 8; Bautechn. 11 (1933) S. 491. — XIV. Internat. Schiffahrtkongreß Kairo 1926, Bericht 61—70.

E. Fischereihäfen¹.

1. Der Fischfang.

Fische sind leicht verderbliches Gut und daher rasch dem Verbrauch zuzuführen. Man unterscheidet zwischen Hochseefischerei mit Dampfern, die eigene Häfen beansprucht, und Küstenfischerei mit Segelfahrzeugen und Hilfsmotor die einfache Anlagen benötigt.

2. Der Weg des Fischfanges.

Die Fische werden in Körben mit Hilfe von Ladegeschirr und fahrbaren elektrischen Winden umgeschlagen, gewogen, in Holzkisten sortiert und in die Versteigerungshallen befördert. Die Versteigerung findet morgens früh statt. Dann werden die Fische zu den Packhallen gebracht, neu sortiert und in Körben zwischen Eis, Stroh und Papier verpackt oder an die Fischindustrie abgegeben. In letzterem Falle lagern sie im Eiskeller und werden geräuchert oder mariniert. Von der Packhalle kommen sie zum Fischversandbahnhof. Sie werden in besonderen Fischzügen verfrachtet. Der gelöschte Fischdampfer verholt zum Ausrüsten nach der anderen Seite des Hafens.

3. Lage des Hafens.

Wegen der Verderblichkeit des Gutes liegen Fischereihäfen nahe zur See und haben gute Anschlußmöglichkeit für Bahn und Kraftwagen zum Hinterland. Das Hafenbecken ist zweigeteilt: eine Seite ist für Kaianlagen, Versteigerungshallen und Packhallen (Löschkaje) vorgesehen, die andere Seite dient zum Ausrüsten der Schiffe (Ausrüstungskaje).

4. Folgerungen für die Gestaltung des Kais (Löschkaje).

Die Uferereinfassung ist meist senkrecht, der Löschkai bis 5 m, die Versteigerungshalle etwa 14 m, die Durchfahrt 14 m, die erste Packhalle etwa 24 m, der Hof 6—35 m (ist gleichzeitig als späterer Bebauungsgürtel für Fischindustrie vorgesehen), zwei Anschlußgleise 9 m, ein Freiladegleis 4,5 m, die Straße 12 m und die zweite Packhalle etwa 18—24 m breit. Dann folgen ein Hof, weitere Anschlußgleise, Straße, Kühlräume und Anlagen für die Verwertung der Fänge und die Nebenindustrie und der Fischversandbahnhof. Bei Platzmangel wird die Industrie zugunsten des Bahnhofes an eine andere Stelle des Hafens verlegt. Gestaltung der anderen Hafenseite (Ausrüstungskaje): Slipanlagen, Reparaturwerkstätten, Werften, Eisenbahngleise, Kohlenlagerplätze, Ausrüstungsbetriebe für die Fischdampfer für Betriebsstoffe, Eis, Proviant, Fanggeräte, Eis- und Essigfabriken, Kork- und Netzmachereien.

5. Die Lagerräume des Fanges.

Die Ladung der Dampfer beträgt 120—150 t Kohle, 10—80 t Eis, bei 100 bis 150 m³ Packraum. Die Fangergebnisse sind in 9—10 Tagen (Nordsee) etwa 200—600 Zentner (in der Heringssaison 3500 Zentner), in 19—24 Tagen (Island und Barentsee) etwa 1000—4000 Zentner.

Das Fassungsvermögen der Fischdampfer beträgt

für 350 Br. Reg. Tons Größe = 2500 Zentner.

für 400 Br. Reg. Tons Größe = 3500 Zentner.

für 500 Br. Reg. Tons Größe = 4500 Zentner.

¹ AGATZ, A.: Die technische und wirtschaftliche Entwicklung der deutschen Hochseefischereihäfen. Hannover 1919. — WUNSCH, H.: Die Entwicklung der Kaiflächen in den deutschen Fischereihäfen. Borna 1932. — WEISNER-HAGEDORN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 9 (1926) S. 176. — VOGEL: Jb. Hafenbautechn. Ges. 14 (1934/35) S. 54. — TEICHGRÄBER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 14 (1934/35) S. 66. — ZVSHLINSKI: Bautechn. 11 (1933) S. 65. — XIV. Internat. Schiffahrtskongreß Kairo 1926, Bericht 43—51. — SCHRÖDER: Die Eisenbahn als Lebensnerv der Seefischerei. Verkehrstechnische Woche 1920.

Die einstöckigen Versteigerungshallen bestehen aus Holz, Stahlbeton oder Mauerwerk mit an den Längsseiten verschließbaren Toren und Straßeneinfahrten an den Querseiten.

Die Packhallen werden aus Mauerwerk und Stahlbeton hergestellt. Sie werden allseitig geschlossen und mehrstöckig mit Pack-, Kühl-, Eis- und Kontorräumen gebaut.

Die Fußböden sind wegen der Angriffsfähigkeit des Fischwassers mit Asphalt belegt.

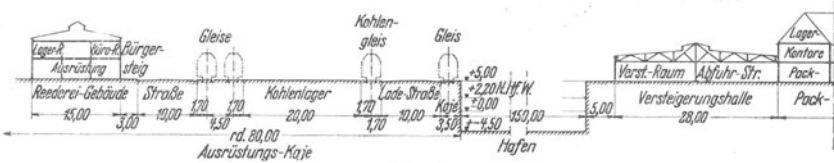


Abb. 12 a.

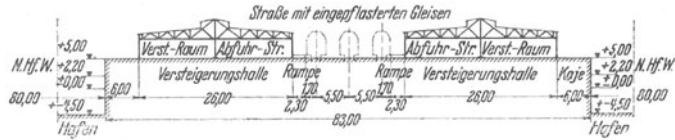
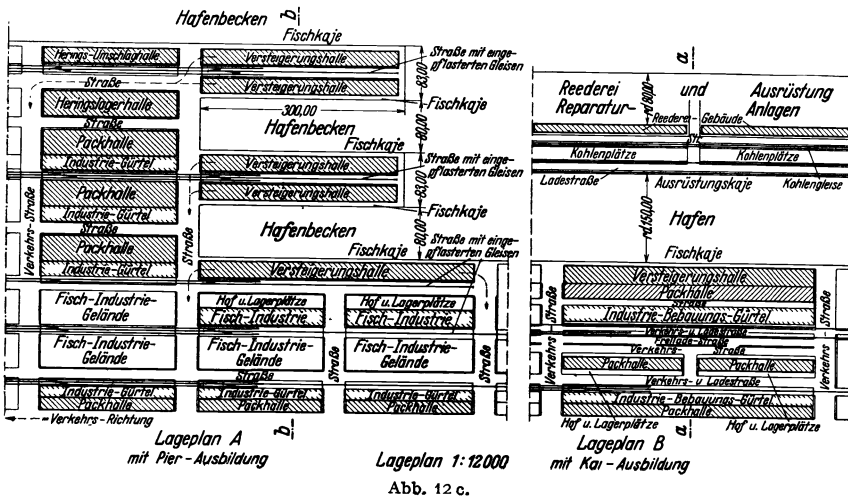


Abb. 12 b.

6. Die Umschlaggeräte für den Fisch.

Vom Schiff zum Kai benutzt man das Schiffsgeschirr, fahrbare elektrische Winden und Förderbänder, vom Kai zur Versteigerungshalle und von der Versteigerungshalle zur Packhalle Transportkarren.



Lageplan 1: 12000

Abb. 12 c.

F. Industriehäfen.

1. Industrieanlagen.

Die Vorteile einer Industrie im Hafengebiet sind: Fortfall der Förderwege zwischen Fabrikation und Umschlag, Verarbeitung unverzollter Rohstoffe. Es kommt hierfür vorwiegend Veredelungsindustrie im Zusammenhang mit dem Überseedurchfuhrverkehr und Schiffbau- und Werftindustrie in Frage. Davon liegt die erstere vorwiegend am flußschiff tiefen Wasser.

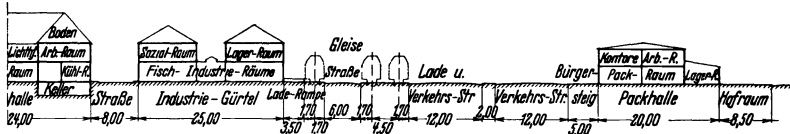


Abb. 12 a (Fortsetzung).

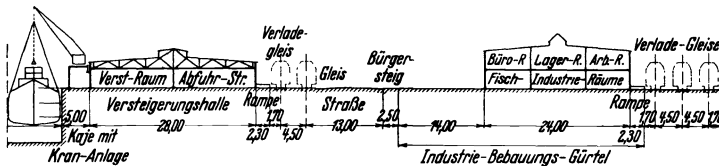


Abb. 12 b (Fortsetzung).

2. Der Weg der Rohstoffe und Erzeugnisse.

Die Rohstoffe aus Übersee werden zu Halb- oder Fertigfabrikaten verarbeitet und nach dem Ausland oder ins Binnenland versandt. Die Einfuhr besteht aus Rohstoffen, meist in Leichtern, die Ausfuhr aus Erzeugnissen in Leichtern, in Eisenbahnwagen oder Lastkraftwagen.

3. Folgerungen für die Gestaltung des Kais.

Da der unmittelbare Umschlag von Schiff in Verarbeitungsstätte vorherrscht, ist der eigentliche Kai schmal oder fällt ganz fort, so daß die Gebäude unmittelbar am Ufer stehen. Bahn und Straße wird, wenn erforderlich, von der Landseite zugeführt. Die Grundstücke sind 50—200 m tief.

Querschnitt: Wasserstraße, Kai ohne Straßen- und Eisenbahnzuführung, Industriegelände, Straße mit Eisenbahngleisen, Industriegelände, Kai, Wasserstraße. Die Ausgestaltung des Kais erfolgt nicht einheitlich durch den ganzen Hafen, sondern in jedem Grundstück verschieden.

4. Aufenthaltsräume der Erzeugnisse.

Seeschiff, Binnenschiff, Verarbeitungsstätten je nach dem Fabrikationsvorgang, Binnenschiff, Seeschiff, Eisenbahnwagen, Kraftwagen.

5. Umschlaggeräte für die Rohstoffe und Erzeugnisse.

Je nach der Art der Güter werden die erforderlichen Umschlaggeräte für Stück- oder Massengüter verwendet, meist in unmittelbarer Verbindung mit den Fabrikations- und Lagerräumen. Hierbei herrscht Umschlag zwischen Binnenschiff und Lagerraum vor.

G. Binnenschiffsanlagen.

Bei starkem Umschlag von Seeschiff auf Binnenschiff und umgekehrt müssen besondere Anlagen zur Unterbringung und für den Verkehr der Binnenschiffe geschaffen werden. Die Raumansprüche für die Unterbringung von Binnenschiffen sind oft beträchtlich. Daher legt man besondere Binnenschiffsliegehäfen in die unmittelbare Nähe der Seeschiffshäfen. Die Seeschiffbecken können eine besondere Einfahrt für Binnenschiffe am stumpfen Ende erhalten. Der Umschlag auf die Binnenschiffe findet ausschließlich in Seeschiffbecken statt, so daß die Binnenschiffsanlagen reine Liegehäfen ohne besondere Anlagen am Ufer sind. Da die Binnenschiffe auch als Lagerraum für Massengut bis zu dessen Absatzmöglichkeit dienen und entsprechend lange im Hafen liegen, ergibt sich ein großer Bedarf an Wasserfläche. Tiefe von Binnenschiffshafenbecken: 2,00—4,00 m unter NW. Die Ufer sind als Böschung ausgebildet. Die Ausrüstung der Ufer und der Wasserfläche besteht aus Festmachedalben. Außerdem sind zur Verbindung von Schiff und Land: Wassertreppen und Schwimmbäume mit Bohlenbelag erforderlich.

Weiteres siehe unter Abschnitt II: Binnenhäfen.

H. Flughäfen¹.

1. Das Flugzeug.

Die Hafenanlagen unterscheiden sich wesentlich bei Landflugzeugen und Wasserflugzeugen, deren Gewicht bis 20 t und mehr betragen kann.

2. Der Weg des Flugzeuges.

Auf der Hafenfläche vollzieht sich folgende Bewegung bei Landflugzeugen:
Aufsetzen und Ausrollen auf dem Rollfeld.

Rollen zum Flugsteig in der neutralen Zone.

Rollen vom Flugsteig zur Halle und umgekehrt.

Rollen zur Startstelle in der neutralen Zone.

Starten und Abheben auf dem Rollfeld.

Bei Seeflughäfen sieht die Bewegung folgendermaßen aus:

Aufsetzen und Ausschwimmen.

Fahren zur Aussetzvorrichtung oder Boje.

Aussetzen des Flugzeugs und Transport zur Halle und umgekehrt.

Einsetzen des Flugzeugs oder Abfahrt von der Boje.

Fahrt zur Startstelle.

Starten und Abheben.

Start und Landung (Wasserung) erfolgen 0 bis etwa 30° entgegen der jeweils herrschenden Windrichtung, wechseln also ständig in ihrer Richtung auf dem Rollfeld oder der Wasserfläche.

3. Folgerungen für die Gestaltung des Hafens.

Bei Landflugzeugen²: Die kürzesten Rollwege betragen je nach Windrichtung und Befestigung des Rollfeldes 800—1100 m, davon für eigentliches Ausrollen 350 m. Das Rollfeld hat einen Durchmesser von etwa 1000 m. Die Befestigung des Rollfeldes besteht meist aus einer Grasnarbe, in besonderen Fällen aus Rollbahnen schräg zur Hauptwindrichtung oder Randbahnen mit Straßenbefestigung. Die Breite der Randbahn beträgt 100 m, die der Rollbahnen 40 m. Der durchschnittliche Steigwinkel beim Starten und Landen ist im Mittel 1:15, hängt aber von dem Flugzeugtyp ab. Nach diesem Winkel sind Hochbauten zu entwerfen. Über die hindernisfreie Flugfeldzone von 600—1000 m Kern mit Böschungen von 1:15 gibt es besondere Vorschriften. Die Abfertigungsgebäude werden parallel zur Hauptwindrichtung außerhalb des Rollfeldes angeordnet.

Bei Wasserflugzeugen besteht der Hafen³ aus einer gegen Seegang, größere Strömung und Eis möglichst geschützten Wasserfläche in Kreisform mit einem

¹ Man vgl. auch den Abschn.: Flugbetrieb, Linienführung und Flughäfen des Luftverkehrs, S. 543—552.

² VON BEYER-DESIMON: Flughafenanlagen. Berlin 1931, Bautechn. 10 (1932) S. 705. — PIRATH, C.: Flughäfen. Berlin 1937. — MEHMEL, A.: Bauing. 21 (1940) S. 16.

³ BARELMANN: Bauing. 20 (1939) S. 105.

Durchmesser von 3000 m und einer Tiefe von 2,5—3,0 m ohne größere Wasserstandsänderungen. Die natürlichen Verhältnisse sind meist nicht ausreichend, daher müssen solche Wasserflächen durch Ausbaggerung innerhalb einer von der See abgesperrten Wasserfläche oder durch Aufstau des Wassers mit Hilfe eines Pumpwerks künstlich geschaffen werden. Hierzu eignen sich: Binnenseen, Wiesen, Haffs, Krümmungen von Flußläufen im Meeresgebiet, geschützte Meeresbuchten. Das Rollfeld wird von der Wasserfläche am Ufer durch einen Flugzeugliegehafen getrennt, wenn keine abgeschlossene Wasserfläche für das Rollfeld vorhanden ist. Falls nicht der ganze Kreis geschaffen werden kann, begnügt man sich mit zwei kreuzweise liegenden Start- und Ablaufbahnen.

4. Die Aufenthaltsräume des Flugzeuges und Fluggastes.

Bei Landflughäfen sieht man Abfertigungsgebäude mit Flugleitung, Flughafenleitung, Flughafenverwaltung, Poststelle, Zollstelle, Aufenthaltsräume für den Fluggast, Schaltern, Flugzeughallen, Tankstellen und Wohnungen für das Personal vor, bei Seeflughäfen: Abfertigungsgebäude, Flugzeughallen, Tankstellen und Wohnungen wie bei Landflughäfen.

Die Hallen haben Breiten von 20—100 m und Längen von 50—150 m. Das Verhältnis Höhe der Tore: Breite der Tore beläuft sich auf etwa 1:5,5 bis 1:6,5. Die Hallen werden aus Stahl oder Stahlbeton als weitgespannte Hallen ohne Zwischenstützen hergestellt. Als Torkonstruktionen nimmt man Schiebetore oder Schiebefalttüre. Die Lichtöffnungen betragen etwa 15—25% der Grundfläche. Vorzusehen sind Nebenräume und Werkstätten, Feuerlöscheinrichtungen und unter- und oberirdische Vorrattankbehälter.

5. Umschlaggeräte für den Flugverkehr.

Im Landflugverkehr benutzt man Tankkraftwagen, Elektrokarren für Fracht und Gepäck, fahrbare Einsteigevorrichtungen für den Fluggast, Maschinen für die schnelle Ein- und Ausbringung der Flugzeuge aus den Hallen, Krananlagen in den Hallen für Montagearbeiten an den Flugzeugen. Im Seeflugverkehr dienen zum Ein- und Aussetzen der Flugzeuge: Anlaufbahnen (etwa 1:6), Ablaufbahnen (etwa 1:11) aus Holz oder Eisenbeton, Anlegepontons, Schwimmdocks, Slips, Hebebühnen, Hebebrähme, Schwimmkrane, Seekrane mit Fangvorrichtungen und Wellentanzvorrichtungen. Außerdem enthalten die Häfen Hallen und Werkstätten wie bei Landflughäfen, Katapulte (bei schwimmenden Seeflugstationen) und Transportwagen.

J. Kunstbauten der Seehäfen.

1. Molen, Wellenbrecher, Leitwerke.

a) Arten. Molen sind vom Ufer aus ins Wasser vorgebaute Bauwerke, die begehbar (und befahrbar) und unter Umständen auch zum Anlegen von Schiffen geeignet sind. Wellenbrecher sind im freien Wasser errichtete Bauwerke, die mit dem festen Land meistens nicht in Verbindung stehen. Leitdämme sind geschüttete Dämme, deren Krone unter Wasser liegt oder über die Wasserlinie reicht. Sie dienen zum Leiten von Strömungen. Leitwerke sind Bauwerke zum Leiten der Schiffe vor Schleusen, schmalen Hafeneinfahrten und Seekanälen (meist begehbar). Die Grundrißform der Molen wird für den Verkehr mit kleinen Fahrzeugen möglichst so gewählt, daß auftreffende Wellen von der Hafeneinfahrt abgelenkt werden.

*Molen*¹. Die *Abmessungen* sind abhängig von der erforderlichen freien Wassertiefe vor der Mole und von der Ausnutzung der Molenoberfläche (Umschlags-

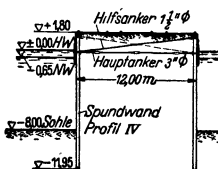


Abb. 13.

¹ BILFINGER, W.: Molenbau und Wellenwirkung. München 1934. — XVI. Internat. Schifffahrtkongreß, Brüssel 1935, Bericht 75—83. — Bautechn. 14 (1936) S. 739. — ECKARDT: Jb. Hafentechn. Ges. 12 (1930/31) S. 92. — THIERRY, DE: Jb. Hafentechn. Ges. 12 (1930/31) S. 103. — JACOBY: Werft, Reed. Hafen 17 (1936) S. 96, 119. — Dock and Harbour 16 (1936) S. 90, 115, 195.

anlagen). Man unterscheidet folgende Arten: Steinschüttungen zwischen Pfahl- und Spundwänden, Spundwandmolen, die durch die Verankerung gehalten werden (Abb. 13), Pfahlrostmolen (Abb. 14) und Schwergewichtsbauwerke, die durch die Masse wirken. Letztere werden als Druckluftgründung (Abb. 15), Schwimmkastengründung (Abb. 16) und in Blockbauweise (Abschnitt Grundbau Abb. 47) gegebenenfalls in Verbindung mit Unterwasserschüttung (Abb. 17, 18) hergestellt.

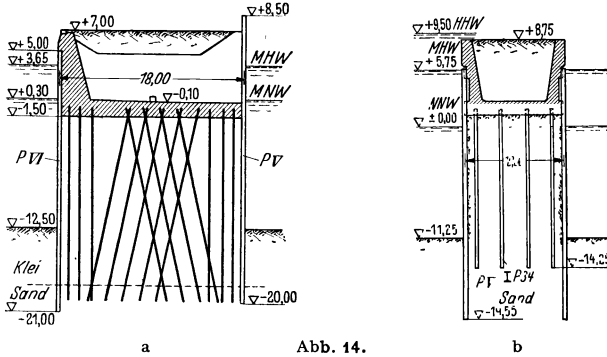


Abb. 14.

Wellenbrecher. Die Abmessungen sind von der Stärke des Wellenangriffes abhängig. Da die Kraft der Wellen im allgemeinen von der Wasseroberfläche nach der Tiefe zu abnimmt, so müssen bei Wellenbrechern, die aus Steinen geschüttet werden, die schwersten Steine dort liegen, wo die Wellenkraft am größten ist. Man verwendet folgende Konstruktionen: Steinschüttungen, Blockschüttungen (Abb. 17), massive Bauwerke mit oder ohne Unterbau aus Steinschüttung (Abb. 18).

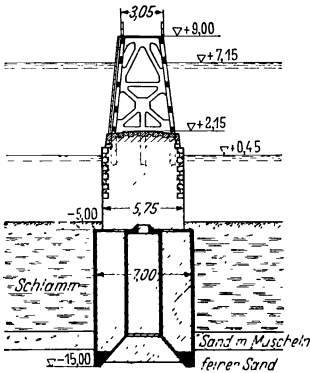


Abb. 15.

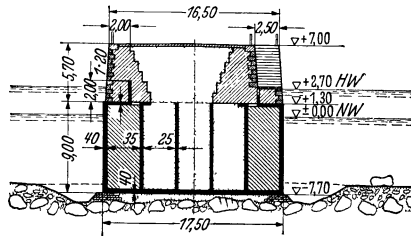


Abb. 16.

Tabelle 4. Abmessungen der massiven Aufbauten (Abb. 18) neuzeitlicher Wellenbrecher.

Wellenbrecher	Gründungstiefe (Schüttungsoberkante) in (m) unter MW	Querschnittsfläche F (m²)	Gesamthöhe H (m)	Verhältnis F : H²	Sohlenbreite B (m)	Verhältnis B : H
Algier	— 15,0	212	21,5	0,46	13,0	0,60
Genua	— 10,5	189	16,5	0,70	12,0	0,72
Marseille	— 12,5	177	18,5	0,52	11,0	0,71
Valparaiso	— 12,0	236	19,5	0,62	14,0	0,72
Valencia	— 10,0	165	15,5	0,72	12,0	0,79
Catania	— 12,5	213	19,9	0,54	12,0	0,60
Antofagasta	— 9,25	144	16,75	0,51	12,5	0,74

Leitdämme sind durchgehend oder unterbrochen, je nach der zu erzielenden Wirkung. Sie werden als Erddämme mit Steinbefestigung (Abb. 19) oder als Steindämme hergestellt. Leitwerke sind Bauwerke aus Holz, Eisen, Stahlbeton (Abb. 20).

b) **Angreifende Kräfte.** Man berechnet die Wellenkraft nach SAINFLOU aus der Annahme einer an der Mauer zurückgeworfenen und dadurch überhöhten Trochoidenwelle¹. Es sei:

$2L$ = Wellenlänge, $2h$ = Wellenhöhe, H = Wassertiefe (Sohlentiefe vor der Mauer). Die zurückgeworfene Welle setzt sich mit der ankommenden zu einer Schwingung mit der Wellenhöhe $4h$ zusammen.

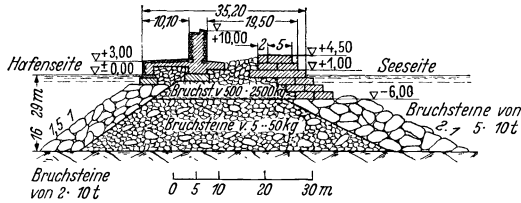


Abb. 17.

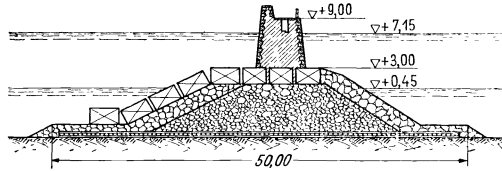


Abb. 18.

Unter der Voraussetzung einer Maueroberkante über dem höchsten Kamm der zurückgeworfenen Welle wird die Größe der Erhöhung des mittleren Wellenspiegels über den ruhigen Wasserspiegel (Abb. 21)

$$h_0 = \frac{2\pi h^2}{L} \operatorname{Cotg} \frac{\pi H}{L}.$$

Der Wellendruck an der Sohle ist $a = \frac{2h}{\operatorname{Cot} \frac{\pi H}{L}}$.

Die waagrechte Resultierende des Wasserüberdruckes W gegen den ruhigen Wasserspiegel auf der Innenseite liegt im Belastungsfall 1 (Wellenberg an der Mauer) meist oberhalb des ruhigen Wasserspiegels. Bei Belastungsfall 1 ist

$$W = \frac{(H + h_0 + 2h)(H + a)}{2} - \frac{H^2}{2}$$

und das Kippmoment des Wasserüberdruckes W um die Mauersohle

$$M = \frac{(H + h_0 + 2h)^2 (H + a)}{6} - \frac{H^3}{6}.$$

Belastungsfall 2 gibt den Wasserüberdruck in entgegengesetzter Richtung bei einem Wellental vor der Mauer. Liegt die Mauerkrone unter dem Scheitel der zurückgeworfenen Welle, so ist die Druckfläche nur bis zur Oberkante der Mole wirksam.

Rechnungsgang:

a) Festlegung der maßgeblichen Wellenabmessungen. Beispiel Verhältnis $h : L$ in der Nordsee 1 : 10 (Regelfall) bis 1 : 20 (Sturmwellen), Höhe $2h = 3$ bis 5 m.

b) Aufstellung der Belastungsflächen für die Sohlentiefen bei verschiedenen Wasserständen. Bei gemischter Bauweise zählt die Sohlentiefe bis zur Oberkante Steinschüttung.

c) Berechnung der Kipp- und Gleitsicherheit. Zulässige Reibung zwischen Aufbau und Steinschüttung 0,6.

¹ XVI. Internat. Schiffahrtskongreß 1935, Bericht 76. — XIV. Internat. Schiffahrtskongreß Kairo 1926, Bericht 28—42. — SAINFLOU: Ann. Ponts Chauss. 1928.

Die Messung der angreifenden Kräfte durch Dynamometer¹ ermöglicht eine genaue Bestimmung der Druckverteilung auf den Mauerkörper. Die Form der Verteilung ist ähnlich der berechneten. Die größten beobachteten Drücke der Wellen betragen bis 4 kg/cm². Teilweise wurden die Kräfte auch aus dem Gewicht fortbewegter Steinmassen ermittelt. Die zu erwartenden Höchstdrucke sind von

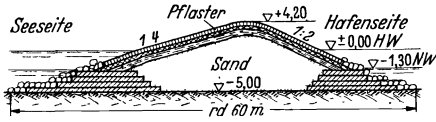


Abb. 19. (Nach SCHULZE, Seehafenbau II.)

der Lage des Hafens abhängig und müssen jeweils neu bestimmt werden.

Ergänzt wird die Berechnung durch Modellversuche².

Die statische Berechnung der Molen geschieht als Spundwand-, Pfahlrost- oder Schwergewichtsbauwerk nach den bekannten Verfahren. Zu beachten ist für die Standsicherheit auch das Ansetzen eines nicht zu hohen Wasserstandes auf der Leeseite der Mole, um die Sogwirkung zu berücksichtigen.

c) Spundwandbauwerke (Abb. 13). Diese billige Bauart wird bei geringeren Höhen (ausgeführt bis 15 m) und schlechtem Baugrund, der Massivbauwerke nicht

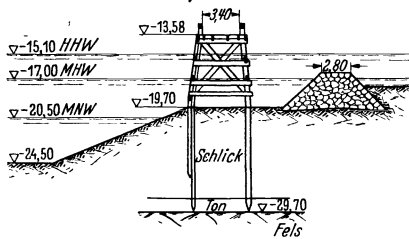


Abb. 20. (Nach SCHULZE, Seehafenbau II.)

trägt, vorteilhaft angewandt. Die Sicherheit gegen Unterspülen ist größer als bei Massivbauten. Der Abstand der Spundwände beträgt 5—12 m. Als Füllstoff dienen Sand, Kies oder Steine. Die Kappe ist gepflastert oder betonierte. Die Spundwände werden einfach oder doppelt verankert. Das Bauwerk kann durch Querspundwände (Kasten- oder Zellenbauweise) ausgesteift werden. Die Berechnung erfolgt als Fangedamm (s. Abschnitt: Grundbau). Die Ausführung in Holz ist selten; Beton ist der beste Baustoff gegen Sandschliff. Beim Stahl tritt die Einwirkung des Sandschliffs am Steg auf. Deswegen wird die Stahlbildung durch gestreckte Profile eingeschränkt. Gegen Rostfraß in der Zone des Wasserwechsels schützen Sonderstähle. Aufgelöste Konstruktionen bestehen aus einzelnen Spundwandpfeilern, die überbrückt werden.

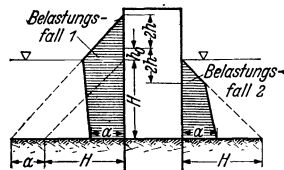


Abb. 21.

d) Pfahlrostbauwerke (Abb. 14). Bei der Verstärkung der Stahlbetonkappe der Spundwandmolen ergibt sich die Notwendigkeit, diese Kappe mitunter auf Pfählen besonders zu gründen. Zieht man die Kappe als Platte herunter, so erhält man die Pfahlrostmole. Der Zweck des Aufbaues ist, den Erddruck auf die Spundwände zu mindern. Diese Ausführungsart empfiehlt sich daher dann, wenn der Abstand der beiden Spundwände so weit wird, daß der Erddruck nicht als Silodruck gerechnet werden kann, wenn bei Uferschutzbauwerken die freie Höhe sehr groß wird oder wenn der Untergrund in den oberen Schichten nicht tragfähig ist.

e) Massive Bauwerke³ (Abb. 15 u. 16). Die massive Mole mit senkrechter Wand ist bei größeren Tiefen am zweckmäßigsten. Die Wellen werden allerdings vollständig reflektiert. Daher ist der Wellendruck verhältnismäßig groß. Voraussetzung für diese Ausführung ist bei einer größeren Wassertiefe vor der Mole fester Untergrund, der der Unterspülung und Auskolkung durch die Brandung und

¹ XVI. Internat. Schifffahrtkongreß Brüssel 1935, Bericht 80.

² Dock and Harbour 1936, Nr. 186. — Bautechn. 14 (1936) S. 739.

³ BLEICHERT: Jb. Hafengebäudebau. Ges. 13 (1932/33) S. 268. — THIERRY, DE: Jb. Hafengebäudebau. Ges. 14 (1934/35) S. 84. — HOFFMANN: Jb. Hafengebäudebau. Ges. 14 (1934/35) S. 277. — SPETH: Jb. Hafengebäudebau. Ges. 15 (1936) S. 130.

Grundsee Widerstand leisten muß, also Felsboden oder steifer Ton oder eine geringere aber gleichmäßige Wassertiefe vor der Mole, die die Bildung frei schwingender Seichtwasserwellen begünstigt.

Die abgeböschte Mole — die in der einfachsten Form als Steindamm ausgeführt wird — erfordert bei größeren Tiefen große Massen und ist daher kostspielig. Dafür werden die Wellen infolge der vorherigen Dämpfung an den rauen schrägen Flächen weniger stark reflektiert. Sie laufen sich zum Teil tot. Die Bauart erfordert außerdem eine geringe Bodenbeanspruchung und ist daher auch bei schlechterem Baugrund anwendbar. Sie ist gegen Sackungen unempfindlich. Die geschüttete Mole kann aber durch Wandern der Steine infolge einseitiger Wellenbeanspruchung zerstört werden.

Die gemischte Bauart, deren Unterbau geböschet ist und deren Aufbau aus einer senkrechten Wand besteht, ist auch bei größeren Tiefen wirtschaftlich. Bedingung für die Standsicherheit solcher Molen ist die richtige Höhenlage der Sockeloberkante. Bei zu hohem Sockel entsteht eine zu starke Verringerung der Wassertiefe vor dem senkrechten Abschluß. Infolgedessen zerstört der sich unter dem Aufbau fortpflanzende Wasserdruck die leeseitige Böschung. Einer Erschütterung des Sockels folgt aber unmittelbar eine Verkantung des massiven Aufbaues. Das Wandern der Steine wird durch die aufgesetzte Mauer verhindert.

Baustoffe für geböschte Molen und den Unterbau sind Sandschüttungen bei ruhigem Wasser und innen leichtere, nach außen schwerere Steine. Das Gewicht der Steine beginnt mit wenigen kg (Schüttsteine) und wächst bis zu 30 t Blöcken aus Naturstein. In neuerer Zeit werden die schwer zu beschaffenden natürlichen Blöcke vielfach durch Betonquader ersetzt. Fällt der Aufbau weg, so wird die Krone mit schweren Blöcken oder durch eine Betonkappe abgedeckt. Die Böschungen betragen 1:1 bis 1:2,5, je nach dem Gewicht der Steine und dem Tidenhub. Bei großem Tidenhub nimmt man flachere Böschungen.

Baustoffe für den Aufbau und die senkrechten Molen sind: Natursteine in Steinkisten, Steinfüllung hinter Pfahlwänden, aufeinandergelegte oder verzahnte Blöcke aus Beton, die entweder voll oder hohl sein können und in letzterem Fall später ausgegossen werden, damit ein fester Verband entsteht. Das Gewicht der Blöcke ist möglichst groß und beträgt bis 400 t. Mittlere Werte sind 10—40 t. Weiterhin verwendet man Betonkörper in Form von Schwimmkästen, Brunnen und Druckluftkästen. Die Neigung der Mauerflächen ist meist senkrecht, aber auch bis etwa 5:1. Die Oberkante des Aufbaues liegt 4—10 m, i. M. 7,50 m über HHW, je nach den Wasserstandsverhältnissen und dem Zweck der Mole. Über die Breite des Molenkörpers siehe Tabelle 4.

f) **Aufgelöste Bauwerke.** Aufgelöste durchbrochene Molen bilden den Übergang zu Anlegestegen. Der eigentliche Zweck, die Abhaltung der Wellen, wird nicht mehr erfüllt. Dafür wird das Bauwerk und der Seeboden durch den Wellenangriff weniger beansprucht.

2. Dockanlagen — Hellinge¹.

a) **Trockendock** (Abb. 22, 23 u. 26). Ein Trockendock ist ein Bauwerk, in das ein zu dockendes Schiff hineingefahren wird und auf dessen Boden es sich

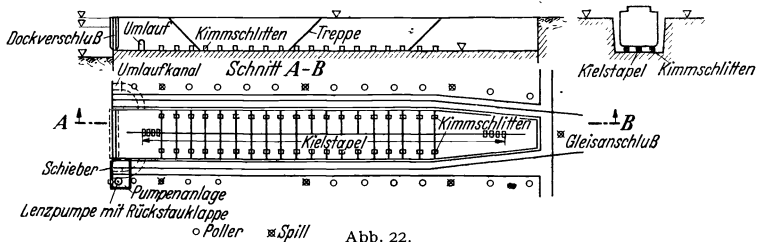


Abb. 22.

¹ XVI. Internat. Schifffahrtkongreß, Brüssel 1935, Bericht 84—93. — Jb. Hafenbautechn. Ges. 15 (1936) S. 145. — CORNELIS: Jb. Hafenbautechn. Ges. 11 (1928/29) S. 26. — KIEHN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 11 (1928/29) S. 39.

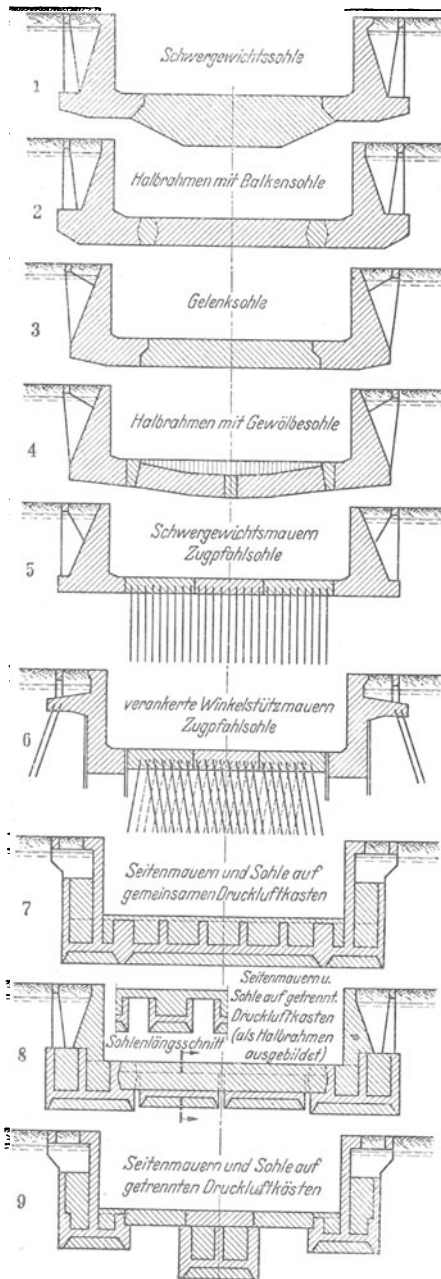


Abb. 23.

nach dem Lenzen des Dockes auf Kielstapeln absetzt und mit Kimmschlitten abgestützt wird. Im Gegensatz zu Schleusen, die im allgemeinen nicht ausgepumpt werden können, haben Trockendocks den vollen Auftrieb bei leerer Kammer aufzunehmen und sind entsprechend zu bemessen. Weiter ist eine dichte Dockkammer erforderlich. Das Bauwerk wird als Trogkörper oder als nicht einheitlicher Körper mit getrennter Seitenwand und Sohle ausgeführt. Dementsprechend gestaltet sich die Berechnung (vgl. Abschnitt Grundbau). Die schrägen, stufenförmigen oder senkrechten Dockwände können massiv aus Beton oder Stahlbeton, als Spundwände oder in der Form von Kajemauern auf Pfahlrost ausgebildet werden. Die Docksohle dient zur Aufnahme der Schiffslast (etwa 40—100 t/m) und des Auftriebes. Die konstruktive Ausbildung des Sohlenbauwerkes geschieht nach den gleichen Gesichtspunkten wie bei Schleusen- und Schleusentorkammern. Die Sohle liegt zwischen den Dockwänden als Gewölbesohle, Stahlbeton-Gelenksohle, Schwergewichtssohle oder an Zugpfählen verankerte Stahlbetonsohle (Abb. 23). Die Stärke der Schwergewichtssohle ist nur abhängig von dem Auftrieb.

Der Dockverschluss kann als Schiebetor oder Schwimmtor (Abb. 24) ausgebildet werden. Meist wird letzteres gewählt, da es billiger ist.

Der Querschnitt der Umlaufkanäle, die auch durch Öffnungen im Tor ersetzt werden können, ist von der Zeit, die zum Füllen und Leeren zur Verfügung steht, abhängig. Als Umlaufverschlüsse werden Schütztäfel eingebaut. Notverschlüsse sind vorzusehen. Der Antrieb der Pumpen geschieht elektrisch. Zur Dockausrüstung gehören Kielstapel (Abstand mindestens 1 m) und Kimmschlitten aus Holz oder Stahl zur

Unterstützung und Lagerung der Schiffskörper, Fender, Poller und Spills zum Einbringen und Festmachen der Schiffe, Leitern und Treppen sowie Kabelkanäle mit Versorgungsleitungen.

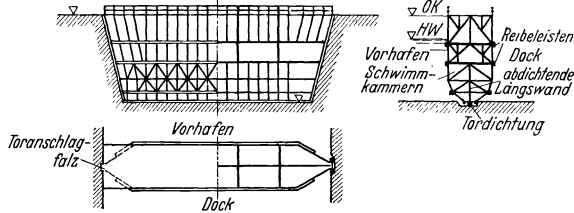


Abb. 24.

Die Abmessungen des Docks entsprechen den Abmessungen der größten Schiffe zuzüglich einem Spielraum in der Länge von 15—30 m, um Wellen

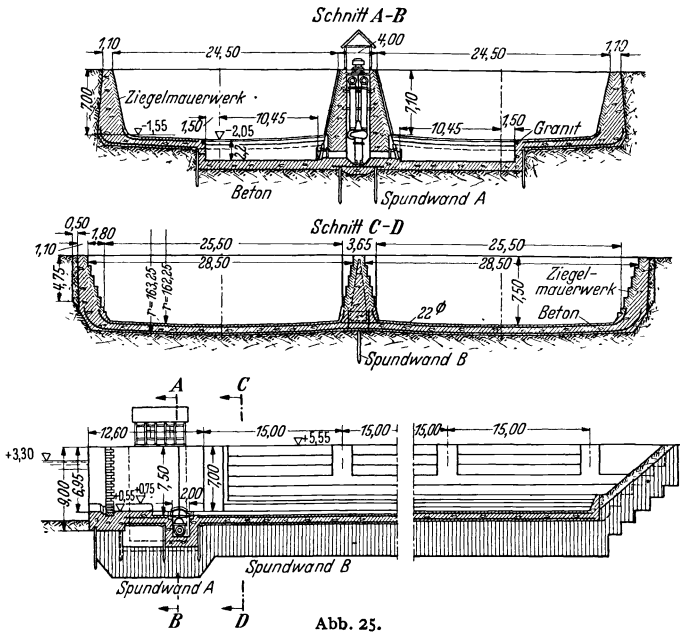


Abb. 25.

ausziehen zu können, in der Breite von mindestens 2·2 m, in der Tiefe unter dem tiefsten für die Dockung zulässigen Wasserstand von 1,5 m. Bei Baudocks

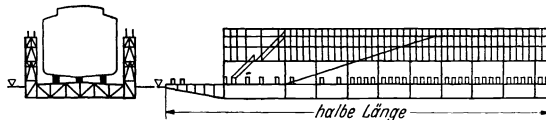


Abb. 26.

wird das Schiff nur bis zu einem bestimmten Tiefgang im Trockenen hergestellt und dann schwimmend weitergebaut. Infolgedessen kann die Docksohle höher gelegt werden als bei Ausbesserungsdocks (Abb. 25). Die Bauausführung kann

entweder im Trockenén (Grundwasserabsenkung), als Schwimmkasten, unter Druckluft oder als Unterwasserschüttung erfolgen.

Dockverlängerungen werden in letzter Zeit häufig ausgeführt, um bestehende Docks den größeren Schiffsabmessungen anzupassen. Man setzt einen trogförmigen Stahlbetonkörper an oder benützt Spundwände mit getrennter Sohle.

Trockendock-Schleusen mit 2 Torabschlüssen (Schiebetore) sind als Dock und als Schleuse benutzbar.

b) **Schwimmdocks** (Abb. 26). Schwimmdocks sind schwimmende Körper, deren Boden so weit unter Wasser abgesenkt wird, daß das zu dockende Schiff

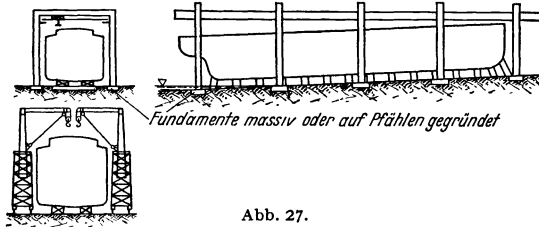


Abb. 27.

darüber fahren kann. Das Dock schwimmt nach dem Lenzen seiner Tanks auf und hebt den Schiffskörper über die Wasserlinie. Der Schiffskörper ruht dann ebenfalls auf Kielstapeln und Kimmsschlitten.

Schwimmdocks werden nach den Regeln des Schiffbaues gebaut. Man unterscheidet U- und L-förmige Schwimmdocks (L-förmige für kleinere Schiffe). Die Ausrüstung der Schwimmdocks ist die gleiche wie bei Trockendocks. Für Schwimmdocks benötigt man eine Dockgrube (Gefahr der Verlandung), Verankerung und schwere Dalben zum Festlegen.

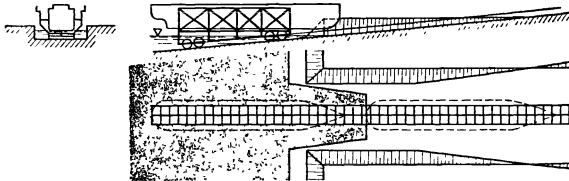


Abb. 28.

c) **Hellinge** (Abb. 27). Eine Helling ist eine geneigte befestigte Ebene, auf der Schiffe gebaut und zu Wasser gelassen werden. Die Helling zerfällt in die Vorhelling (Neigung 1:8 bis 1:16), den unter Wasser liegenden Teil, und die Stapelhelling (Neigung 1:12 bis 1:24), den über Wasser liegenden Teil, auf dem das Schiff gebaut wird. Hellinge werden mit massiver Sohle oder bei schlechtem Baugrund auf Pfahlrost oder Druckluftkästen gegründet. Die Aufbauten bestehen aus dem Ablaufschlitten, auf dem das Schiff beim Stapellauf ruht, den Hellinggerüsten mit Laufkränen oder bei fehlenden Gerüsten den Turmlaufkränen.

d) **Slips** (Abb. 28). Slips sind Aufschleppen für Schiffe bis zu etwa 1000 t Wasserverdrängung und werden als Quer- und Längsaufschleppen gebaut. Die Schiffe werden auf einer geneigten Ebene mittels Schleppwagen auf einer Schienenbahn außer Wasser gezogen.

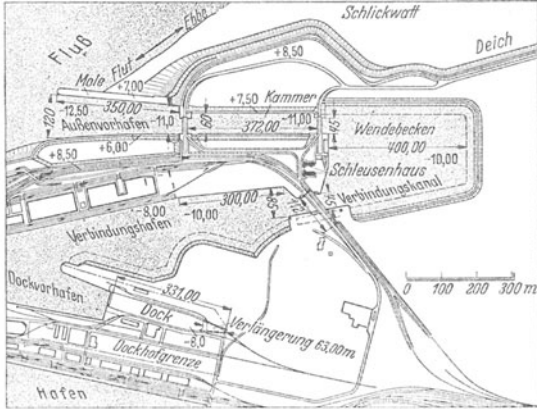
3. Seeschleusen¹.

Seeschleusen werden bei Häfen angewendet, wenn die Wasserstandsschwankungen oder die Verlandung im Hafen zu groß werden (geschlossene Häfen), bei

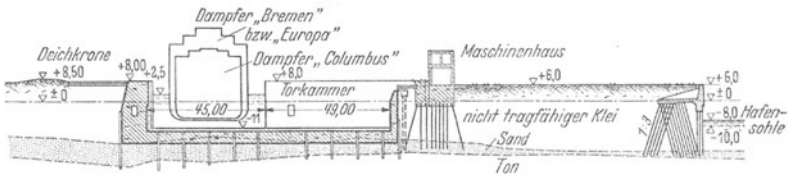
¹ AGATZ, A.: Der Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven in den Jahren 1928—31. Berlin 1931. — DETMERS: Bautechn. 10 (1932) S. 129. — BLUNK: Jb. Hafenbautechn. Ges. 13 (1932/33) S. 147. — PETZEL-BEHREND: Jb. Hafenbautechn. Ges. 11 (1928/29) S. 295. — MAUTNER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 13 (1932/33) S. 123. — GERDES: Jb. Hafenbautechn. Ges. 16 (1937) S. 102.

Seekanälen, wenn sie Meeresteile mit verschiedenen hohen Wasserständen verbinden und infolgedessen eine starke Strömung im Kanal entstehen würde, wenn HW- und NW-Außenwasserstände im Seekanal ausgeschaltet werden sollen oder wenn der Seekanal vor Verlanden geschützt werden soll (Abb. 29—32).

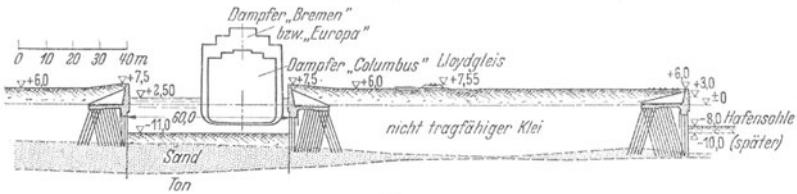
a) **Schleusenarten.** Die Dockschleuse besitzt nur ein Haupt (Abb. 33), die Kammerschleuse zwei Häupter (Abb. 34). Seeschleusen werden häufig als Doppel-Seeschleusen ausgeführt. Die veraltete Dockschleuse kann nur geöffnet werden, wenn der Wasserstand zu beiden Seiten des Hauptes gleich hoch liegt.



Längsschnitt durch die Torkammer



b



c

Abb. 29 a—c.

Sie bleibt während der Überschreitung eines festgelegten Wasserstandes für den Schiffsverkehr geöffnet, z. B. von 1 Stunde vor Thw bis 1 Stunde nach Thw (s. S. 1033). Die Grenzen der Schleusungswasserstände einer Kammerschleuse hängen von den möglichen schiffbaren Wasserständen und den Schiffsgrößen ab.

b) **Schleusenabmessungen.** Die Schleusenbreite hängt vom größten zur Zeit verkehrenden Schiff und der zu erwartenden Vergrößerung der Schiffsgefäße ab und beträgt max. etwa das 1,5fache der Schiffsbreite oder ist gleich der Schiffsbreite zuzüglich 2 Schlepperbreiten. Die Schleusenlänge muß außer dem Schiff

noch die Länge für Schlepper und Trosse beim Verholen eines Schiffes in die Schleuse zuzüglich 2 · 5,00 bis 2 · 10,00 m Spielraum enthalten. Die Schleusentiefe (Drempeltiefe) richtet sich nach der Tiefe der Reede und des Vorhafens,

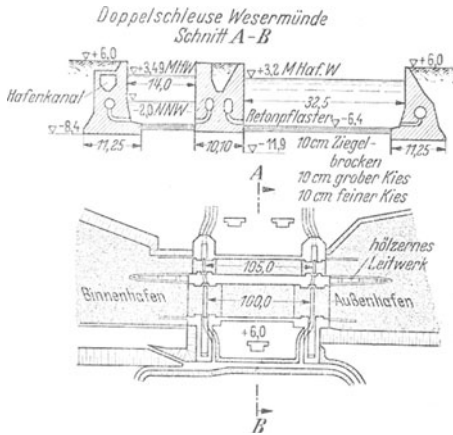


Abb. 30.

d) Schleusenverschlüsse¹. Man verwendet folgende Verschlussarten: als einfach kehrenden Verschluss, der nur einseitig Wasserüberdruck aufnehmen kann, das Stemmtor (Abb. 36 u. 37), als doppelt kehrenden Verschluss, der beiderseitig Wasserüberdruck aufnehmen kann, das Schiebetor (Abb. 36 u. 38). Die Verschlüsse werden durch den Wasserüberdruck, dessen Größe von den Schwankungen der Wasserstände zu beiden Seiten des Verschlusses abhängt, belastet. Beim Stemmtor

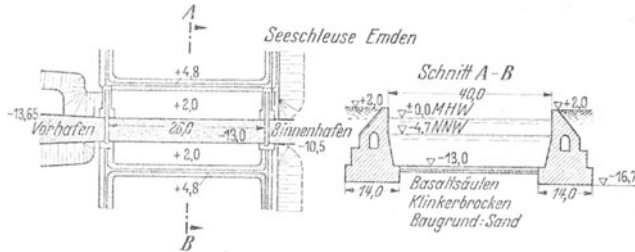


Abb. 31.

drehen sich die Torflügel um eine senkrechte Achse. Bei großen Schleusen sind Schiebetore zweckmäßig. Schiebetore erhalten eine Unterstützung durch einen Unterwagen und einen Oberwagen oder 2 Unterwagen. Man unterscheidet dabei das Rollentor und das Gleittor. Für die Rollen gibt es verschiedene Anordnungsmöglichkeiten. Entweder werden die Rollen auf der Torlaufbahn befestigt und das Tor gleitet auf Kufen darüber hinweg. Oder die Rollen befinden sich an zwei Unterwagen oder an einem Unter- und an einem Oberwagen. Das Gleittor gleitet mit Kufen aus Hartholz, die am Torkörper befestigt sind, auf einer Gleitbahn, die meist aus geschliffenem Granit oder aus Stahl besteht. Die Verschlüsse werden elektrisch angetrieben.

¹ XV. Internat. Schiffahrtskongress Venedig 1931, Bericht 104—111. — *Водны: Ж. Hafenbautechn. Ges.* 13 (1932/33) S. 159.

ferner nach den Forderungen der Schifffahrt, ob die Schleuse während der ganzen Tide oder nur während eines Teiles der Tide benutzt werden soll. Der Spielraum unter dem Schiffsboden beträgt etwa 0,50—2,00 m. Die größten bisher ausgeführten Schleusenbreiten betragen 50—60 m, die Schleuselängen 350 bis 400 m, die Drempeltiefe unter MThw 16 m.

c) Schleusenhäupter (Abbildung 35 und 36). Die Schleusenhäupter nehmen die Schleusenverschlüsse und wenn erforderlich die Umläufe auf. Daraus ergeben sich die Bauwerksabmessungen. Die Oberkante liegt etwa 1,00 m über HHW (Außenhaupt) oder HSchlW (Binnenhaupt).

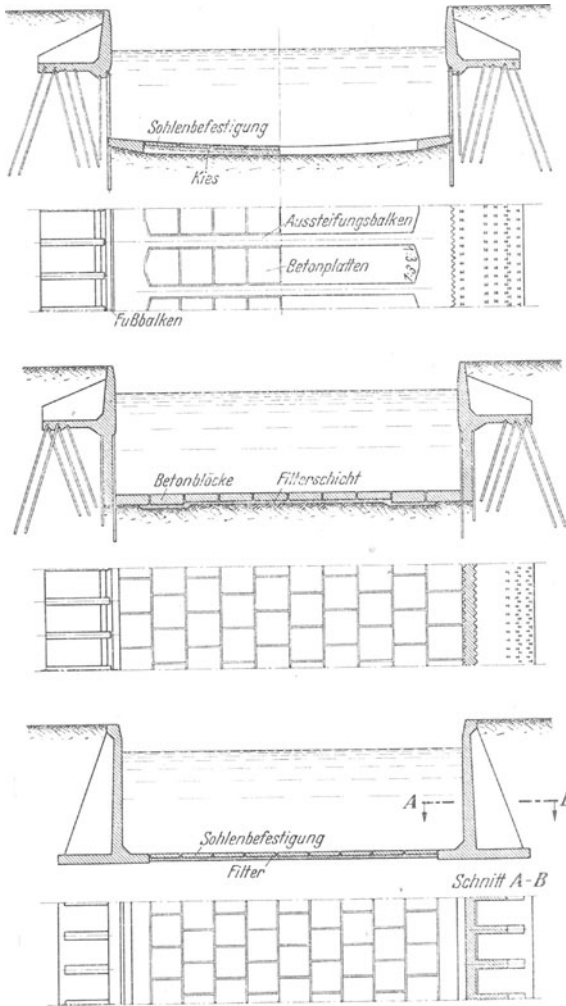


Abb. 32.

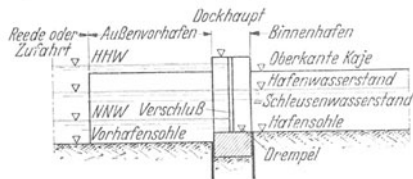


Abb. 33.

Für den Antrieb der Schiebetore werden feststehende Maschinen unter Verwendung von steifen oder Gliederzahnstangen oder druckfesten Gallschen Ketten

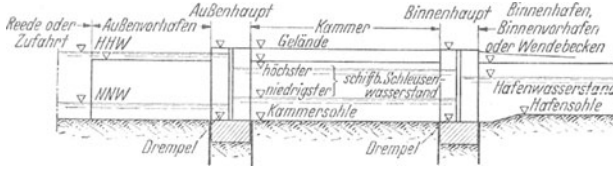


Abb. 34.

verwendet. Als Antriebsmotoren eines Tores werden zweckmäßig zwei gleiche Maschinensätze gewählt, von denen einer für den gewöhnlichen Betrieb ausreicht, der andere als Ersatz dient und für außergewöhnliche Fälle eingeschaltet werden kann.

Bei großen Schleusenanlagen mit starkem Verkehr und besonders bei Doppelschleusen ist

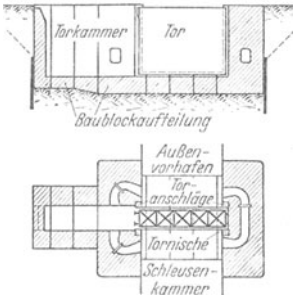


Abb. 35.

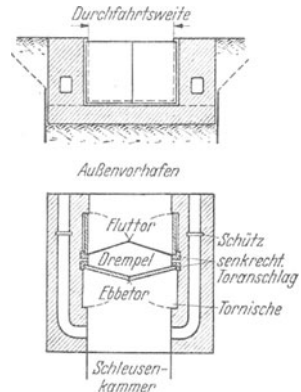


Abb. 36.

die voll automatische Betätigung der Tore und ihrer Zubehöerteile von einem zentralen Steuerstande aus zweckmäßig.

e) Schleusenumläufe.

Der Querschnitt der Umlaufkanäle hängt von der zur Verfügung stehenden Schleusungszeit, von der Wassermenge und dem Druckgefälle des Schleusungswassers ab und beträgt bei größeren Schleusen etwa 10—15 m² je Umlauf, bei Torverschlüssen und kurzen Schleusungszeiten bis zu 60 m² je Tor. Das Füllen

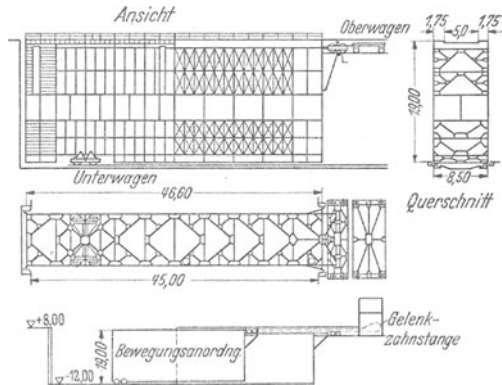


Abb. 37.

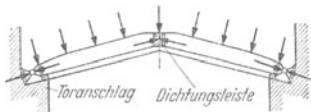


Abb. 38.

oder Leeren der Schleuse dauert etwa 10—20 Minuten. Die Oberkante der Umläufe liegt unter NNW. Als Umläufe wurden früher Stichkanäle in den Kammer-

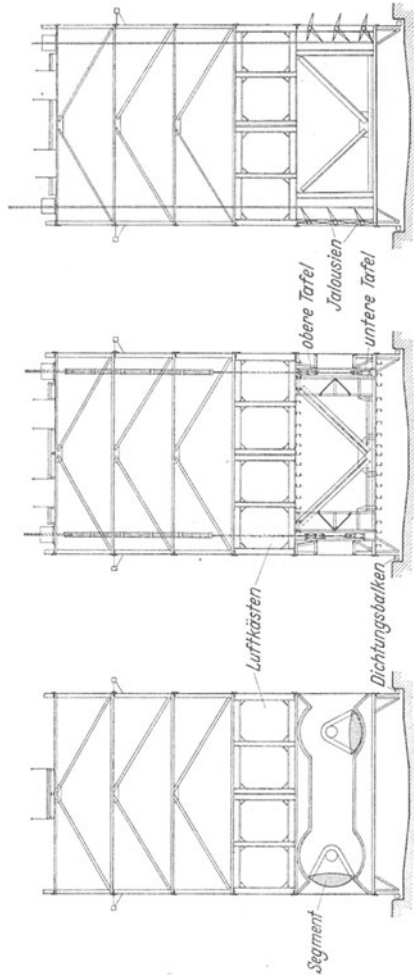
mauern (Abb. 30, 31) oder in der Sohle und beiderseitige Torumläufe, die um die Torkammer herumgeführt wurden, verwendet. Heute baut man beiderseitige Torumläufe, von denen der eine durch die Torkammer hindurchgeführt wird (Abb. 35), einseitige Torumläufe an der Toranschlagseite, oder füllt und leert durch die Tore selbst (Spezialausführungen der MAN, Abb. 39a, c und der DU, Abb. 39b).

f) Verschlüsse der Umlaufkanäle. Man verwendet Rollkeil-, Gleit- und Segmentschütze. Die Ausbildung der Schütze siehe unter Binnenverkehrswasserbau S. 1015. Notschütze sind vorzusehen für den Fall, daß die Hauptschützen versagen. Der Antrieb und die Bewegungsvorrichtungen für die Schleusen- und Umlaufverschlüsse müssen so gelegt werden, daß sie die freie Kajenfläche nicht behindern, gut zugänglich, auswechselbar und bedienbar sind.

g) Schleusenkammer. Die Kammereinfassungen werden massiv oder als auf Pfahlrost gegründete Mauern oder als Spundwände ausgebildet (Abb. 29—32).

h) Sohle der Schleusenkammer. Ganz unbefestigt läßt man die Schleusenkammersohle dann, wenn der Untergrund den Auftrieb aufnehmen kann und die Gefahr der Bodenausspülung nicht besteht. Die Sohle ist gepflastert, wenn die Bodenschicht an der Schleusensohle gegen Ausspülen geschützt werden soll. Die Sohle ist massiv, wenn der Auftrieb gefährlich wird. Das Sohlenbauwerk kann mit den Wänden der Schleusenkammer biegefest verbunden (als biegefesten Trogkörper oder als eingespannte Sohle, wenn die Seitenmauern als Schwergewichtskörper ausgebildet sind), an den Seitenwänden der Schleusenkammer aufgelagert oder an Pfählen im Boden (Abb. 33) verankert werden.

i) Ausrüstung der Schleusen. Zur Ausrüstung gehören Poller, Spills, Fender, Leitern, Haltekreuze, Seezeichen, Pegel, Beleuchtung, Entwässerung usw.



II. Binnenhäfen.

A. Allgemeines.

1. Zweck und Einteilung.

Binnenhäfen dienen als Umschlaghäfen oder Schutzhäfen gegen Hochwasser, Niedrigwasser, Eisgang und zum Überwintern. Nach der Art der Wasserstraßen

unterscheidet man Binnenhäfen an natürlichen und an künstlichen Wasserstraßen¹. Die Handelshäfen umfassen Umschlagsanlagen für Mischgüter und Spezialhäfen für Kohle, Erz, Holz, Petroleum und Industrie. Die Binnenhäfen sind im allgemeinen offene Häfen. Geschlossene Häfen gibt es an den deutschen Binnenwasserstraßen nicht. Hat ein Flußhafen mehrere Einfahrten, so daß im Hafen eine Strömung entstehen kann, so wird die stromauf liegende Einfahrt durch eine Schleuse abgeschlossen. Ferner können Schleusen für Hafeneinfahrten erforderlich werden, wenn das Hafengelände tiefer liegt als der Hochwasserspiegel der Wasserstraße.

2. Allgemeine Anordnung.

Häfen an Flüssen und Kanälen, wo Strömung und Sinkstoffablagerung die Lage und Anordnung eines Hafens beeinflussen, ordnet man am ausbuchtenden Ufer oder als Hafenbecken mit einer stromabwärts gerichteten Einfahrt an. Die Breite und die Neigung der Einfahrt zur Stromrichtung ist so bemessen, daß die Schifffahrt nicht behindert und Sinkstoffablagerung in der Einfahrt vermieden werden kann². Sie ist abhängig

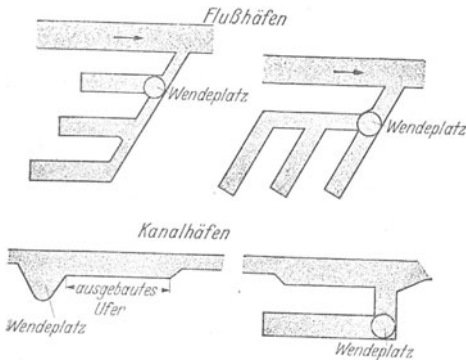


Abb. 40.

Die Anlagen eines Binnenhafens (Abb. 40) können unmittelbar am Ufer der Wasserstraße liegen (ausgebaute Ufer) oder getrennt vom Ufer (parallel oder schräg zur Uferlinie). Binnenhäfen können eine Binnenreedee haben, wenn es die besonderen Verkehrsverhältnisse (Zusammenstellen von Schleppzügen oder vor großen Kanalmündungen mit Schleusen) erfordern. Wendebecken werden je nach Abmessungen und Anordnung der Hafenbecken und nach den Verkehrsverhältnissen erforderlich.

Die Schiffsbewegungen in einem Binnenhafen sind folgendermaßen: Die Schiffe werden an die Liegestelle im Hafen geschleppt und drehen nur bei genügender Breite des Beckens unmittelbar an Ort und Stelle. Meist werden sie vom Wendekreis oder Vorhafen, wo sie gedreht werden, rückwärts hineingeschleppt. Zum Wenden eines 1000 t-Schiffes mit Schlepper im Hafenbecken in Fahrt (Kreisverkehr) werden 200 m Durchmesser, im Liegen 100 m Durchmesser benötigt. Leere Kähne wenden in etwa 3, belastete in 6—6½ Minuten. Geschwindigkeit der Kähne im Hafen 2—3 km/Stunde.

3. Hafenbecken.

Für die Lage und Anordnung der Hafenbecken gelten die gleichen Gesichtspunkte wie für die Seehafenbecken. Alle Bauwerke (Uferbefestigungen, Brücken-

¹ XV. Internat. Schifffahrtkongreß Venedig 1931, Berichte 20—31. — XIV. Internat. Schifffahrtkongreß Kairo 1926, Bericht 18—23. — VERLOHR u. BAYER: Bautechn. 10 (1932) S. 450. — AGATZ, A.: Die Technik der Binnenhäfen in: Die Binnenhäfen, ihre wirtschaftspolitischen, verkehrspolitischen, betriebswirtschaftlichen und technischen Probleme. Stuttgart und Berlin 1938.

² ROHR, F.: Wasser- und Sinkstoffbewegungen in Fluß- und Seehäfen. Diss. T. H. München 1933.

pfeiler, zu dükernde Versorgungsleitungen) sind auf die späteren Ausmaße des Hafenbeckens hin zu entwerfen. Die Tiefe muß für die größten verkehrenden Schiffe bei den niedrigsten Wasserständen und voller Beladung bemessen sein. Die durchschnittliche Breite beträgt etwa 50—100 m. Die Länge der Hafenbecken beginnt bei 200 m, geht aber nicht über 1000—1200 m hinaus, da sonst der Betrieb erschwert wird.

Der mittlere zeitliche Abstand der Kähne beträgt $\Delta t = \frac{\text{Arbeitszeit}}{\text{Anzahl der Kähne}}$,

der mittlere räumliche Abstand $\Delta l = \Delta t \cdot v$, wenn v = mittlere Fahrgeschwindigkeit der Kähne im Hafen (etwa 2 km/Stunde) ist. Daraus ergibt sich die Anzahl der Begegnungen. Die Kailänge kann aus der mittleren Lade- oder Löszeit unter Berücksichtigung einer Reserve ermittelt werden.

4. Ufereinfassungen.

Geböschte und zur Hälfte geböschte Ufer werden der Kostenersparnis wegen vielfach bevorzugt. Anzustreben ist eine Übereinstimmung aller Kais in der Höhenlage und Fluchtlinie. Senkrechte Ufer sind insbesondere bei starken Wasserschwankungen teuer, bedeuten aber die beste Lösung für den Betrieb.

5. Gleisanlagen¹.

Die verschiedenen Gleisgruppen werden hintereinander geschaltet. Über die Ausbildung des Betriebsbahnhofes (kürzestes Gleis etwa 750 m), der Bezirksbahnhöfe (Aufnahmegruppe und hafenseitige Ladestellengleisgruppe), kürzestes Gleis 130—150 m) und die Zustellung zu den einzelnen Ladeufern siehe S. 1039 und Abschnitt Eisenbahnlinien. Die Zahl der Ufergleise bei Stückguthäfen beträgt bis 3, bei Massenguthäfen bis 8, der Abstand der Weichen etwa 3—5 Schiffslängen bzw. 200—300 m, der geringste Halbmesser 180 m, der Gleisabstand 4,5 m und die stärkste Neigung der Weichen 1:6,6 mit 190 m Halbmesser, meist 1:9. Die Steigungen sollen 4% auf den Strecken und 2% auf den Bahnhöfen nicht überschreiten.

6. Straßen².

Man unterscheidet: Zubringerstraßen (4—6 Spuren), Hafendurchgangsstraßen (4—6 Spuren), Hafenhauptstraßen (4 Spuren), Ufer- und Ladestraßen (2—4 Spuren) und Querstraßen (2 Spuren). Bei der Kaiausbildung (Straße und Gleise) spielt die Art des Verkehrs (reiner Straßenverkehr, gemischter Verkehr, reiner Bahnverkehr) eine Rolle.

B. Stückguthäfen.

Reine Stückguthäfen sind ebenso wie bei den Seehäfen nicht vorhanden. Bei großen Binnenhäfen wird der Stückgutverkehr in einzelnen Becken zusammengefaßt. Die Anzahl der Stückgutanlagen tritt bei Binnenhäfen gegenüber den Massengutanlagen zurück, da das hochwertige Stückgut im Binnenland vorwiegend auf der Eisenbahn befördert wird, doch nimmt die Stückgutbeförderung in letzter Zeit infolge der Eilschiffahrt zu. Die Ufereinfassung soll über MHW liegen, braucht aber nicht über HHW hinauszuragen, unter Umständen ist das HSchW maßgebend. Ganz hochwasserfrei zu legen sind Gleise und Schuppen. An Tiefe des Hafengeländes braucht man bei Freiladeverkehr 25 m, bei Speicheranlagen 40—80 m. Die Schuppentiefe beträgt 15—30 m. Schuppen und Speicher sind häufig vereinigt. Die Stockwerkhöhe beträgt 3,20 m bei einer Belastung von 1200—1500 kg/m². Umschlaggeräte siehe Seehäfen. Der mechanische Umschlag wird erforderlich, wenn mehr als 100—120 t/m Kai im Jahr verladen werden.

¹ SALNIG: Jb. Hafenbautechn. Ges. 10 (1927) S. 96. — HIRSCH: Die Eisenbahnausrüstung der Häfen. Duisburg 1922. — WEHRSPAN: Verkehrstechn. Woche 34 (1940) S. 239.

² NADERMANN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 18 (1939/40) S. 17.

C. Massenguthäfen¹.

1. Allgemeine Anordnung². Diese Häfen verfügen meist über ausgedehnte Gleisanlagen, um möglichst wenig Gut auf Lager zu haben, da der vorhandene Platz bei Binnenhäfen knapper als bei den Seehäfen ist. Die Massengutanlagen können bei HHW bis 3,5 m bei Kohlen und bis 4,5 m bei Erz überschwemmt werden. Auf 1 m² Fläche können gelagert werden: 0,4 t Holz, 1,5 t Kohlen, 3 t Roheisen. Belastung der Fläche: 1,2—1,8 t/m².

Berechnung der erforderlichen Umschlaggeräte. Man berechnet die mittlere tägliche Umschlagmenge und die dazugehörige Anzahl Kähne. Aus der stündlichen Leistungsfähigkeit des Umschlaggerätes läßt sich die Lade- oder Löszeit je Kahn ermitteln. Dabei ist eine Reserve zu berücksichtigen. Aus der Anzahl Kahnwechsel/Tag $n = \frac{\text{Arbeitszeit/Tag}}{\text{Umschlagzeit/Kahn}}$ läßt sich die Anzahl der Liegeplätze

berechnen: $m = \frac{\text{Anzahl der Kähne/Tag}}{n}$. Die Anzahl der Umschlaggeräte ergibt

sich aus der mittleren täglichen Hubleistung, wobei nicht nur der Umschlag Bahn bzw. Lager/Schiff, sondern sämtliche anderen mechanisch zu bewerkstellenden Umschläge zu berücksichtigen sind. Man muß also den Weg des Gutes, den Prozentsatz der direkten Weiterverladung und der Zwischenlagerung im Hafen kennen. Diese Hubleistung wird durch die mittlere stündliche Leistung des Gerätes geteilt, um die Anzahl der Geräte zu erhalten. Die Größe des Lagerraums ergibt sich aus den Summenlinien für An- und Abfuhr des Gutes. Hierbei sind Ausfälle durch Eis zu beachten.

Die jährliche Leistung bei Massengutanlagen beträgt bis über 4000 t/m Kai. Die mittleren Werte bewegen sich zwischen 500 und 2000 t/m bei Kohle und Erz. Die Uferlängen sollen 1000 m bei 6 Kranen, besser 600 m bei 4 Kranen (dann aber ohne Weichenverbindungen der Eisenbahngleise) nicht überschreiten.

2. Kohlenumschlag³. Über die Anforderungen vgl. Seehäfen: Hohe Leistungsfähigkeit (durchschnittliche Anzahl der Spiele bei den Verladegeräten 20—25 je Stunde), niedrige Einheitskosten, Schonung des Umschlaggutes, Möglichkeit der Mischung.

Die Beförderung der Kohle in Kübeln ist auf die Fälle beschränkt, wo die Zuführung der Kohle zum Schiff auf Kübelwagen (20 t) mittels Werkbahnen erfolgt. Es läßt sich meistens nur bei kurzen Entfernungen durchführen, da die privaten Kübelwagen von der Reichsbahn nicht in den allgemeinen öffentlichen Umlauf eingestellt werden.

Ortsfeste Wagenkipper (Abb. 10 d) brauchen große Wasserflächen und Uferlängen infolge des ständigen Vorholens der Schiffe und des häufigen Kahnwechsels. Bei Kipper-Verladebrücken (Abb. 10 e) werden die Mängel der ortsfesten Anlagen vermindert. Man erhält klare und einfache Gleisanlagen, benötigt wenig Bedienungsmannschaft und kann große Flächen überspannen. Die Leistungsfähigkeit ist wegen der geringen Fahrgeschwindigkeiten begrenzt, die infolge der hohen Lasten nicht überschritten werden können.

Förderer (Abb. 10 f) können mit Kipperrn verbunden werden. Der Transport des Gutes erfolgt auf Stahlgurten. Die Kohle läuft mit Wagen über die Drehscheibe zum Kipper, mit Förderband zum Bunkergebäude und zur Beladevorrichtung mit heb- oder senkbaren Auslegern. Die Umschlagleistung beträgt 500 m³/Stunde. Das Fördererprinzip ist billig, einfach und hat einen geringen Kraftbedarf. Der Umschlag von Großraumwagen erfolgt für Seitenentlader von 60 t Nutzlast mit endlosem Band, verfahrbarem Gurtförderer und Schrapperanlagen. Verladebrücken werden bis zu Spannweiten von 100 m gebaut und

¹ OSTENDORF: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 65; 13 (1932/33) S. 241. — MEINERS: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 77. — SKALWEIT, GERMANUS, WEHRSPAN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 10 (1927) S. 25.

² S. a. Seehäfen.

³ WEHRSPAN: Werft, Reed. Hafen 17 (1936) S. 143.

bringen eine Erhöhung der Leistungsfähigkeit bei gleichzeitiger Einschränkung der Bewegung, wenn die an den Untergurten angehängten Laufkatzen durch Drehkrane mit langen Auslegern ersetzt werden, die auf den Obergurten laufen. Uferumschlag und Verteilung auf dem Platz werden durch Verwendung von Uferportalkranen und Brücke getrennt. Sie können unter Umständen auch verkuppelt werden. An Stelle der Uferportalkrane treten häufig Greiferanlagen.

Selbstentladerschiffe verkehren zum Löschen von Braunkohlenbriketts in den Oberrheinhäfen. Auf dem Schiffsboden sind Längs- und Querbänder vereinigt. Die Schiffe verfügen über senkrechte Becherwerke und ein Band- und Rutschen-system zum Land. Das Gut wird schonend behandelt. Die Neubeschaffung von Spezialschiffen ist aber wirtschaftlich schwer tragbar.

3. Erzumschlag. Die Anordnung ist die gleiche wie bei Kohle. Infolge größeren Raumgewichtes werden schwerere Greifer gebraucht. Die Kaimauern erhalten stärkere Beanspruchungen. Man benötigt ortsfeste Bunker großen Ausmaßes zur schnellen Beladung der Großraumzüge. Die Fördergefäße fassen bis 20 t.

4. Getreide. Die pneumatische Förderung bedingt hohen Stromverbrauch und geringen Personalaufwand. Bei Becherwerken ist es umgekehrt. Die Leistungen betragen bei beiden bis 80 m³/Stunde. Seltener kommt der Umschlag mit Greiferkran vor.

5. Baustoffe. Baustoffe werden vorwiegend auf Lastwagen umgeschlagen. Bei Ziegelsteinen werden laufende Bänder und Ziegelkrane, bei Kies und Sand Greifer und bei Grubenholz Kranbrücken benutzt.

6. Schrott. Man verlädt mit Polypgreifer und Magnetgreifer.

7. Öl. Öl erfordert besondere Hafenecken. Große Flächen müssen frei gehalten werden. Die Umschlageinrichtungen am Ufer sind einfach und bestehen aus Anschlüssen für Saug- und Druckrohre und Krane für den Faßumschlag. Feste Stoffe werden in flüssigen Zustand überführt und in Tankdampfern befördert, z. B. wird Gußasphalt in beheizte Behälter gepumpt. Das flüssige Gut wird auf Fässer abgezapft oder in Kesselwagen befördert.

D. Industrieböfen¹.

Bis zu einem Umschlag von 1,5 Mill. t im Jahr genügt eine Kaianlage am Fluß; sonst sind Stichbecken erforderlich. Es können bis 4 Kähne nebeneinander am Ufer liegen. Die Hafeneplattform liegt 2—3 m über KW bzw. über HSchW. Die Böfen dienen zum Umschlag von Rohstoffen und zum Abtransport der Erzeugnisse. Im übrigen siehe unter Seehäfen, S. 1055. Der Wasserflächenbedarf bei Kohlenbeladung beträgt etwa 10 m²/t.

E. Werfthäfen².

Sie bestehen aus: dem Hafen mit einer Tiefe von etwa 3 m, Aufschleppen, und zwar Längsaufschleppen oder Queraufschleppen mit Schleppwagen, Hellinge, Trockendocks und seltener Schwimmdocks. Es gelten die gleichen Gesichtspunkte wie bei den Dockanlagen für Seeschiffe.

F. Floßhäfen.

Die Ufer sind gebösch. Zum Verladen dienen unter 1 : 4 bis 1 : 10 geneigte Ebenen. Für den Holzverkehr legt man besondere Hafenecken an. Man verwendet Winden zum Verholen der Hölzer und Krane zum Verladen von und auf Wagen.

¹ OSTENDORF: Jb. Hafenbautechn. Ges. 15 (1936) S. 42. — HOFFBAUER, THIESSEN, MEINERS: Hafenbautechn. Ges. 10 (1927) S. 67.

² OSTENDORF: Jb. Hafenbautechn. Ges. 15 (1936) S. 55.

Die Bemessung der Wasserfläche F (m²) kann aus der Jahresmenge an Holz Q in m³, der Floßdicke d (= 0,60 m), der Bearbeitungszeit im Wasser t (= 20 Tage im Mittel) und der Unregelmäßigkeit des Eintreffens (Faktor η) bei 250 Schifffahrtstagen zu $F = \eta \frac{1,5 Q \cdot t}{250 d} = 0,2 \eta Q$ erfolgen.

G. Winterhäfen.

Die Anzahl der schutzbedürftigen Schiffe ist aus der Belegung der Flächen in den vorhandenen Handels- und Industrieläfen festzustellen. Vorhandene Buchten und Seitenarme werden ausgenützt. Ein Schutz durch hochwasserfreie Dämme ist nur angängig, wenn das Hochwasserabflußgebiet dadurch nicht eingeengt wird. Der Schutz gegen Eisstoß kann durch Baumwuchs auf den Ufern zwischen Fluß und Hafen erzielt werden. Die Nähe von Ortschaften ist wegen der Verpflegung der Besatzung und der Familien zu bevorzugen. Die Mündungen müssen leicht angesteuert werden können, da meist keine Schlepperhilfe vorhanden ist. Die Sohle muß unter Flußsohle gehalten werden, um bei Eisaufbruch (starkem Wasserabfall) Aufsitzen und Brechen der Schiffe zu verhindern. Die Ufer sind unbefestigt. Festmachvorrichtungen, Treppen und Bermen müssen angebracht werden. Nach Möglichkeit sind besondere Schutzhäfen für Tankschiffe vorzusehen.

H. Fahrgastanlagen.

Sie dienen vorwiegend dem Ausflugsverkehr. Größtenteils bestehen sie nur aus einfachen Holzstegen oder kleinen auch schwimmenden Landungsbrücken.

I. Kanalhäfen¹.

Kanalhäfen werden als Kanalverbreiterung entweder parallel zur Kanalachse oder als Dreieckshafen oder als Stichbecken ausgebildet. Die Abzweigung kann in jeder Richtung vorgenommen werden. Der geringste Abstand der Liegegrenze von der Kanalachse beträgt 23 m. Das Wendebcken ist so zu bemessen, daß das größte Schiff innerhalb der Schiffsliegeregrenze wenden kann. Die Uferbefestigung in den Böschungen liegt von 2—4 m über KW bis 0,5—1,0 m unter KW. Die Umschlagleistungen für den lfd. m Kai betragen etwa bei 2 Kähnen nebeneinander liegend 3000 t/m/Jahr, bei 3 Kähnen nebeneinander liegend 4000 t/m/Jahr. Der Kaiquerschnitt setzt sich zusammen aus einem Verkehrstreifen von 10—25 m Breite mit 2—3 Gleisen und einem Schuppen oder Speicher von 15—30 m Breite.

III. Seebau.

A. Allgemeines².

1. Sinkstoffgehalt.

Der Sinkstoffgehalt des Meeres setzt sich u. a. aus Sand und Schlick zusammen. Der jährliche Schlickfall beträgt in

Hoek van Holland	3—4 m
Wilhelmshaven	8—10 m
Bremerhaven im Hafen	1—3 m
in den Vorhäfen	3—6 m

Die Größe des Schlickfalles ist besonders von der Wassertiefe und Strömungsänderung abhängig. Dabei ist der Schlickgehalt an der Sohle höher als an der Oberfläche. Schlickfall kommt nicht überall vor.

¹ HOGG: Jb. Hafenbautechn. Ges. 14 (1934/35) S. 215. — SCHRÖDER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 14 (1934/35) S. 220. — GEBENSLEBEN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 14 (1934/35) S. 224. — OEHLE: Jb. Hafenbautechn. Ges. 10 (1927) S. 103. — STOLZE: Jb. Hafenbautechn. Ges. 16 (1937) S. 14.

² KRÜMMEL, O.: Handbuch der Ozeanographie, 2 Bde. Stuttgart 1907, 1911.

2. Maße und Bezeichnungen.

α) Nullpunkte und Karten.

Deutsches und englisches Kartennull = MSprNW.

Das Kartennull ist eine zeitlich und örtlich sich ändernde Größe entsprechend den Veränderungen, die das MSprNW durchläuft.

Die amtlichen Seekarten enthalten alle Angaben über Seetiefen, Untiefen, Befeuerungen, Rettungsstationen, Lotsenwesen, markante Küstenpunkte usw. und werden ergänzt durch die Seehandbücher.

Schiffahrtspiegel im deutschen Küstengebiet = — 5,000 m NN.

β) Wasserstandsbezeichnungen.

Die Wasserstände werden durch selbstschreibende oder Lattenpegel gemessen.

Tnw- und Thw-Stände und Zeiten werden für die meisten Häfen in Gezeitentafeln¹ vorher errechnet.

Tabelle 5. Abkürzungen und Zeichen für die Hauptzahlen der Wasserstände².

Außerhalb des Tidegebiets (W = Wasserstand)	Im Tidegebiet	
	für Tideniedrigwasserstände (Tnw)	für Tidehochwasserstände (Thw)
1. NNW ist der überhaupt bekannte niedrigste Wasserstand.	9. NNTnw ist der überhaupt bekannte niedrigste Stand des Tideniedrigwassers.	16. NNThw ist der überhaupt bekannte niedrigste Stand des Tidehochwassers.
2. NW ist der niedrigste Wasserstand in dem betrachteten Zeitraum. NW gewinnt seine Bedeutung erst in Verbindung mit einer Zeitangabe. Diese kann ein in sich geschlossener Zeitraum sein, und zwar ein Monat, ein Halbjahr, ein Jahr oder eine Reihe von Jahren, oder sie kann sich auf die einzelnen Monate oder auf die einzelnen Halbjahre einer Jahresfolge beziehen. Ist eine Jahreszeit (Monat, Halbjahr) nicht hinzugefügt, so ist stets das volle Jahr (Abflußjahr) gemeint. Zum Beispiel ist NW 1896/1925 der niedrigste, in den Abflußjahren 1896—1925 festgestellte Wasserstand, So. NW 1896/1925 der niedrigste in den Sommern 1896—1925 festgestellte Wasserstand.	10. NTnw ist im Sinne der Ziffer 2 der niedrigste Stand des Tideniedrigwassers in dem betrachteten Zeitraum.	17. NThw ist im Sinne der Ziffer 2 der niedrigste Stand des Tidehochwassers in dem betrachteten Zeitraum.
3. MNW ist der mittlere niedrigste Wasserstand in dem betrachteten mehrjährigen Zeitraum. MNW ist ein Durchschnittswert und gewinnt seine Bedeutung erst in Verbindung mit einer Zeitangabe. (Siehe oben.) Zum Beispiel MNW 1896/1925 das Mittel aus dem niedrigsten Wasserstand jedes einzelnen Abflußjahres der dreißigjährigen Reihe. Jan. MNW 1896/1925 wird dagegen errechnet, indem man den niedrigsten Wasserstand in jedem der 30 Januarmonate auszieht und aus diesen 30 Wasserständen das Mittel bildet.	11. MNTnw ist im Sinne der Ziffer 3 der mittlere niedrigste Stand des Tideniedrigwassers in dem betrachteten mehrjährigen Zeitraum.	18. MNThw ist im Sinne der Ziffer 3 der mittlere niedrigste Stand des Tidehochwassers in dem betrachteten mehrjährigen Zeitraum.

¹ Marineobservatorium Wilhelmshaven: Gezeitentafeln, Berlin, erscheinen jährlich.

² Reichs- und Preußischer Verkehrsminister und Minister für Ernährung und Landwirtschaft. Pegelvorschrift Berlin 1935.

Tabelle 5. Abkürzungen und Zeichen für die Hauptzahlen der Wasserstände (Fortsetzung).

Außerhalb des Tidegebiets (W = Wasserstand)	Im Tidegebiet	
	für Tideniedrigwasserstände (Tnw)	für Tidehochwasserstände (Thw)
4. MW ist der <i>mittlere Wasserstand in dem betrachteten Zeitraum</i> . MW ist ein Durchschnittswert und gewinnt seine Bedeutung erst in Verbindung mit einer Zeitangabe. (Siehe oben.) Für eine Zeitspanne bis zu einem Jahr wird MW als arithmetisches Mittel aus den Hauptbeobachtungen der endgültigen Wasserstandslisten, für einen mehrjährigen Zeitraum aus den Monats-, Halbjahres- oder Jahresmitteln der Haupttabelle gebildet. Zum Beispiel ist MW 1896/1925 das Mittel der 30 mittleren Jahreswasserstände in den Abflußjahren 1896—1925, Wi. MW 1896/1925 das Mittel der 30 mittleren Winterwasserstände in den Abflußjahren 1896—1925. Aug. MW 1896/1925 wird errechnet, indem man das Mittel aus den mittleren Wasserständen der 30 Augustmonate bildet.	12. MTnw ist im Sinne der Ziffer 4 der <i>mittlere Tide-niedrigwasserstand in dem betrachteten Zeitraum</i> .	19. MThw ist im Sinne der Ziffer 4 der <i>mittlere Tide-hochwasserstand in dem betrachteten Zeitraum</i> .
5. MHW ist der <i>mittlere höchste Wasserstand in dem betrachteten mehrjährigen Zeitraum</i> in demselben Sinne wie MNW der mittlere niedrigste Wasserstand.	13. MHTnw ist im Sinne der Ziffer 5 der <i>mittlere höchste Wasserstand des Tideniedrigwassers in dem betrachteten mehrjährigen Zeitraum</i> .	20. MHThw ist im Sinne der Ziffer 5 der <i>mittlere höchste Wasserstand des Tidehochwassers in dem betrachteten mehrjährigen Zeitraum</i> .
6. HW ist der <i>höchste Wasserstand in dem betrachteten Zeitraum</i> in demselben Sinne wie NW der niedrigste Wasserstand.	14. HTnw ist im Sinne der Ziffer 6 der <i>höchste Stand des Tideniedrigwassers in dem betrachteten Zeitraum</i> .	21. HThw ist im Sinne der Ziffer 6 der <i>höchste Stand des Tidehochwassers in dem betrachteten Zeitraum</i> .
7. HHW ist der <i>überhaupt bekannte höchste Wasserstand</i> .	15. HHTnw ist der <i>überhaupt bekannte höchste Stand des Tideniedrigwassers</i> .	22. HHThw ist der <i>überhaupt bekannte höchste Stand des Tidehochwassers</i> .
8. GW „Gewöhnlicher Wasserstand“ ist nach dem Preußischen Wassergesetz vom 7. 4. 1913 derjenige „Wasserstand, der im Durchschnitt der Jahre an ebensoviel Tagen überschritten wie nicht erreicht wird“.	23. GW „Gewöhnlicher Wasserstand“ im Tidegebiet ist nach dem Preußischen Wassergesetz vom 7. 4. 1913 „das Hochwasser der gewöhnlichen Flut“. Des ist das arithmetische Mittel aller Hauptbeobachtungen des Tidehochwassers einer bestimmten Jahresreihe (Ziff. 19).	

HSchW = höchster schiffbarer Wasserstand, bestimmt durch Lage der Brückenunterkanten, Höhe der Ausuferung, Geschwindigkeit der Strömung.

für Hafenvasserstände NHaW MHaW HHaW
für Kanalwasserstände NKW MKW HKW

γ) *Bezeichnungen für die Beschreibung der Gezeiten*¹.

Gezeitenerscheinungen sind die Bewegungsformen großer Wasserkörper unter der Einwirkung der Anziehungskraft des Mondes und der Sonne in Verbindung mit der Drehung der Erde um ihre Achse. Sie bestehen aus den der Stellung des Mondes und der Sonne zur Erde entsprechenden senkrechten Bewegungen, dem periodischen Steigen und Fallen des Wassers, und den entsprechenden waagerechten Bewegungen, dem periodischen Hin- und Herströmen des Wassers.

Gezeiten sind der senkrechte Teil der Gezeitenerscheinung oder das abwechselnde Steigen und Fallen der Wassermassen.

Tide ist eine einzelne, im allgemeinen näher zu erläuternde Gezeit oder Gezeitenwelle, die von einem Niedrigwasser bis zum folgenden Niedrigwasser reicht.

Tidenkurve ist eine zeichnerische Darstellung einer bestimmten Tide (Abb. 41, 58).

Marineobservatorium: Wilhelmshaven: Gezeitentafeln für das Jahr 1938. Berlin 1937.

Gezeitenkurve ist eine Kurve, die die Schwankungen des Wasserstandes für eine Anzahl von Tiden wiedergibt und entweder mit Hilfe eines selbstzeichnenden Instruments erhalten oder durch eine Vorrichtung zur Vorausbestimmung der Gezeiten hergestellt wird.

Hochwasser, Thw., ist der höchste Wasserstand einer Tide beim Übergang vom Steigen zum Fallen oder der Zeitpunkt, zu dem dieser höchste Wasserstand erreicht wird.

Niedrigwasser, Tnw., ist der niedrigste Wasserstand zwischen zwei Tiden beim Übergang vom Fallen zum Steigen oder der Zeitpunkt, zu dem dieser niedrigste Wasserstand erreicht wird.

Flut ist das Steigen des Wassers vom Niedrigwasser bis zum folgenden Hochwasser.

Ebbe ist das Fallen des Wassers vom Hochwasser bis zum folgenden Niedrigwasser.

Tidenhub ist das arithmetische Mittel aus den beiden Wasserstandsunterschieden zwischen Thw und Tnw bei Flut und Ebbe.

Halbtägige Gezeiten sind solche, bei denen im Laufe eines Tages (Monttages) *zwei* Hochwasser und *zwei* Niedrigwasser eintreten.

Gemischte Gezeiten sind solche, bei denen die beiden im Laufe eines Tages auftretenden Hoch- und Niedrigwasser sowohl in Zeit als auch in Höhe stark voneinander verschieden sind.

Eintägige Gezeiten sind solche, bei denen im Laufe eines Tages (Sterntages) *ein* Hochwasser und *ein* Niedrigwasser eintreten.

Springzeit ist der Zeitpunkt der stärksten Einwirkung von Mond und Sonne auf den Tidenhub; während eines Mondumlafs findet Springzeit zweimal statt, und zwar bei der halbtägigen Gezeitenform im allgemeinen wenige Tage nach dem Eintritt von Neu- oder Vollmond, und bei der eintägigen Gezeitenform im allgemeinen wenige Tage nach den Zeiten der größten nördlichen oder südlichen Mondabweichung.

Springtide ist die Tide, die das der Springzeit am nächsten liegende Hochwasser enthält.

Springhochwasser, SpThw., ist das Hochwasser der Springtide.

Springniedrigwasser, SpTnw., ist das der Springzeit am nächsten liegende Niedrigwasser

Springtidenhub, ist der Tidenhub der Springtide.

Nippzeit ist der Zeitpunkt der geringsten Einwirkung von Mond und Sonne auf den Tidenhub; während eines Mondumlafs findet Nippzeit zweimal statt, und zwar bei der halbtägigen Gezeitenform im allgemeinen wenige Tage nach dem Eintritt des ersten oder letzten Mondviertels und bei der eintägigen Gezeitenform im allgemeinen wenige Tage nach den Zeiten des Durchgangs des Mondes durch den Äquator.

Hochwasser-Intervall ist der Zeitunterschied zwischen dem oberen oder unteren Meridiandurchgang (Voll- oder Neumond) und dem nächstfolgenden Hochwasser.

Hafeneit ist das Hochwasserintervall zur Zeit des Voll- und Neumondes.

Mittlerer Wasserstand, A_0 , ist der aus einer längeren Reihe von zeitlich gleichständigen Wasserstandsbeobachtungen berechnete Mittelwert.

Mittelwasser, MW., ist das Mittel aus der Hochwasserhöhe und der Niedrigwasserhöhe.

Flutstrom ist derjenige Strom, der während der Flut zu laufen beginnt und meist auch nach Eintritt von Hochwasser, also zu Beginn der Ebbe, noch andauert.

Ebbestrom ist derjenige Strom, der während der Ebbe zu laufen beginnt und meist auch nach Eintritt von Niedrigwasser, also zu Beginn der Flut, noch andauert.

Stromwechsel oder *Kentern* heißt der Übergang vom Flutstrom zum Ebbestrom und umgekehrt.

Stauwasser oder *Stillwasser* heißt der Teil der Tide, in dem kein Strom läuft.

δ) Wasserstands- und Strommessungen.

Geschwindigkeiten werden durch Schwimmer und Flügel gemessen. Wassermengen werden aus Geschwindigkeits- oder Wasserstandsmessungen berechnet (s. S. 1086). Flut- und Ebbestrom werden auf Gezeitenkarten eingetragen.

3. Die Gezeiten¹.

Der Wasserspiegel der offenen Meere steigt und fällt täglich im allgemeinen zweimal. Dieser Wasserwechsel wird Gezeiten genannt. Der Entstehungsvorgang von Flut und Ebbe beruht nicht nur auf einer statischen Verformung einer elastischen Wassermasse, sondern auch auf einer dynamischen Schwingungserscheinung. Außerdem wirken noch eine Reihe anderer Einflüsse wesentlich mit:

1. die ungleiche Verteilung von Wasser und Land;
2. die ungleiche Gestalt der Küsten, des Meeresbodens und der -tiefe (Reibungskräfte);
3. die Strömungen im Wasser infolge von Unterschieden der Temperatur und des Salzgehalts und in der Luft infolge ungleicher Erwärmung und stetiger Winde. Die Größe der Gezeitenwelle ist abhängig:

1. von periodischen Einwirkungen: den Massenanziehungskräften von Sonne und Mond. Verändern können sich die Stellung von Mond, Sonne und Erde zueinander durch die tägliche Drehung der Erde, die halbmonatliche Schwankung in der Entfernung und Deklination des Mondes, den monatlichen Umlauf des Mondes, die halbjährliche Schwankung in der Entfernung und Deklination der

¹ MÖLLER, L.: Das Tidegebiet der Deutschen Bucht. Berlin 1933. — WALTHER: Bau-techn. 12 (1934) S. 141. — THORADE, H.: Probleme der Wasserwellen. Hamburg 1931. — THORADE, H.: Ebbe und Flut. Berlin 1941.

Sonne und den jährlichen Umlauf um die Sonne. Daraus ergeben sich die Springfluten, Nippfluten und die dazwischen liegenden Fluten, die monatlich wiederkehren, ferner die Unterschiede in den beiden täglichen Fluten. Die eine Tagesflut ist, wenn alle örtlichen Einflüsse ausgeschaltet sind, infolge der verschieden großen Auswirkungen der fluterzeugenden Kräfte größer als die andere Tagesflut.

2. von den nichtperiodischen Einwirkungen: den Druck- und Reibungskräften von Wind (Stärke und Richtung), dem Luftdruck, dem Niederschlag und der Verdunstung. Die beiden letzteren haben geringere Bedeutung. Die Wasserstände wachsen mit der 1—2fachen Potenz der Windgeschwindigkeit¹. Bei Tidenflüssen kommt außerdem noch das Oberwasser des Flusses in Betracht.

3. der Schwingungsfähigkeit des örtlichen Beckens, das durch Küstengestalt, Wassertiefen und ständige Strömungen gekennzeichnet ist (Eigenschwingungszeit, Mitschwingungszeit). Daraus ergeben sich die Unterschiede des Tidenhubes an den verschiedenen Küsten.

Die Gezeitenkurve (Abb. 41, 58) im offenen Meer ähnelt der cos-Linie. Sie weicht aber von dieser theoretischen Form überall dort, zum Teil sehr stark, ab, wo Flut und Ebbe unter ungleichen Bedingungen vor sich gehen, z. B. bei Küstenströmungen und Flußmündungen. Sie kann dann aber für Berechnungszwecke als Überlagerung mehrerer cos-Linien verschiedener Periode und Amplitude aufgefaßt werden (harmonische Analyse der Gezeiten)².

Die Gezeitenwelle (Abb. 57) eilt auch in die Flußmündungen und im Unterlauf eines Flusses stromauf. Die Einwirkung von Gezeitenwelle und abfließendem Flußwasser ist eine gegenseitige. Die Gezeitenwelle kommt eher zum Stillstand als in einer Bucht, weil der Strom des Binnenwassers als Gegenstrom wirkt. Der Abfluß des Binnenwassers wird verzögert. Außerdem wird die Gezeitenwelle durch die Gestalt des Flußbettes und der Mündungsbildung beeinflusst (s. S. 1084).

Gezeitenströme³ sind im allgemeinen auf zwei Ursachen zurückzuführen. Diese Ursachen sind:

1. Der waagerechte Teil der Wasserbewegung, die zur Bildung der Flutwelle erforderlich ist.

2. Höhenunterschiede zwischen Orten verschiedener Hochwasserzeit und Tidenhübe, die entstehen können, wenn Flutwellen verschiedener Phase nach aneinander kommen, z. B. in einem Kanal, der zwei offene Meeresgebiete verbindet.

Die erste Ursache ist die bei weitem häufigere.

Um den Verlauf dieser waagerechten Wasserbewegung in einer Flutwelle zu verstehen, ist folgendes in Betracht zu ziehen.

A. Da, wo die Gestaltung des Meeresbeckens keine Abweichungen hervorruft, ist die Flutwelle als eine fortschreitende Wasserwelle zu betrachten. Die größte Horizontalgeschwindigkeit in ihr trifft zusammen mit der größten Hebung und Senkung; die Richtung, in der die Fortpflanzung der Wellenbewegung dabei vor sich geht, ist zu diesen Zeiten eine entgegengesetzte, indem sie bei Hochwasser mit ihr übereinstimmt (Flutstrom), bei Niedrigwasser hingegen ihr entgegengesetzt ist (Ebbestrom). Für die Ströme, die eine normal verlaufende Flutwelle begleiten, gilt also:

1. Flutstrom läuft etwa 3 Stunden vor bis 3 Stunden nach Hochwasser.

2. Ebbestrom läuft etwa 3 Stunden vor bis 3 Stunden nach Niedrigwasser.

B. Da, wo dem Fortschreiten der Welle ein Hindernis entgegensteht, dergestalt, daß ein Zurückwerfen der Welle in entgegengesetzter Richtung erfolgt, bildet sich eine stehende Welle. In einer solchen verschwindet mit dem Zeitpunkt der größten Hebung und Senkung die Horizontalbewegung, und es gilt der Satz:

¹ SCHULTZE: Aus dem Arch. d. Deutschen Seewarte 53 (1935) Nr. 5.

² DARWIN, G. H.: Ebbe und Flut. Leipzig u. Berlin 1911, S. 189. — KRÜMMEL: a. a. O., Bd. 2, S. 259. — THORADE, H.: Ebbe und Flut. Berlin 1941, S. 19. — RAUSCHELBACH: Aus dem Arch. d. Deutschen Seewarte 42 (1924) Nr. 1.

³ Nach Gezeitentafeln für das Jahr 1931, S. 7—9. Deutsche Seewarte Hamburg.

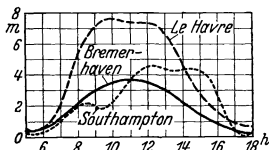


Abb. 41.

Solange das Wasser steigt, läuft Flutstrom, solange das Wasser fällt, Ebbestrom.

Nun zeigen überall, wo Gezeitenströme zur Beobachtung gelangen, die Flutwellen nicht mehr ihren ursprünglichen regelmäßigen Verlauf.

Zunächst bewirkt die Reibung im flachen Wasser, daß eine Welle nicht vollständig zurückgeworfen wird und daher auch eine stehende Welle nicht rein zur Erscheinung kommt. Daher wird durchgehends eine stehende Welle im Zusammenhang mit einer fortschreitenden Welle zur Beobachtung gelangen.

Betrachtet man die Verhältnisse in ihrer Gesamtheit, d. h. das Verhalten der Ströme, je nachdem eine fortschreitende oder stehende Welle überwiegt und das Fallen und Steigen des Wassers sich ändert, so erkennt man, daß zur Zeit des Hochwassers zwischen stärkstem Flutstrom und Stillwasser alles Stromphasen vertreten sein können.

4. Wellen und Winde¹.

a) Entstehung der Wellen. Wasserwellen entstehen durch Störung des Gleichgewichtszustandes der Wassermassen von außen her, verursacht durch Gezeitenkräfte, durch die Reibung zwischen Wasser und Luft und durch eintauchende Körper. Von innen her können Wellen durch auftauchende Körper und Erdbeben erzeugt werden. Bei der Wasserwelle handelt es sich um eine schwingende Bewegung der Wasserteilchen, durch die sich Wellenberg und Wellental fortpflanzen. Aus den Kreisschwingungen der Wasserteilchen ergibt sich eine fortlaufende Kurve, die Zyклоide. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit einer Welle ist der Weg, den ein Wellenberg oder Wellental in der Zeiteinheit zurücklegt. Die Schwingungsdauer ist die Zeit, in der ein Wellenberg eine Strecke gleich der Wellenlänge durchläuft. Die Windwellenform weicht bei stärkeren Winden von der Zyклоide ab, da der Wind auf den hinteren Abhang der Welle drückt, ihn nach vorwärts schiebt und so den vorderen Abhang der Welle steiler einstellt. Dabei nimmt der obere Teil der Welle die Windgeschwindigkeit an, während der untere Teil der Welle die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle beibehält. Ist die Windgeschwindigkeit größer als die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle, dann überstürzt sich der Wellenberg. Je nach der Windgeschwindigkeit bilden sich dann Schaumkronen bis Sturzseen. Geht die schwingende Bewegung in eine fortschreitende über, dann entsteht eine Brandung. Treffen Wellen aus verschiedenen Richtungen zusammen, so bildet sich kabbelige See. Bei mehrfachen Durchdringungen geht der Zusammenhang der Wasserteilchen verloren, es entsteht die Sturzsee oder der Brecher.

Die Wellenrichtung in offenen Buchten gleicht sich der Uferlinie an, Wellen in trichterförmig sich verengenden Buchten werden höher und kürzer, in trichterförmig sich erweiternden Buchten niedriger und länger.

Tabelle 6. BEAUFORT-Skala.

Wind		Geschwindigkeit			Druck	Seegang		
Stärke	Bezeichnung	in		in	Stärke	Bezeichnung	Wellen- höhe in m	
		m/sec	Knoten	kg/qm				
0	Windstille oder sehr leiser Zug	0—1,3	0—2,5	0—0,2	0	Vollkommenglatte See	0	
1	Leiser Zug	3,6	7,0	1,5	1	Sehr ruhige See . .	1	
2	Flaue Brise	5,8	11,3	4,1	2	Ruhige See	1—2	
3	Leichte Brise	8,0	15,6	7,7	3	Leicht bewegte See	2—3	
4	Mäßige Brise	10,3	20,0	12,6	4	Maßig bewegte See	3—4	
5	Frische Brise	12,5	24,3	18,9	5	Ziemlich grobe See	4—5	
6	Steife Brise	15,2	29,6	27,9	6	Grobe, unruhige See	6—7	
7	Harter Wind	17,9	34,8	38,7	7	Hohe See	8—9	
8	Stürmischer Wind . .	21,5	41,8	55,6				
9	Sturm	25,0	48,6	75,6	8	Sehr hohe See . . .	10—12	
10	Starker Sturm	29,1	56,6	102,5				
11	Schwerer Sturm	33,5	65,1	135,7	9	Heftig Sturmsee Gewaltig schwere See	12	
12	Orkan	40,2	78,1	195,5				

¹ THORADE, H.: Probleme der Wasserwellen. Hamburg 1931.

b) Winde. Der Wind wird nach der Richtung benannt, aus der er weht. Die Luft fließt stets vom Ort höheren nach dem Ort niedrigeren Luftdruckes. Infolge der rechtsdrehenden Ablenkung der Luftströmungen auf der nördlichen Halbkugel durch die Erddrehung bleibt der Ort des niedrigsten Druckes immer zur Linken. Dadurch entsteht um das Luftdruckminimum (Tief) eine drehende Bewegung von rechts nach links gegen den Uhrzeiger, die zyklonale Luftbewegung. Entsprechend ergibt sich für die nördliche Halbkugel für die aus einem Luftdruckmaximum (Hoch) abfließende Luft eine drehende Bewegung von links nach rechts im Uhrzeigersinn, die antizyklonale Luftbewegung. Die Stärke des Windes ergibt sich aus der Größe des Luftdruckgefälles, das senkrecht zu den Isobaren (Linien gleichen Luftdruckes auf der Wetterkarte) gemessen wird.

c) Maße, Bezeichnungen und Messungen (s. auch S. 1075).

Isobaren = Linien gleichen Luftdruckes.

Gradienten = Linien des Luftdruckgefälles senkrecht zu den Isobaren.

Messung des Luftdruckes in mb (Millibar).

1000 mb = 1 dyn/cm² = 750,08 mm Hg (Quecksilber),

981 mb = 1 kg/cm² = 735 mm Hg.

Einheit des Gradienten: 1 mm Druckunterschied auf 111 km Länge (= 1 Meridiangrad am Äquator).

B. Landerhaltung¹.

I. Gestalt der Küste.

Strand ist derjenige Uferstreifen, der vor Überfluten nicht geschützt ist und keinen Pflanzenwuchs trägt. Der Sand unter Wasser wandert von einer bestimmten Grenze an auf der einen Seite seawärts und auf der anderen Seite landwärts (neutrale Linie). Ihre Tiefenlage hängt von den Wind- und Strömungsverhältnissen an der Küste ab. Meist liegt die neutrale Linie 8—10 m unter NW (Theorie von CORNAGLIA).

Die Strandbildung ist sehr von Küstenströmungen abhängig. Bei verminderter Strömung stellen sich Schlick- und Sandablagerungen ein. Das Watt liegt bei Tnw trocken. Das Wasser läuft durch Priele ab. Sobald die Schlickwattfläche über Thw wächst, begrünt sie (Marschbildung). Die Marschen werden durch Deiche geschützt (Polder).

2. Maßnahmen zur Erhaltung der Küsten.

Die Erhaltung (Verteidigung) der Küsten erfordert ein vorheriges eingehendes Studium der Örtlichkeit und aller Umstände, die die Küstenbildung beeinflussen können². Die Hilfsmittel zum Schutze der Küsten sind: Dünenbildung durch Wind und Uferschutzwerke (Seebuhnen und Längswerke).

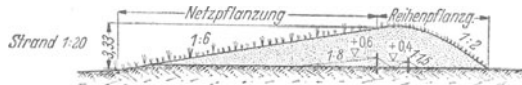


Abb. 42.

Vorbedingung für die Dünenbildung ist ein trockener Sandstrand und keine Windbehinderung. Das heißt also: Der Seewind muß mit seiner unverminderten Geschwindigkeit, mit der er von See ankommt, den am trockenen Strand liegenden Sand aufwehen können und erst dort einen Widerstand, d. h. eine Verringerung seiner Geschwindigkeit erfahren, wo die Sandablagerung, also die Dünenbildung,

¹ XV. Internat. Schiffahrtskongreß Venedig 1931, Bericht 72—81. — Das Wasserwesen an der Schleswig-Holsteinschen Nordseeküste. Berlin 1917, 1936—1938, 7 Bände. — GAYE: Zbl. Bauverw. 54 (1934) S. 293. — GAYE u. WALTHER: Bautechn. 13 (1935) S. 555. — JANSSEN, TH.: Über die Kräfte, die die ostfriesischen Inseln, insbesondere den östlichen Sandstrand der Insel Spiekeroog gestalten, Schweidnitz 1935. — EILMANN: Bauing. 18 (1937) S. 197.

² HABERSTROH: Westküste 1 (1938) Heft 2. — LORENZEN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 18 (1939/40) S. 64.

zum Schutz der Küste vor sich gehen soll. Findet der Wind durch die Gestalt der Küste (hohes Ufer oder Baumwuchs vor der Küste ohne ausreichenden breiten Strand) eine vorzeitige Veränderung seiner Geschwindigkeit, dann zerstört er die schützende Wirkung entweder durch Kolkbildung, die die Vorarbeit für die

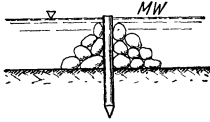


Abb. 43.

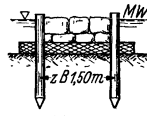


Abb. 44.



Abb. 45.

Wellenangriffe leistet, oder durch Verwehen vorhandener Kulturen, so daß diese ersticken. Dünen können sich durch Wind oder günstige örtliche Verhältnisse mit und ohne menschliches Zutun bilden. Sie müssen aber durch Bepflanzung oder Befestigung künstlich erhalten werden (Abb. 42).



Abb. 46.

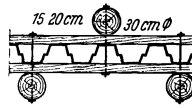


Abb. 47.

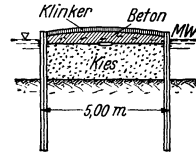


Abb. 48.

Wo der Dünenfluß im Gefahrenbereich der Wellen liegt, muß er durch Längswerke gesichert werden.

Uferschutzwerke¹: Seebuhnen oder Strandbuhnen (Abb. 43—48) dienen zum Schutz des flachen, im Bereich des Wasserwechsels gelegenen Strandes gegen

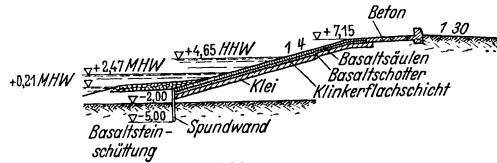


Abb. 49.

Strömungen, die den strandbildenden Stoff fortspülen und zur Erleichterung der Ablagerung strandbildender Stoffe.

Allgemein gültige Regeln lassen sich für den Bau von Seebuhnen nicht aufstellen. Die Entscheidungen sind vielmehr nach den vorhergegangenen eingehenden Beobachtungen der örtlichen Verhältnisse zu treffen. Als Baustoffe werden Busch, Stein, Beton, Spundwände aus Holz und Stahl und Pfähle verwendet.

Längswerke schützen den flachen Strand gegen den Wellenangriff, der die strandbildenden Stoffe vom Strand entfernen will. Sie werden im Wasser angelegt, wenn Stoffe fortgespült werden (Abb. 59—60) und befinden sich am Ufer, wenn dieses bei Sturmfluten gegen Wellen gesichert werden muß (Abb. 49, 50). Die Längswerke müssen die Wellenangriffe vom Ufer oder Strand so fernhalten, daß die brandenden Wellen nicht abgelenkt, sondern durch sich selbst aufgezehrt werden. Sonst treten Schäden am Fuß oder Kopf der Bauten auf.

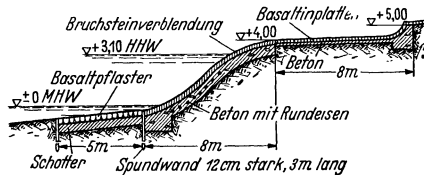


Abb. 50.

¹ HIBBEN: Bautechn. 13 (1935) S. 691. — KRANZ: Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (1930/31) S. 174.

Längswerke zum Schutz flachen Strandes werden als Wellenbrecher und Schutzmauern ausgeführt. Längswerke zum Schutz der Ufer werden ins Ufer eingebaut (Deckwerke, Strandmauern). Bislang sind folgende Formen von Ufer-Längswerken zur Anwendung gelangt.

a) *Gerade, senkrechte Außenfläche* nur bei festem Vorgrund wegen Unterspülen, da der Wellenangriff sehr hart ist.

b) *Gerade, geneigte Außenfläche*. Die Welle zehrt sich bei genügender Breite selbst auf, sonst wird die Böschung oben und unten stark angegriffen (Abb. 49). Bei richtiger Ausführung gibt diese Form den besten Schutz.

c) *Unten hohle und oben gewölbte Außenfläche*. Die Böschung wird bei ungenügender Länge oben und unten angegriffen (Abb. 50).

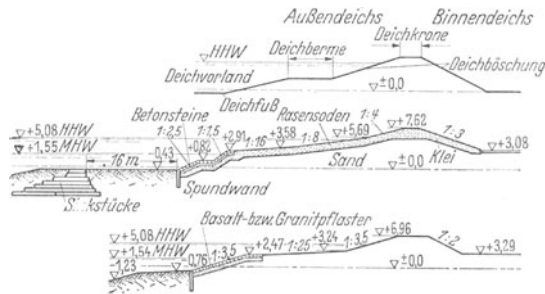
d) *Vollständig hohle Außenfläche*. Die Welle fällt in sich selbst zurück, daher findet starker Angriff unten und bei starken Winden auch oben statt.

Bei allen Uferdeckwerken ist der anschließende Geländestreifen gegen überschlagende Wellen zu schützen und die Vorlage gut zu sichern.

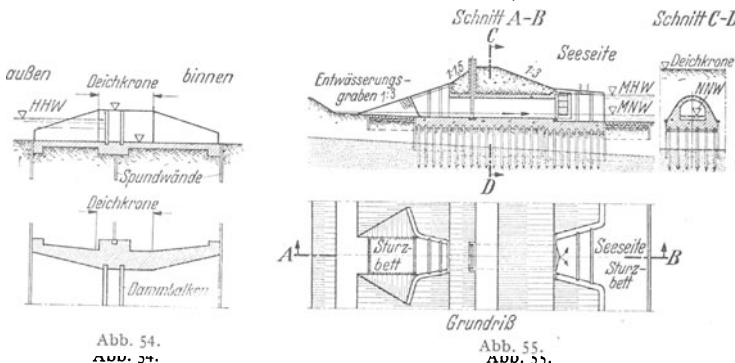
Baustoffe für die Herstellung der Längswerke sind Faschinen, Stein, Beton und Eisenbeton und Spundwände aus Holz und Stahl.

3. Seedeiche.

Zum Schutz des nutzbaren Landes vor Hochwasser und Sturmfluten werden Seedeiche gezogen. Vorland heißt das Land von der Thw-Linie bis zum Deich-



fuß. Es soll die Wellenkraft vor dem Deich bei Thw und starkem Wellengang schwächen und besteht entweder aus einer Wattfläche, aus Sandstrand oder aus



begrümt Vorland (Grodan). Die Lage des Deiches soll, wenn möglich, nicht senkrecht zum stärksten Seegang sein. Der Querschnitt des Deiches (Abb. 51—53) hat seeseitig eine möglichst flache Neigung, damit die Welle ausläuft und nicht

schlägt. Die Höhe der Seedeiche ist gleich H_{Th} zuzüglich einem Zuschlag für Schutz gegen Überschlagen von Wellen, der meist 2 m zuzüglich Sackmaß beim Deichbau beträgt. Als Baustoffe kommen für Seedeiche bindige Böden, z. B. Klei, Ton, Lehm, unter Umständen mit Sandkern in Betracht. In den Deich eingebaut werden Deichrampen und Deichscharten (Abb. 54), die für den Verkehr von außendeichs nach binnendeichs dienen, Deichsiele (Abb. 55), Deichschleusen¹ und Heber für die Ent- und Bewässerung des Landes hinter den Deichen.

C. Landgewinnung².

Die Verfahren der Landgewinnung³.

a) **Eindeichung tiefliegender Wattflächen.** Dieses Verfahren ist nur möglich, wenn die Deiche nicht unmittelbar an der offenen See liegen, wie bei der Zuidersee. Bei Schardeichen an der offenen Küste müßten die erheblichen Tiefen der Seegate durchbaut werden. Die Beanspruchung solcher Deiche ist nicht vorauszusehen. Die Polder werden künstlich entwässert.

b) **Aufspülung des Geländes über M_{Thw} hinaus und Eindeichung.**

c) **Aufschlickung der Wattflächen.** Dieses Verfahren zur Landgewinnung von der Küste aus ist sicher in der Durchführung, erfordert nur längere Zeit. Die Ablagerungen des Meeres werden ausgenutzt. Dadurch gewinnt man wertvollen Marschboden, der hochwasserfrei liegt und natürlich entwässert werden kann. Der Bauvorgang beruht auf der Ausnutzung der die Sinkstoffe herantragenden Gezeitenwellen. Aus Busch und Erddämmen werden Vierecke von 400 · 400 m von der Küste ausgehend gebildet (Abb. 56). Diese Lahnungen senkrecht zur Küste wirken wie Bühnen. In den parallelen Dämmen werden Öffnungen für das Eindringen der Gezeitenwelle ausgespart. Der Zweck der Lahnungen ist eine Verlangsamung der Geschwindigkeit und eine Beruhigung des Wassers. Dadurch werden die Sinkstoffe abgesetzt. Die Höhe der Lahnungen beträgt 0,30 m ü. M_{Thw} . Die Hauptbauzeit liegt zwischen Juni und September. Die Verlandung wird durch Verbindungsdämme zwischen Festland und Inseln stark gefördert. Zur Entwässerung der Schlickfelder werden Gräben (Gruppen) im Abstand von 10 m angelegt. Der Grabenaushub wird seitwärts gelagert. Die Gruppen schlickern günstigenfalls einmal im Jahr zu und werden bis zum Anwachsen der Felder auf M_{Thw} etwa drei- bis fünfmal neu ausgehoben. Die Dauer der Vergrüpelung beträgt mindestens 8—10 Jahre. Etwa 0,30 m unter M_{Thw} tritt der Queller auf und befestigt den Boden dadurch, daß er als Kamm zur Zurückhaltung der Sinkstoffe wirkt. Nach Erreichung des M_{Thw} wachsen Gräser, zunächst der Andel. Der Queller stirbt ab. Bei den gelegentlichen Überflutungen wirkt der Grasbewuchs als Filter, in dem sich die Schlickteilchen absetzen. Die Flächen werden durch Schafe und Gänse beweidet. Der Boden wird durch Regen entsalzt. Die Entwässerung besorgen Gräben (Gruppen). Das Land ist deichreif, wenn

1. es 0,30—0,50 m über M_{Thw} liegt;
2. die langwierigen Setzungen des Schlickbodens infolge der Wasserabgabe zur Ruhe gekommen sind;
3. das Land völlig entsalzt ist.

Die Eindeichung der Marschfläche kann als Sommer- oder Winterkoog erfolgen⁴.

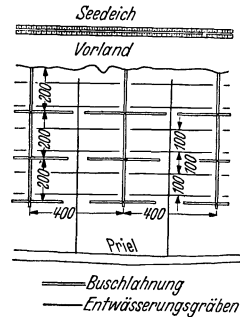


Abb. 56.

¹ GWINNER: Bautechn. 18 (1940) S. 225.

² LORENZEN: Z. VDI 81 (1937) S. 731. — AGATZ, A.: Bauing. 18 (1937) S. 203. — Institut für Meereskunde: Werdendes Land am Meer. Berlin 1937. — SCHMIDT: Zbl. Bauverw. 54 (1934) H. 14. — Westküste, Archiv für Forschung, Technik und Verwaltung in Marsch und Wattensee. Heide ab 1938, insbesondere 1 (1938) H. 1.

³ HEISER: Bautechn. 11 (1933) S. 179, 371. — PFEIFFER: Westküste 1 (1938) H. 1, S. 24.

⁴ LORENZEN-PAKUSA: Zbl. Bauverw. 55 (1935) S. 761.

IV. Seewasserstraßen.

A. Anforderungen an die Seewasserstraßen¹.

Die Fahrrinnen müssen dergestalt ausgebaut werden, daß die größten Schiffe vollkommen sichere Zufahrt haben. Die Fahrtiefen der Hauptfahrrinnen müssen ausreichenden Spielraum aufweisen, um vor allem der Neigung des in Fahrt befindlichen Schiffes, sich hinten zu senken, und der Einwirkung der Wellen Rechnung zu tragen. Für die Breite der Hauptfahrrinnen sind maßgebend der Gesamtverkehrsumfang, der sich daraus ergebende Raumbedarf, die Windrichtung, der Nebel, die Krümmung des Verkehrsbandes und die zulässige Schiffsgeschwindigkeit.

B. Flußmündungen².

1. Einteilung der Flußmündungen.

Für die wasserbauliche Behandlung der Flußmündungen kommt es nicht auf die Art der Flußmündung (die sichtbare Ufergestalt), sondern auf die Wassermengen und Wasserstände des Flusses, die Art und Größe der Sinkstoffmenge, die Einwirkung der Gezeiten und vor allem auf das Verhältnis Wassermengen des Flusses zum Tidenhub an.

Die Wirkung des Ebbestromes als Spülstrom ist seebautechnisch das Entscheidende. Je nachdem die Flußmündungen starke oder schwache Gezeiten aufweisen, ist der Ebbestrom als Spülstrom wirksam oder nicht.

2. Einwirkungen auf die Flußmündungen.

a) **Allgemeines.** Bei großen Wasser- und Sinkstoffmengen und bei fehlender Gezeiteneinwirkung tritt eine Deltabildung auf (Nil, Donau). Bei kleineren Flüssen mit Sinkstoffführung und großer Gezeiteneinwirkung entstehen Fluttrichter, die eine natürliche Fortsetzung des Flußtales im Meer darstellen (Elbe, Weser).

Bei großen Wasser- und Sinkstoffmengen und großer Gezeiteneinwirkung bilden sich ein Delta und in den einzelnen Armen des Deltas Fluttrichter. Bei geringem Einfluß der Gezeiten, großen Sinkstoffmengen eines Flusses und bei Vorhandensein einer sinkstoffführenden Küstenströmung entstehen Barren. Wesentlich ist also das Vorhandensein einer Küstenströmung; ob der Fluß- oder die Küstenströmung die größeren Sinkstoffmengen mit sich führt, ist weniger wichtig. Barren stellen sich meist quer zum Fluß, da sie durch die Küstenströmung beeinflusst werden. Bei sehr großer Sinkstoffmenge eines Flusses, geringem Gezeiteinfluß und Vorhandensein einer Küstenströmung trifft man auf eine Deltabildung und vor den einzelnen Deltamündungen Barren an.

b) **Flußmündungen mit Gezeiteinfluß.** Die Auswirkung des Gezeiteinflusses wird bedingt durch das Verhalten der Gezeitenwelle in der Flußmündung und im Unterlauf des Flusses. Da die Stromrichtung des Oberwassers und die Richtung des Ebbestromes *zum* Meer (auslaufende, reflektierte Gezeitenwelle) und die Richtung des Flutstromes *vom* Meer aus (einlaufende Gezeitenwelle) läuft, entstehen durch den Zusammenstoß der Strömungen und die damit verbundene Reflexion der Wellen besonders verwickelte Abflußverhältnisse. Bei gleicher Strömungsgeschwindigkeit bleibt der Anstau, der durch den Zusammenstoß beider Strömungen entsteht, an dem Ort, wo er entsteht. Bei verschieden starker Strömungsgeschwindigkeit wandert der Anstau in der Richtung der stärkeren Strömung vorwärts, und zwar bei einem einfachen Stau mit der Geschwindigkeit, die gleich dem Unterschied der beiden Strömungen ist (Fortschrittsgeschwindigkeit).

¹ XVI. Internat. Schifffahrtkongreß, Brüssel 1935, Bericht 84—93. — SCHMIDT: Zbl. Bauverw. 54 (1934) S. 173.

² PLATE: Jb. Hafenbautechn. Ges. 7 (1924) S. 150. — PLATE: Jb. Hafenbautechn. Ges. 9 (1926) S. 167. — SCHÄTZLER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 15 (1936) S. 69. — ZIEGLER: Bautechn. 10 (1932) S. 735. — MEINERS: Bautechn. 13 (1935) S. 185. — FAENDRICH: Jb. Hafenbautechn. Ges. 5/6 (1922/23) S. 142. — CUNNINGHAM: Dock and Harbour 17 (1938) S. 202, 234, 263. — HENSEN, W.: Jb. Hafenbautechn. Ges. 18 (1939/40) S. 91.

Diese Fortschrittsgeschwindigkeit ist bei der Gezeitenbewegung abhängig von der Neigung der Sohle, dem Querschnitt und dem Reibungswiderstand infolge der Rauigkeit der Flußsohle. Bei verschieden starker Geschwindigkeit der ein- und auslaufenden Strömung und geneigter Sohle nimmt die Fortschrittsgeschwindigkeit und die Höhe des Anstaus, d. i. der wirklich beobachteten Gezeit, ab, wenn die Fortschrittsbewegung in der Steigrichtung liegt (Dämpfung). Bei verschieden starker Strömungsgeschwindigkeit der ein- und auslaufenden Welle und einem sich erweiternden Bett nimmt die Fortschrittsgeschwindigkeit und

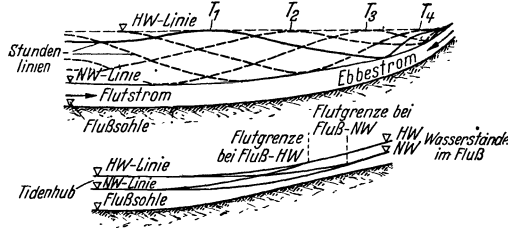


Abb. 57. Stundenlinien = Wasserspiegel zur Zeit T_1, T_2 usw.

die Höhe des Anstaus ebenfalls ab, wenn die Fortschrittsbewegung in Richtung der Erweiterung läuft. Entsprechend wird bei verschieden starker Strömungsgeschwindigkeit und bei sich verengendem Bett die Geschwindigkeit und Höhe des Anstaus weit hinaufgetragen. Der Tidenhub wird durch Abzweigungen, Spaltungen, ungleiche Tiefen der Flußsohle und Krümmungen verringert.

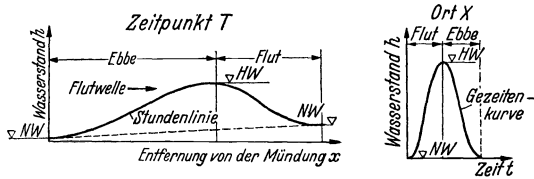


Abb. 58.

Den Verlauf einer Gezeitenwelle im Fluß zu verschiedenen Zeitpunkten (Stundenlinien) zeigt Abb. 57. Die Flutgrenze ist diejenige Stelle im Flußlauf, wo der Tidenhub gleich Null ist. Die Grenze des Flutstromes liegt dort, wo die Geschwindigkeit des Flutstromes gleich der des Flußstromes wird. Die Flutgrenze liegt also weiter stromauf als die Grenze des Flutstromes. Die Gezeitenwelle (Stundenlinie) und Gezeitenkurve in einem Tidefluß zeigt Abb. 58. Im Tidegebiet ist die Gezeitenwelle stromauf steiler als stromab; daher ist die Dauer des Steigens auch kürzer als die Dauer des Fallens.

Unter der HW-Linie versteht man diejenige Wasserlinie im Fluß, die durch die Bahn des Wellenberges gebildet wird, unter der NW-Linie die entsprechende Bahn des Wellentales im Flußgebiet (Abb. 57).

Aus diesen allgemeinen Erörterungen ergibt sich für die Korrektur von Flußmündungen mit Gezeiteinfluß folgende Grundlage: Je mehr Seewasser in einen Fluß eintreten kann, desto mehr Flußwasser wird aufgestaut, um so mehr Wasser muß bei Ebbe wieder abfließen, um so größer wird die Spülkraft der Ebbeströmung, wenn der Flußquerschnitt diese Ebbeströmung zusammenfassen kann.

c) **Flußmündungen ohne Gezeiteinfluß.** Maßgebend ist die Sinkstoffmenge im Fluß und das Vorhandensein oder Fehlen einer Küstenströmung. Reicht die Kraft des Flußstromes zur Sinkstoffabführung ins Meer nicht aus, so bildet sich ein Delta, sonst eine trichterförmige Mündung. Wenn ein Küstenstrom vorherrscht, entsteht sowohl bei direkter wie indirekter Mündung eine Barrenbildung.

Bei den indirekten Mündungen (Haffbildung) ergeben sich verschiedene Zustände und Auswirkungen infolge der verschiedenen Wasserspiegelunterschiede im Meer, Haff und Fluß. Im normalen Zustand fließt der Fluß ins Haff (Innenmündung). Dieses wirkt als Klärbecken, d. h. die Sinkstoffe des Flusses setzen sich dort ab. An der Außenmündung des Haffs lagern sich, wenn ein Sinkstoff führender Küstenstrom vorhanden ist, abermals Sinkstoffe ab. Beide Barrenbildungen setzen sich aber aus verschiedenen Sinkstoffmengen zusammen. Ist der Meereswasserspiegel höher als der im Haff, so strömt das Wasser vom Meer ins Haff. Die Sinkstoffe werden ebenfalls vom Meer ins Haff geführt. Die Barren bilden sich also an der Innenseite der Haffmündung. Das abfließende Flußwasser wird angestaut. Bei plötzlichem Windwechsel entsteht ein sehr starker Rückstrom mit Spülwirkung aus dem Haff.

3. Erhaltung der Flußmündungen mit Gezeiteeinwirkung.

a) Allgemeines. Die Aufgabe einer Korrektur von Flußmündungen mit Gezeiteeinwirkung ist:

1. die sichere Abführung der Hochwässer, Verhütung von Überschwemmungen;
2. die Herstellung der für die Schifffahrt erforderlichen Wassertiefe;
3. die Ableitung der Sinkstoffe aus der Flußmündung wie aus dem Unterlauf eines Flusses unter Ausnutzung der Gezeitenströmungen.

Der Flutströmung ist also ein möglichst ungehinderter Einlauf in das Mündungsgebiet und in den Unterlauf eines Flusses zu ermöglichen, damit viel Seewasser einströmen und viel Flußwasser aufgestaut werden kann. Dadurch wird der Ebbeströmung ein starkes Gefälle dort verschafft, wo die Sinkstoffablagerung für die Schifffahrt und Hochwasser eine Gefahr bildet. Zur Räumung des Flusses ist die Spülkraft der Ebbeströmung unentbehrlich.

Dementsprechend ist das NW und HW-Bett auszubauen. Die Korrektur besteht in:

1. der Beseitigung von Flußkrümmungen und Spaltungen;
2. dem Ausgleich der Flußquerschnitte, der Beseitigung abwechselnder Verengungen und Erweiterungen des Flußbettes;
3. der Entfernung der an der oberen Grenze des Gezeitenstromes und an der Mündung sich bildenden Barren;
4. dem Ausbau eines geraden und sich gegen die Flußmündung stetig erweiternden NW-Bettes (Trichterform) durch Anlage von Leitdämmen und stellenweise von Buhnen. Die Einfassung des NW-Bettes darf nicht in das HW-Bett hineinragen;
5. dem Ausbau des HW-Bettes durch eine gestreckte Deichführung. Der Ausbau braucht hier nicht so sorgfältig vorgenommen werden wie beim NW-Bett. Buhnen in großer Anzahl werden im Tidegebiet nicht angelegt, da sie die Rauigkeit des Bettes vergrößern und damit die Energie des Gezeitenschalles unnötig verzehren.

Ein besonderer Fall ist die Beseitigung des Gezeiteinflusses durch Abschleusung des Flusses¹.

b) Voruntersuchungen². Vor Beginn der Arbeiten sind folgende Untersuchungen durchzuführen:

1. Messung der Wasserstände durch selbstschreibende Pegel.
2. Messung der Wassergeschwindigkeiten durch I) Schwimmer, II) hydro-metrische Flügel mit und ohne Aufzeichnung der gemessenen Stromrichtung
3. Peilungen³ der Wassertiefe in regelmäßigen Zeitabständen vor, während und nach den Korrektionsarbeiten. Die Genauigkeit der Peilungen beträgt etwa 10 cm. Die Auftragung erfolgt in Peilprofilen und Peilplänen.
4. Bestimmung der durch ein Profil fließenden Wassermenge auf Grund der gemessenen Geschwindigkeiten wie bei Flüssen ohne Gezeiteeinwirkung oder Bestimmung der Durchflußmengen ohne vorherige Messung der Geschwindigkeiten

¹ Westküste 1 (1939) Heft 3; Eiderabdämmung.

² AGATZ, A.: Jb. Hafenbautechn. Ges. 18 (1939/40) S. 353.

³ AGATZ, A.: Werft, Reed. Hafen 20 (1939) S. 213.

nach dem Kubizierungsverfahren. Gegeben sind in letzterem Fall die an den Pegeln beobachteten Wasserstände bis zur Flutgrenze und die Oberwassermenge. Die Berechnung der Durchflußmengen für einen beliebigen Zeitpunkt t geschieht nach der Formel: $q = q_0 + \int s b l$ (Kontinuitätsgleichung).

q = Durchflußmenge in m^3/sec ,
 q_0 = Oberwassermenge in m^3/sec ,
 l = Abstand zweier Pegel in m ,
 b = mittlere Wasserspiegelbreite für die Strecke l in m ,
 s = mittleres sekundliches Steigen (-) oder Fallen (+) des Wasserspiegels auf der Strecke l in m/sec = Richtung der Tangente an die Gezeitenkurve zur Zeit t .

Das Integral erstreckt sich über die Strecke zwischen dem untersuchten Flußprofil und der Flutgrenze, wo $s = 0$ ist.

5. Schwebstoff-, Temperatur- und Salzgehaltsbestimmung. Entnahme des Wassers durch Wasserschöpfer. Untersuchung durch Zentrifuge und Refraktometer.

6. Sinkstoffbestimmung durch Sandfalle und Bodengreifer.

7. Vergleich älterer und neuerer Karten zur Feststellung der Umlagerungen des Bodens und deren Gesetzmäßigkeit. Luftbildaufnahmen.

c) **Auswertung der Voruntersuchungen und Entwurf.** Die Bestimmung des Reibungsbeiwertes k der Abflußformel für ungleichmäßige und veränderliche Wasserbewegung erfolgt nach dem Ansatz:

$$\frac{dh}{dx} = I = \frac{v^3}{k^2 R} + \frac{1}{g} \left(\frac{dv}{dt} + v \frac{dv}{dx} \right) \quad (\text{Strömungsgleichung der Gezeiten}).$$

I = Wasserspiegelgefälle,

v = Strömungsgeschwindigkeit in $m/sec = \frac{q}{F}$,

F = Flußquerschnitt in m^2 ,

k = Reibungsbeiwert in $m^{1/2} sec^{-1}$,

R = Profilradius in m , meist gleich der mittleren Querschnittstiefe gesetzt,

g = Erdbeschleunigung in $m \cdot sec^{-2}$,

t = Zeit in sec ,

x = Flußachse in m , wobei x und v in der gleichen Richtung positiv gezählt werden müssen,

h = Wasserstand in m über einer beliebigen waagerechten Bezugslinie.

Da v und I zu verschiedenen Zeiten und an verschiedenen Stellen gemessen werden können, kann k berechnet und daraus gemittelt werden.

Die Querschnitte für die Korrektur des Flusses müssen zunächst angenommen werden. Der Verlauf der Gezeiten für die neuen Querschnitte kann durch Integration der beiden Gleichungen unter b und c für die zwei Unbekannten h und v (oder q) geschätzt werden¹. Man erhält in der Lösung die Dämpfung und die

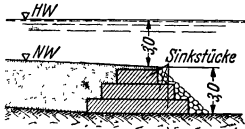


Abb. 59.

(Nach FRANZIUS, Verkehrswasserbau.)



Abb. 60.

(Nach FRANZIUS.)

Fortschrittsgeschwindigkeit der Gezeitenwelle längs des Flusses. Daraufhin erfolgt die endgültige Festlegung des Korrektionsumfanges, die Art der vorzunehmenden Eingriffe und die Abmessungen des HW und NW-Bettes.

¹ REINEKE: Die Berechnung der Tidewelle im Tideflusse. Berlin 1924. — SCHULTZE: Bautechn. 12 (1934) S. 438, 493; 19 (1941) S. 135. Bauing. 19 (1938) S. 100; 21 (1940) S. 147. — MAZURE: De berekening van getijden en stormvloed op benedenrivieren. Diss. Delft 1937. — GIBSON: Dock and Harbour 17 (1938) S. 172.

d) **Bauliche Maßnahmen.** Die Ausgestaltung der Leitwerke zeigt Abb. 59, 60. Leitdämme kommen seltener vor. Bühnen liegen im Tidegebiet senkrecht zum Ufer.

Baggerungen allein sind zu teuer, daher wendet man sie nur bei hartem Boden, bei Beseitigung scharfer Krümmungen und in solchen Fällen an, wo Leitwerke und Bühnen nicht zum Ziele führen.

Als Rohmaterial für die Flußbauten verwendet man Busch, Buschwerk, Schüttsteine, Stackpfähle und Draht. Daraus werden die Bauelemente: Faschinen, Senkfaschinen, Packwerk und Sinkstücke hergestellt, aus denen die Leitwerke und Bühnen bestehen.

4. Erhaltung der Flußmündungen ohne Gezeiteneinwirkung.

Die Aufgabe einer Korrektur von Flußmündungen ohne Gezeiteneinfluß ist die Ableitung der Sinkstoffe ins Meer unter Ausnutzung der Flußströmung und durch künstliche Maßnahmen wie Baggerungen, Bühnen- und Molenbau, so daß eine Barrenbildung in oder vor der Flußmündung verhindert wird, die für Schifffahrt und Hochwasserableitung eine Gefahr bildet. Bei Deltabildungen ist zu entscheiden, welcher Arm für die Schifffahrt und welcher Arm für die Hochwasserableitung auszubauen ist. Da bei den indirekten Flußmündungen zwei Mündungen vorhanden sind (Außenmündung und Innenmündung), haben sich die Untersuchungen und zu treffenden Maßnahmen auf die gegenseitige Einwirkung beider Mündungen zu erstrecken.

C. Seekanäle¹.

1. **Arten.** Man unterscheidet offene (ohne Schleuse) und geschlossene Seekanäle, letztere mit Endverschluß oder mit verschiedenen Haltungen.

2. **Abmessungen.** Die Sohlenbreite und Tiefe ist abhängig von den Abmessungen der größten zu erwartenden Schiffe.

Die Sohlenbreite ist bei einschiffigen Seekanälen meist gleich der doppelten, bei zweischiffigen Seekanälen meist gleich der vierfachen Schiffsbreite des Regelschiffes. Bei einschiffigen Seekanälen sind je nach der Stärke des Schiffsverkehrs Überholungsstellen anzulegen. Die Tiefe ist meist 1 m größer als der größte Tiefgang der verkehrenden Schiffe.

3. **Linienführung.** Auf neueren Seekanälen wird der Krümmungshalbmesser meist nicht unter 3000 m gewählt. Der Kanalquerschnitt wird in Kurven verbreitert.

4. **Querschnitt.** Der Querschnitt ist ein- oder zweischiffig, je nach dem Verkehr (Abb. 61). Tiefe Einschnitte müssen sorgfältig gegen Rutschungen gesichert werden. Querschnitte unter Wasser müssen besonders gestaltet werden

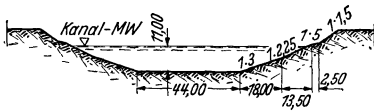


Abb. 61.

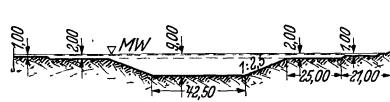


Abb. 62.

(Abb. 62). Die Sohle ist meist waagrecht mit gerader oder gebrochener Böschung. Die Neigung der Böschung ist abhängig von der Bodenart. Wo die Böschung vom Wellenschlag und Schiffssog angegriffen wird, ist sie nach den gleichen Grundsätzen wie bei den Binnenkanälen, nur entsprechend stärker, zu befestigen.

5. **Längenschnitt.** Ein einseitiger Abschluß durch Schleusen (Sperrschleusen) erfolgt lediglich zur Verhinderung von Strömungen. Ein zweiseitiger Abschluß dient ebenfalls zur Verhinderung von Strömungen und von Verschlickung sowie zur Ersparung von Bodenbewegungen. Mehrere Haltungen ermöglichen eine weitere Einschränkung des Bodenaushubs.

¹ XIV. Internat. Schifffahrtkongreß Kairo 1926, Bericht 52—60.

Tabelle 7. Abmessungen ausgeführter Seekanäle.

Kanal	Fertiggest.	Länge km	Mindest Sohlen- breite m	Tiefe bei MW bzw. MNW m	Hal- tungen	Größter Spiegel- unterschied bzw. Höhe der Scheitel- haltung über dem Meeres- spiegel m	Max. Ström- mung m/sec	Aus- weichstellen	Endhäfen	Tiden- hub der Ein- fahrten m
<i>ohne Schleusen</i>										
Suez	1869	160	60	12—13,0	0	—	1,5	0	Port-Said	0,44
Königsberg .	1901	42	47,5	8,0	0	0	2,3	3	Suez Königsberg	1,50 0
Korinth . . .	1900	6	22	8,5	0	+0,49	1,0	0	Posidonia	0,42
Chesapeake und Dela- ware (USA.)	1829	34	76	8,25	0	—	1,9	0	Reedy Point	1,6
Cape Cod . .	1914	20	62,5	6,70	0	—	1,8	0	Buzzard's Bay	0,65 2,8
(USA.)									Bay	1,5
Florida . . .	begonnen 1935	314	76	10,00	0	—	—	—	Jacksonville	1,6
									Tampa	0,65
<i>mit Schleusen</i>										
Kaiser-Wil- helm-Kanal	1887	99	44	11,0	1	+ 0,10	0	11	Brunsbüttel- koog	3,04
Manchester .	1894	58	36,6	8,0	5	+21,00	0	0	Holtenua	0
Nordseekanal	1876	27	75	12,5	2	— 0,50	0	0	Manchester	8,0
Panamakanal	1915	80	91,5	13,7	3	+26,00	0	0	Amsterdam	1,88
Gent-									Balboa	0,3
Terneuzen .	1827	33	50/24	8,75	1	+4,50	0	3	Cristobal	4,0
Brugge-									Gent	0
Zeebrugge .	1907	13	22	8,0	1	+3,50	0	0	Terneuzen (Schelde)	4,58
Brüssel-									Brügge	0
Rupel	1914	30	20	6,5	3	+17,00	0	—	Zeebrugge	4,40
Ostsee-									Wintham (Schelde)	3,90
Weißes Meer	1933	227	—	8,0	18	+103,00	0	—	Brüssel	0
Kaledonischer Kanal	1804	97	15	6,1	24	+ 29,00	0	—	Powenez	3,00
									Soroka	0
									Loch Linhe	3,20
									Inverneß	3,50

Offene Seekanäle sind nur bei geringem Wasserstandsunterschied der verbundenen Gewässer und geringer Höhe der durchstochenen Landenge herstellbar.

6. Strömung. Die Berechnung der Strömungsgeschwindigkeit in offenen und einseitig geschlossenen Kanälen erfolgt nach dem gleichen Verfahren, wie bei Flußmündungen (Abschnitt B 3). Die zulässige Strömung in offenen Seekanälen ist abhängig:

a) von den Ansprüchen der Schifffahrt. Die Steuerfähigkeit der mit dem Strom fahrenden Schiffe darf nicht allzusehr beeinträchtigt werden. Die normalen Strömungsverhältnisse dürfen also nicht ungünstiger sein als in Flußmündungen im allgemeinen. Bei einer durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeit in Kanälen von 10 km/h = rd. 3 m/sec sind Geschwindigkeiten über 2 m/sec hinderlich.

b) von der Widerstandsfähigkeit der Böschungen. Die Schleppspannung S (kg/m²) = 1000 T J = 1000 $\frac{v^2}{k^2}$, wo T = Wassertiefe und die übrigen Bezeichnungen wie auf S. 1087 angewendet sind, darf den für die jeweilig anstehende Bodenart zulässigen Wert (bei Sand 0,25—0,40 kg/m², bei bindigem Boden 1,00 bis 1,20 kg/m²) nicht überschreiten.

7. Speisung bei abgeschleusten Seekanälen. Liegt der Kanalwasserspiegel unter dem MHW eines der beiden verbundenen Meeresteile, so kann der Kanal bei jedem HW aufgefüllt werden. Liegt der Kanalwasserspiegel über dem MHW, so kann er teilweise bei außergewöhnlich hohen Wasserständen von der See aufgefüllt werden. Bei Vorhandensein natürlicher Zuflüsse können diese eingeleitet oder zu Seen, die vom Kanal durchschnitten werden, aufgestaut werden. Aus Speicherbecken, die auch die Hochwassergefahr bei unmittelbaren Einleitungen beseitigen, kann eine regulierte Abgabe des Wassers erfolgen. Schließlich bleibt bei nicht zu großen Wassermengen die Möglichkeit des Rückpumpens.

8. **Besondere Anlagen.** Endhäfen nur für den Kanalverkehr erhalten Reparaturwerkstätten, Werften, Docks und beherbergen Hilfsfahrzeuge. Verkehrswege werden durch Hochbrücken (Durchfahrthöhe entsprechend der Schiffsart und Größe etwa 42—75 m) oder durch bewegliche Brücken überführt. Die Beleuchtung und Befahrung richtet sich nach der Bedeutung des Verkehrsweges.

D. Seezeichen¹.

1. Arten der Seezeichen².

Baken dienen als Anseglungspunkte der Küste. Sie bestehen aus einem Gerüst bzw. einem einfachen Mast, auf dessen Spitze eine Marke als Kennzeichen des betreffenden Küstenpunktes angebracht ist (Abb. 63). Leuchttürme können auch als Baken dienen. Tonnen bezeichnen u. a. die Fahrrinnen. Für ausfahrende

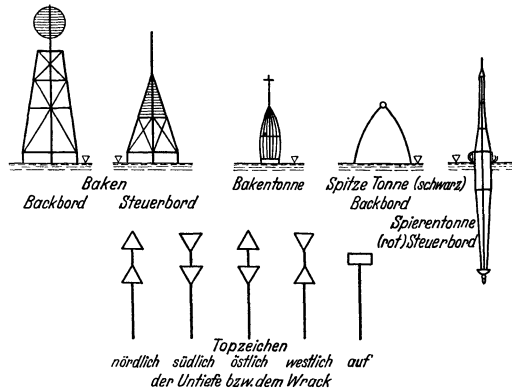


Abb. 63.

Schiffe liegt auf der Backbordseite die Spierentonne (roter Anstrich) und auf der Steuerbordseite die Spitze Tonne (schwarzer Anstrich). Tonnen mit Toppzeichen und weißem Anstrich mit der Bezeichnung der Untiefe geben die Lage einer Untiefe nach der Himmelsrichtung an. Tonnen mit dem Toppzeichen und grünem Anstrich mit weißer Aufschrift: Wrack kennzeichnen Wracks. Anseglungstonnen sind Tonnen mit Bakenzeichen (Bakentonne).

2. Leuchtfeuer³.

Man unterscheidet Leuchttürme, Feuerschiffe und Leuchttonnen. Als Lichtquelle verwendet man Öl, Gas und elektrischen Strom. Die Leuchte besteht aus einem Hohlspiegel, einer Linse oder einer Kombination beider. Als Kennung verwendet man feste Feuer, Blinkfeuer, Blitzfeuer als Einzel- oder Gruppenfeuer, weißes, rotes und grünes Licht, sowie Kombinationen dieser.

Leitfeuer leiten ein Schiff mit Hilfe eines Lichtsektors, Richtfeuer bestehen aus Ober- und Unterfeuer und leiten durch Richtungsangabe. Das Schiff soll so steuern, daß das Licht des Oberfeuers senkrecht über dem Licht des Unterfeuers steht. Quermarkenfeuer geben Übergang von einem Leit- oder Richtfeuer zu einem andern an, wenn ein Kurswechsel erforderlich wird.

3. Schallzeichen.

Über Wasser verwendet man Glocken, Membranschallzeichen (Sirenen) und Funkzeichen (Funkpeilung), unter Wasser Glocken und Membranschallgeber.

¹ GRÜBELER: Jb. Hafenbautechn. Ges. 10 (1927) S. 172; 15 (1936) S. 77. — WESTERMANN: Jb. Hafenbautechn. Ges. 11 (1928/29) S. 96.

² Reichsverkehrsministerium: Grundsätze für die Bezeichnung der deutschen Küste und für den nautischen Nachrichtendienst. Berlin 1927.

³ MEYER, G.: Seezeichen. Handbuch der Lichttechnik, Bd. 2, S. 895, herausgeg. von R. SEWIG. Berlin 1938.

Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, landwirtschaftlicher Wasserbau¹.

Von

Prof. Dr.-Ing. ERWIN MARQUARDT, Reutlingen.

I. Wasserversorgung der Städte und Siedlungen².

A. Grundlagen der Planung.

1. Vorarbeiten für den Entwurf.

Vorarbeiten sind der wichtigste Teil von Wasserwerksplanungen. Kurzsichtige Sparsamkeit, ungenügender Umfang, mangelnde Planmäßigkeit und Sorgfalt rächen sich. Zweck der *allgemeinen Vorarbeiten* ist die Feststellung der erforderlichen Wassermenge und Druckhöhe, die Ermittlung sämtlicher in Frage kommenden Wasserspender (im Umkreis von mindestens 10 bis 15 km bei mittleren und bis zu 100 km und darüber bei großen Städten) und ihr technischer, hygienischer und wirtschaftlicher Vergleich. Aufgabe der *besonderen Vorarbeiten* ist, die ins Auge gefaßte Bezugsquelle nach Eigenschaften, Menge und Gewinnungsart des Wassers technisch, hygienisch und wirtschaftlich eingehender zu untersuchen.

Der *Vorentwurf* besteht aus: Übersichtsplan 1 : 100 000 bis 1 : 10 000, Ortsrohrnetz 1 : 5 000 (deutsche Grundkarte), Längenschnitte der Zuleitungen und Hauptstränge, Erläuterungsbericht mit Kostenschätzung und Wirtschaftlichkeitsberechnung.

Beim *Entwurf* sind folgende Gesichtspunkte zu beachten:

Art der Wasserfassung: Quellfassung (Hang-, Sprudelquelle, Stollen), Grundwasserfassung (Rohr-, Schachtbrunnen, Sickerrohre), Seen- oder Flußwasserentnahme.

Ergiebigkeit der Wasserfassung: Wechsel der Ergiebigkeit.

Wasserverbrauch je Einwohner und Tag, Mittel- und Höchstwert.

Einwohnerzahl des zu versorgenden Gebietes und voraussichtliche Zunahme in Jahres-hundertteilen für n Jahre.

Art und Lage der wichtigsten Leitungen.

Aufzeichnung der zugehörigen hydraulischen Längenschnitte

Querschnittsbemessung der Leitungen.

Aufzeichnung der Wassergewinnungsanlagen.

Lage und Höhe der Pumpwerksanlage.

Aufzeichnung der Pumpwerksanlage mit Sammelbrunnen, unter Umständen einer Zwischen-pumpwerksanlage.

Lage, Höhe und Größe der Hochbehälter, Ausgleichsbehälter.

Aufzeichnung des Hochbehälters mit Schieberkammer.

Einzeichnung der Leitungen, Behälter usw. in den Übersichtsplan 1 : 25 000, den Ortsplan 1 : 5 000 mit Versorgungs-zonen, Anfertigen der bestehenden und künftigen Rohrnetzpläne 1 : 200, 1 : 500, 1 : 1 000, 1 : 2 000 und 1 : 5 000 mit Angabe der Durchmesser, Leitungslängen, Schieber, Hydranten usw.

Pläne der Rohrnetzausrüstungsstücke.

Musterplan einer Hauseinrichtung 1 : 100.

Erläuterungsbericht mit Berechnungen, Kostenanschlag, Wirtschaftlichkeitsberechnung und die zum Nachsuchen der behördlichen Genehmigungen weiter nötigen Unterlagen. Bei Normen-blättern genügt deren Angabe.

¹ Angaben in eckigen Klammern [] sind Hinweise auf das am Schluß des Abschnittes S. 1234 angefügte Schriftenverzeichnis.

² Zur weiteren Vertiefung seien empfohlen [2], [5], [6], [7], [9], [10], [14], [16], [17], [19], [20], [22], [41], sowie die verschiedenen Jahrgänge von „Das Gas- und Wasserfach“ und „Wasser und Abwasser“. — Behelfe zur Kostenberechnung gibt A. SCHOKLITSCH: Kostenberechnungen im Wasserbau und Grundbau. Wien 1937. — 60 Jahre Bayerisches Landesamt für Wasserversorgung 1878—1938. München 1938. Vgl. auch „Richtlinien für die Bewertung von Wassernutzungen und Wassernutzungsanlagen“ des Oberfinanzpräsidenten München. — Vgl. auch „Richtlinien für die Ordnung der Wasserwirtschaft in der Landes- und Stadtplanung“. Raumforschung und Raumordnung 3 (1939) H. 11/12 und Gesundh.-Ing. 63 (1940) H. 11, 2. Ausgabe August 1940. — Festlegung von Begriffsbezeichnungen in der Wasserwirtschaft (Wasserversorgungs- und Abwassertechnik). Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 598. — Leitsätze für die Trinkwasserversorgung. DIN 2000. Aufgestellt vom Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern. Berlin 1941.

Für die Berechnung empfiehlt sich folgende Listenform:

	Heute	in $n = \dots$	Jahren
Einwohnerzahl			Personen
Mittlerer Wasserverbrauch im Tag			l
Größter Wasserverbrauch im Tag			l
Pumpzeit			Std.
Fördermengen in der Druckleitung			l/s
Lichte Weite der Druckleitung			mm
Größter Stundenverbrauch			l/s
Lichte Weite der Fallrohrleitung			mm
Fördermenge der etwaigen Zwischenleitung			l/s
Lichte Weite der Zwischenleitung			mm

2. Voraussichtnahme.

a) Ausbaugröße.

Die Zeitdauer n , für die Wasserversorgungsanlagen ausreichen sollen, bemißt sich nach dem Einfluß bevölkerungs-, raum-, verkehrs-, kultur-, wirtschafts-politischer und rechtlicher Fragen auf die Entwicklung und damit den Wasser-verbrauch der zu versorgenden Gemeinde, nach der Sicherheit und den An-sprüchen des Betriebes, den Verbrauchsschwankungen usw. Für Orte mit langsamer Entwicklung ist $n = 20$ bis 30 Jahre, für solche mit rascher und sprunghafter Entwicklung (z. B. Industrie- und Bergbaugebiete) genügt $n = 10$ bis 15 Jahre.

Bei Wahrung bequemer Erweiterungsfähigkeit und einheitlicher Einfügung jeder Erweiterung in die erste Anlage sind jene Teile für die längste Zeit zu bemessen, die im Betrieb schwer oder nur mit übermäßigen Kosten vergrößert werden können, z. B. Stauanlagen, Saug- und Druck-leitungen, Schornsteine, Turmbehälter. Besonders beim Grunderwerb sind alle späteren Er-weiterungsmöglichkeiten zu berücksichtigen. Leicht auswechsel- und vergrößerbare, sich rasch abnutzende oder veraltende Teile sind auf kürzeste Frist zu bemessen, z. B. Fluß-, See- und Grundwasserfassungen, Erdbehälter, Wasser- und Abwasserreinigungsanlagen, Pumpwerke, Leitungsnetze.

Wenn in m Jahren mit gleichmäßiger jährlicher Bedarfszunahme c % der Endbedarf durch einmalige Erweiterung der ursprünglichen Anlage gedeckt werden soll, dann ist der erste Ausbau zu bemessen auf:

$$n = \log \frac{x(2p^m - 1)}{(p^m - 1)s + x} \bigg/ \log p, \tag{1}$$

wo p der Diskontfaktor für den Geldzinsfuß z %, also $p = 1 + 0,01z$, s der Einheitspreis des ersten Ausbaues (z. B. für $1 \text{ m}^3/\text{s}$ Pumpenleistung), x der Einheitspreis der späteren Erweiterung ist. Wenn die Kosten der Bedarfseinheit für alle Ausbaugrößen beharrlich sind, also $x = s$, dann ist:

$$n = \log \frac{2p^m - 1}{p^m} \bigg/ \log p. \tag{2}$$

Ein Kapital A wächst bei einem Zinsfuß z % n Jahre lang mit Zinseszinsen auf den Endwert:

$$E = A [(100 + z) : 100]^n, \tag{3}$$

d. h. E wächst bei $z = 4$ % nach

5	7,5	10	12,5	15	17,7
auf 1,22	1,34	1,48	1,63	1,80	2,00 A

an. Es ist also wirtschaftlich richtig, anstatt für eine heute noch nicht notwendige Ausbaugröße A RM. auszugeben, z. B. nach 15 Jahren für die Vergrößerung wegen der Erschwernisse den $1,8$ fachen Betrag aufzuwenden, abgesehen davon, daß die anfänglich zu groß bemessene Anlage größere Unterhaltskosten verursacht und bei Eintritt voller Ausnutzung schon veraltet sein kann.

Die aus Gründen der Betriebssicherheit notwendige Auseinanderlegung der Anlagen kann Abweichungen von der berechneten Ausbaugröße rechtfertigen. Die in Tabelle 1 angegebene wirtschaftliche Nutzungsdauer ist häufig erheblich kürzer als die technische Benutzungsfähigkeit; fortschrittliche Gesinnung kürzt die Nutzungsdauer noch weiter ab.

b) Aushilfsanlagen

dienen zur Erhöhung der Betriebssicherheit und helfen bei vorübergehender starker Belastung der Hauptanlagen aus. Ihr Umfang schwankt zwischen 12 und 100 % der Hauptanlage.

Sind während eines bestimmten Zeitabschnittes von T Tagen (Sommer, Winter, Jahr) dauernd e Einheiten (z. B. Pumpen) im Betrieb, dann gibt dies $e \cdot T$ „Einheiten-Betriebstage“. Ist eine Einheit bis zur Reinigung t_b Tage im Betrieb und erfordert die Reinigung oder Ausbesserung t_r Tage, dann umfaßt die Arbeitszeit einer Einheit $(t_b + t_r)$ Tage, d. h. die Arbeitszeit einer Ein-heit beträgt in T Tagen: $T/(t_b + t_r)$, in denen sie $t_x = T \cdot t_b/(t_b + t_r)$ Tage arbeitet. Die Zahl x der insgesamt nötigen Einheiten ist:

$$x = e \cdot T / t_x = e (t_b + t_r) / t_b. \tag{4}$$

Mit $e = 6$, $t_b = 24$, $t_r = 3$ ergibt sich z. B. $x \approx 7$, d. h. man braucht eine Aushilfseinheit.

Die Größe der Aushilfsanlagen ist u. a. abhängig von den Folgen einer Betriebsunterbrechung, von der Verkehrslage (Ausland, Kolonien), von der Handelsüblichkeit der Anlagenteile und der Störungsempfindlichkeit. Städte mit mehreren Einzelwerken sind in dieser Hinsicht günstiger daran als solche mit nur einer Wassergewinnungsanlage, Zuleitung usw.

Tabelle 1. Nutzungsdauer, Abschreibungen und Unterhaltungskosten.

Nr.	Gegenstand	Nutzungs- dauer in Jahren n	Übliche jährl. Ab- schreibung in % der Her- stellungskosten	Jährliche Unter- haltungskosten in % des Neuwertes
1	Absetzbecken	60	1—2	1
2	Abwasserpumpwerke	15—20	5—10	1—2,5
3	Asbestzementrohrleitungen	50—70	5	0,5—1
4	Beleuchtungsanlagen	10—15	8—10	1—2
5	Beton- und Stahlbetonleitungen (ortsfest)	75—150	2	0,5—2
6	Beton- und Stahlbetonrohrleitungen	75—100	2	0,5—1
7	Dampfkessel	8—15	5—10(8)	1—2
8	Dampfmaschinen aller Art	20	5—10(8)	1—2
9	Dieselmotoren	15	10	1—3
10	Drehstromerzeuger und -motoren	25	8	1—1,5
11	Eisenbahnanlagen (Gleisanschlüsse usw.)	30—50	2,5	1—2
12	Stahlmasten	25	6	1
13	Elektrische Freileitungen	15	8	2—4
14	Elektrische Schaltanlagen	20	8	1,5—2,5
15	Elektrische Speicher	10	8	8,5—10
16	Elektromotoren	20—25	8	1—2
17	Enteisenungsanlagen	12—20	6—8	1—3
18	Enthärtungsanlagen	15—25	4—8	1—3
19	Erdkanäle, größere und Sickergraben	30—40	1—2,5	1—3
20	Fassungsanlagen (für Quell- und Grundwasser)	60	2—5	1—3
21	Filteranlagen	30	3,5	1—4
22	Flußwasserfassungen	50	2—5	3—5
23	Gebäude aus besten Baustoffen	50—80	1,5—2	0,25—0,75
24	Gebäude aus leichteren Baustoffen	25—40	2,5—3	1—1,5
25	Gleichstromerzeuger und -motoren	20	8	1—1,5
26	Gleisanlagen	30	5	3
27	Grabenanlagen des landwirtschaftl. Wasserbaues	10—20	8	2—5
28	Grundstückszuleitungen	50—70	5	1
29	Gründungen, Grundmauern	60	2	0,25—0,75
30	Grundwasseranreicherungsanlagen	50	2	2—5
31	Gußeisenrohrleitungen außerhalb von Ortschaften	60—100	3	0,25—1
32	Gußeisenrohrleitungen innerhalb von Ortschaften	60—80	3	0,5—1
33	Hochbehälter im Boden	50—70	1,75—3	0,5—1
34	Holzrohre	25—35	4	0,5—1
35	Hydranten	30—40	3,5	1—2
36	Kabelnetze	20	6	1
37	Kamine, gemauerte	30—40	1,5—2	0,25—0,75
38	Kanäle mit Betonbelag	50—70	1,25	1—3
39	Kläranlagen für Abwasser ohne Maschinenbetrieb	20—30	3—5	0,5—2
40	Kläranlagen für Abwasser mit Maschinenbetrieb	10—15	10	3—5
41	Kolbenpumpen	30	3—6	1—2
42	Kraftfahrzeuge	5	25	5—10
43	Krananlagen	30—40	3—3,5	0,5—1
44	Kreiselpumpen	20	5—7	3
45	Langsamfilter	30—50	2—3,5	1—2
46	Larchenmasten, ungetränkt	10—12	10	2,5
47	Luftleitungen	50—80	3	1
48	Ortsentwässerungsteile aus Eisen und Metall	15—25	8	2—5
49	Ortsentwässerungsnetze	50—100	2	0,25—1
50	Quellfassungen	40—60	4—5	1—3
51	Rieseler	20—35	3—5	1—3
52	Rohrbrunnen	10—15	5—10(8)	1—2
53	Rohrnetzsausrüstungsteile	20—40	5	2—10
54	Sammelbrunnen	60	1,25	1—3
55	Schachtbrunnen	30—60	2—5	1—3
56	Schieber	40—50	4	1—3
57	Schnellfilter	15—25	4—8(5)	2—4
58	Stahlrohrleitungen außerhalb von Ortschaften	50—80	2—3	0,25—1
59	Stahlrohrleitungen innerhalb von Ortschaften	50—70	2—3	0,5—1
60	Steinzeugrohre (Stadtware)	75—100	2	0,5—1
61	Stollenanlagen	75—150	1,25—2	0,5—3
62	Talsperren	100—150	1,25—2	0,1—0,25
63	Tannenmasten, ungetränkt	5	25	2,5
64	Tannenmasten, getränkt	15	10	2
65	Turbopumpen	25	5	0,25—1,5
66	Uferbefestigungen	10—30	10	0,5—10
67	Umspanner	20	8	1—1,5
68	Verbrennungsmotoren	15	8	1—2
69	Wasserbauten in Stahl und Holz	30—40	3,5	1—3,5
70	Wasserbauten in Stein und Beton	50—100	2	0,5—2
71	Wasserräder	15—25	7	1,5—2

Tabelle 1 (Fortsetzung).

Nr.	Gegenstand	Nutzungs- dauer in Jahren n	Übliche jährl. Ab- schreibung in % der Her- stellungs- kosten	Jährliche Unter- haltungs- kosten in % des Neuwertes
72	Wasserreinigungsanlagen ohne Maschinenbetrieb	30—40	3,5	1—3
73	Wasserreinigungsanlagen mit Maschinenbetrieb	10—20	10	2—4
74	Wasserturbinen	10—20	4—8	0,25—1,5
75	Wassertürme aus Stahlbeton	60—80	1,5—2	0,2—0,5
76	Wassertürme aus Stahl	40—50	5—7	1,5—2
77	Wasserwerkspumpen einschl. Putz- und Schmier- stoffe	20—30	4—5,25	2—4
78	Wasserzähler	10—15	6—10	5—10
79	Wehranlagen	40—60	2,5	0,5—5
80	Werkzeuge	5—10	25—33 ^{1/3}	10—30

3. Erforderliche Wassermenge.

a) Die Wachstumsgesetze von Städten und Ortschaften.

Der künftige Bevölkerungsstand kann unter folgenden Annahmen näherungs-
weise bestimmt werden:

1. **Zeichnerische Ableitung** aus dem in einem rechtwinkligen Koordinatennetz dar-
gestellten tatsächlichen Bevölkerungsverlauf der letzten 3 bis 4 Jahrzehnte, den man nach Er-
messen für eine Reihe künftiger Jahre weiterführen kann. Fehlschätzungen sind bei diesem
einfachsten und raschen Verfahren möglich, wenn der Bevölkerungsverlauf infolge besonderer
Ereignisse unregelmäßig ist.

2. **Annahme regelmäßigen Zuwachses in geometrischer Progression** nach Gl. (3),
wo A die heutige Einwohnerzahl, E die am Ende der nächsten n Jahre (durch Sicherheits-
zuschlag nach oben abrunden!) und z das jährliche Wachstum im letzten Zeitabschnitt in % ist.
Dann ist:

$$z = 100 \left(\sqrt[n]{E/A} - 1 \right) \quad (5)$$

$$n = \log E - \log A / \log (1 + z/100). \quad (6)$$

Bei Ableitung von z aus den Verhältnissen der letzten 30 bis 40 Jahre nach Gl. (5) sind Jahre
mit sprunghaftem Zuwachs auszuschalten. Abb. 1 zeigt u. a. die mannigfaltigen Wachstums-
verhältnisse von Großstädten. Die jährliche Zunahme der Einwohnerzahlen betrug

	von 1871 bis 1910	von 1910 bis 1933
in den Kleinstädten	2,5 %	0,38 %
in den Mittelstädten	4,37 %	0,29 %
in den Großstädten	15 %	2,03 %

Die zutreffende Festsetzung von z ist heute besonders schwierig (Entstädterung!).

Für *Kur- und Badeorte* muß zwischen der ortsansässigen (A_0) und schwankenden Bevölkerung
(A_s) unterschieden werden. Mit Gl. (3) wird:

$$E = A_0 [(100 + z_0)/100]^n + A_s [(100 + z_s)/100]^n, \quad (7)$$

wo $z_0 < z_s$ ist, z. B. für Karlsbad $z_0 = 1,7\%$, $z_s = 3,4\%$.

3. Die Unterstellung, das Zunahmegesetz verlaufe in **arithmetischem Progression**, führt
im Gegensatz zum Verfahren unter 2. gelegentlich zu **Unterschätzungen**. An Stelle der Gl. (3) wird:

$$E = A (1 + C \cdot n), \quad (8)$$

wo C ein aus dem zurückliegenden Bevölkerungsverlauf zu ermittelnder Festwert ist.

4. Das Gesetz, daß die **Einwohnerzunahme** mit Wachstum und Alter der betr. Stadt
abnimmt, verdient besonders bei Großstädten über 100 000 Einwohner Beachtung.

5. Der **zeichnerische Vergleich** der Einwohnerzunahme mit **anderen Städten** von
ähnlicher Eigenart, aber höherer Einwohnerzahl führt unter Umständen der Wirklichkeit am
nächsten. Doch dürfen die Gefahren unberechtigter Ähnlichkeitsschlüsse nicht unterschätzt werden.

Stetiges Wachstum wird nur selten vorliegen. Besonders **innerhalb** von Groß-
städten spielt die Bevölkerungsverschiebung durch Abwanderung eine große
Rolle. Infolgedessen sollte man sich nie auf die Bevölkerungszunahme der be-
treffenden politischen Gemeinde allein beschränken, sondern auch die der um-
liegenden Ortschaften betrachten. Zahlreiche Einflüsse können die Stetigkeit
der Entwicklung unterbrechen: politische und Wirtschaftskrisen, Seuchen,
Schwankungen im Geburtenüberschuß, Eingemeindungen u. dgl.

Für die genaue Berechnung des Trink- und Abwasserleitungsnetzes bedarf es
noch der Kenntnis der **Wohndichte** der einzelnen Stadtteile und der Flächenzunahme
des Versorgungsgebietes, d. h. der Einwohnerzahl auf 1 ha überbauter Stadt-

fläche bzw. auf 1 m Straßlänge (Straßenwohndichte). Sie hängt in erster Linie von der Bauweise (offen, geschlossen, Hausart, Wohnformen) ab. Für Entwurfszwecke ist jedoch nicht die tatsächliche, sondern die größtmögliche Wohndichte zugrunde zu legen. Die Angaben der Tabelle 2 können im Einzelfall örtliche Aufnahmen nicht ersetzen. Die Straßenwohndichte schwankt in Städten je nach der Bebauung zwischen 1 und 3, in Landorten zwischen 0,5 und 1.

Zentral mit Wasser versorgt sind in

Württemberg 90% der Bevölkerung und 70% der Ortschaften,
 Bayern 61% „ „ (16% Niederbayern, 80% Pfalz).
 Thüringen 55% „ „ (zwischen 20,8% und 81%).
 Ostpreußen 0,2% „ Ortschaften.

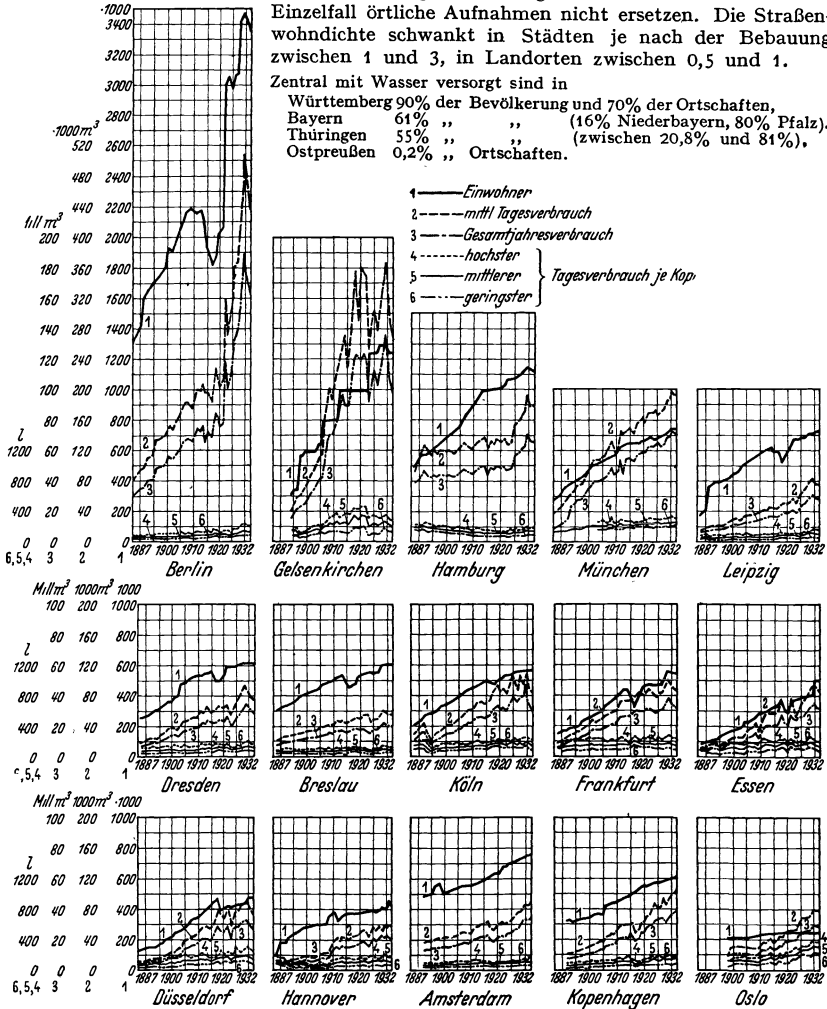


Abb. 1. Die Entwicklung einiger in- und ausländischer Großwasserwerke (nach der vom Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern veröffentlichten Statistik).

b) Zusammensetzung des Wasserverbrauches.

Die Kenntnis des Wasserverbrauches ist nicht nur wegen der erstmaligen Bemessung der Fassungs-, Hebungs- und Zuleitungsanlagen, des Hochbehälters und Stadtrohrnetzes oder wegen der heute häufiger vorkommenden Planung von Erweiterungsbauten von Bedeutung, sondern auch wegen der Möglichkeit von Einsparungen im Wasserverbrauch (Tabelle 3).

Tab. 2¹. *Bebauungsichte, Trockenwetter-² und Regenwasserabfluß samt Abflußbeiwerten.*

1 Klasse	2 Kennzeichnung des Einzugsgebietes (Bebauungsart)	3 Bevölkerungsdichte E/ha		4 Größter Trockenwetterabfluß in l/s · ha bei größtem Wasserverbrauch max ^q			5 Regenwasserabfluß		
		Bereich	Mittelwert	Großstadt 250 l = 0,00694 E	Mittelstadt 200 l = 0,00555 E	KleinStadt 100 l = 0,00278 E	Abfluß- beiwert p ³	Straden- leitungen l/s · ha	offene Ab- wasserläufe l/s · ha
I	Sehr dicht (alte Stadtkerne)	500—700	600	4,16	3,33	1,67	0,7—0,9	78	160
II	Dicht (mit Hinterhäusern)	400—600	500	3,47	2,78	1,39	0,6—0,7	64	130
III	Mitteldicht (geschlossen, mit großen Hof- und Gartenflächen)	300—400	350	2,43	1,94	0,97	0,5—0,6	54	110
IV	Weitraumig (Ländorte, Dörfer)	150—200	170	1,18	0,94	0,47	0,3—0,45	37	75
V	Gartenreiche Außenviertel: Landhausviertel	60—150	100	0,69	0,55	0,28	} 0,2—0,3	} 24	} 50
	Stadttrand- und Kleinsiedlungen	30—80	50	0,35	0,28	0,14			
VI	Unbebaut: Gärten, Wiesen, Spiel- und Sportplätze Gleisflächen	0	0	0	0	0	0,1—0,2	15	30
	Park- und Waldflächen	0	0	0	0	0	0,01—0,1	—	—

¹ Die Spalten 5 bis 10 gelten für Stadtentwässerung. ² Nur als rohe Annäherungen anzuspochen [vgl. Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 294, 671 und 683].
³ Die Werte der Spalten 5 bis 7 ergeben sich mit Spalte 4 zu: $0,10 \cdot \text{max}^q \cdot E \cdot 60 \cdot 60$

c) *Gesamtwasserverbrauch.*

Als Durchschnittsverbrauch je Einwohner und Tag kann angenommen werden:

in Landstädten bis 10000 Einwohner 80 bis 150 l/ET,

in Kleinstädten von 10000 bis 50000 Einwohnern 100 bis 150 l/ET,

in Mittelstädten von 50000 bis 100000 Einwohnern 120 bis 200 l/ET,

in Großstädten über 100000 Einwohner 140 bis 250 l/ET.

Bei nichtentwässerten Ortschaften mit vorwiegend bäuerlicher Bevölkerung rechnet man als *größten* Tagesbedarf 60 bis 80 l für jeden Einwohner und jedes Pferd oder Stück Großvieh sowie 15 l für jedes Stück Kleinvieh (Ziegen, Schafe usw.).

Mit weiterer Besserung der wirtschaftlichen Verhältnisse (Einfluß der gesteigerten Industriebedarfes) und infolge gesunder Angleichung der Lebensführung *aller* Volksschichten (Haushaltbedarf) ist eine Steigerung des Durchschnittsverbrauchs zu erwarten, so daß im Laufe der nächsten 2 bis 3 Jahrzehnte im Jahres*durchschnitt* in den Großstädten sowie in Kur- und Badeorten mit einem Einheitsverbrauch von 200 bis 300 l, während der Sommermonate mit 300 bis 350 l und mit einer Spitze von 350 bis 500 l im Tag zu rechnen ist (Zunahme neuzeitlicher Kleinwohnungen mit Bad, Spilaborten, Sammelheizung, Warmwasserbereitung, Kraftwagenreinigung, Gärten) (vgl. Abb. 1, Linie 4, 5 und 6).

d) *Schwankungen des Wasserverbrauches.*

Der Wasserverbrauch ist jährlichen und jahreszeitlichen (Abb. 1), monatlichen (Abb. 3), wöchentlichen, täglichen und stündlichen (Abb. 2 u. 4) Schwankungen unterworfen. Für die Bemessung einzelner Werkteile ist der Höchstverbrauch im Tag (Fassungs- und Hebeanlagen, Zuleitungen und Hochbehälter) oder in der Stunde (Ortsrohrnetz) maßgebend. Der *höchste Tagesverbrauch* ist $\text{max}^q = 1,5$ bis $1,7 q_m$ (ausnahmsweise auch bis über $2,0 q_m$), wo q_m der mittlere Tagesverbrauch ist,

Tabelle 3. Durchschnittlicher Wasserverbrauch bei verschiedenen Verrichtungen.

Nr.	Verwendungsart	Liter
<i>I. Privatverbrauch.</i>		
1	Gebrauchswasser in Wohnhäusern je Einwohner und Tag	
	a) Zum Trinken, Kochen, Reinigen usw.	20—30
	b) Zur Wäsche	10—15
2	Einmalige Klosettspülung	8—15
3	Pissoirspülung	
	a) Mit Unterbrechung je Stand und Stunde	30—40
	b) Dauernde für 1 m Spüllänge je Stunde	200
4	Bäder	
	a) Ein Wannenbad	350
	b) Ein Sitzbad.	30
	c) Einmalige Brause	40—80
5	Gartenbesprengung an trockenem Tag für 1m ² einmal besprengter Fläche	1,5
6	Begießen von Hofflächen, Straßen und Fußwegen je m ² /Tag	1,5
7	Ein Pferd tränken und reinigen, ohne Stallreinigung je Tag	50
8	Ein Stück Vieh tränken und reinigen, ohne Stallreinigung je Tag	
	a) Großvieh	40—50
	b) Kleinvieh	10—15
	Kalb und Schaf je 8 l, Schwein 13 l	
9	Reinigen eines Personenkraftwagens	200
10	Reinigen eines Lastkraftwagens	40—100
11	Bergbau	
	im Grubenbetrieb je 1 t Förderung	1000
	einschl. Kokereien und Nebengewinnungen je 1 t Förderung bis	3000
	hiervon in den Wäschen je 1 t Förderung	250
	dasselbe bei salzhaltiger Grubenfeuchte bis	700—800
12	Eisenwerke je 1 t Roheisenerzeugung	7000—12000
	Hiervon frisches Zusatzwasser zu den Hochöfen je 1 t Roheisenerzeugung	2000
<i>II. Öffentliche und private Anstalten.</i>		
1	Schulen je Schüler und Schultag, ohne Zerstäubung für Luftbefeuchtung und Brausebäder	2
2	Unterkunftshäuser	
	a) Je Mann und Verpflegung	35—50
	b) Je Pferd und Tag.	50—60
3	Kranken- und Versorgungshäuser, Gefängnisse, je Person und Tag	250—650
4	Gasthöfe je Person und Verpflegungstag	100
5	Waschanstalten, je kg trockene Wäsche 15 l warmes Wasser und insgesamt	40—80
6	Schlachthäuser, je Stück geschlachtetes Vieh (ohne Kühlwasserbedarf)	300—400
7	Markthallen je m ² bebaute Fläche und Markttag	5
8	Bahnhöfe, Speisewasser für Lokomotiven je Tenderfüllung	8000—22000 (vereinzelt bis 32000)
9	Reinigen eines Eisenbahngüterwagens	1500
<i>III. Gemeindefwecke.</i>		
1	Straßenbesprengung je m ² einmal besprengte Fläche	1
	a) Gepflasterte Straßen	1,5
	b) Schotterdecken	
2	Öffentliche Gartenanlagen an trockenem Tag je m ² einmal begossener Fläche	1,5—2
3	Öffentliche Ventilbrunnen je Auslauf und Tag	
	a) Ohne beständigen Abfluß	3000
	b) Mit beständigem Abfluß	15000—20000
4	Öffentliche Springbrunnen je Sek.	1—350
5	Hydranten je nach Weite und Leitungsdruck je Sek.	5—10
6	Feuerspritzen je Sek.	
	a) Handspritzen	5—7
	b) Motorspritzen	15—20
7	Wassermählerprüfstellen je Zähler im Rohrnetz jährlich	200

Der größte Stundenverbrauch im Jahr ist 0,10 bis 0,17 q_m, in kleinen Landorten bis 0,25 q_m. Bei einfacher Erweiterungsmöglichkeit legt man die oberen Grenzwerte zugrunde.

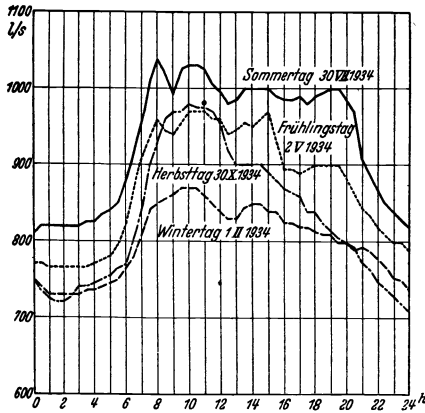


Abb. 2. Belastungsschaulinien des Venturmessers im V. Druckrohrstrang der Münchener Wasserversorgung.

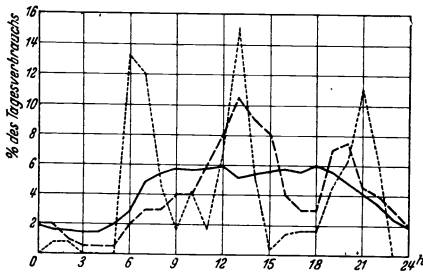


Abb. 4. Stündlicher Wasserverbrauch in % des Tagesverbrauches.
 ——— Kleines Dorf - - - - Landort
 - · - · - Durchschnitt deutscher Städte

Bei den noch nicht einheitlich geregelten *feuerlöschtechnischen Anforderungen* ist zwischen Löschwassermenge und -druck zu unterscheiden. Die Lieferung der nötigen Wassermenge wird stets die vordringlichste Sorge sein. Der Löschwasserdruck beeinflusst zwar Wurfweite, Geschlossenheit und Schlagkraft des Löschwasserstrahles, hängt aber auch vom Einsatz der Spritzen und vom Stand ihrer Technik ab (vgl. auch [25])¹.

Solange das Versorgungsgebiet keine erheblichen Höhenunterschiede aufweist, geschieht die Versorgung bei Freigefällsleitung und künstlicher Hebung durch einheitliches Rohrnetz. Bei großen Höhenunterschieden ist Teilung in verschiedene *Druckzonen* nötig. In wirtschaftlicher Hinsicht werden hierdurch unnötige Hebungskosten vermieden, während betriebstechnisch der Grundsatz der Vermeidung eines Versorgungsdruckes von mehr als 6 at (Straßenrohrbrüche infolge raschen Schließens von Schiebern und Hydranten, Gefährdung der Haus-einrichtungen, erhöhte Wasserverluste) gewahrt bleibt.

Abb. 5 zeigt Versorgungsgebiet mit Hangbebauung, dessen hochgelegener Teil von beschränkt ergiebiger Quellsfassung gespeist werden kann, während für die tiefer liegenden Ortsteile ufergefiltertes Grundwasser mit künstlicher Hebung zur Verfügung steht. Solange das hochgelegene Hanggebiet kleiner ist als das Tiefgelände, wäre ein einheitliches Netz mit *einem* Hochbehälter unwirtschaftlich (unnötig hohe Förderkosten und zu hoher Betriebsdruck im Tiefgelände). Eine

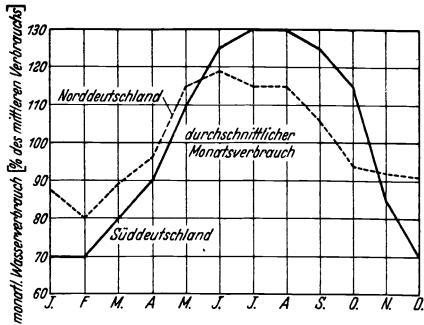


Abb. 3. Monatlicher Wasserverbrauch in Teilen des mittleren Verbrauches in nicht zu nassen Jahren.

4. Versorgungsdruck.

Feuerlöschtechnische Anforderungen. Höhenlage des Versorgungsgebietes.

Die Druckhöhe, unter der das Wasser im Versorgungsgebiet verteilt wird, soll 6 bis 8 m über den höchstgelegenen Zapfstellen liegen. Dieser *bürgerliche Versorgungsdruck* muß beim größten Verbrauch vorhanden sein und beträgt

	in Deutschland	in den Vereinigten Staaten von Nordamerika
In Landorten	15 bis 20 m	15 bis 28 m
In Kleinstädten	25 bis 30 m	15 bis 28 m
In Mittelstädten	30 bis 40 m	42 bis 53 m
In Großstädten	40 bis 50 m	53 bis 84 m

Nach den in Deutschland geltenden Grundsätzen sollte man mit dem Versorgungsdruck nicht über 6 at gehen, da sonst die Hauseinrichtungen in Anschaffung und Betrieb zu teuer kommen.

¹ Vgl. auch O. KAUSCH: Das chemische Feuerlöschwesen. Leipzig 1939.

Tabelle 4. Rohrdurchmesser, Löschwassermenge und -druck¹.

Geschoßzahl	In Großstädten			In Landorten	
	Löschwassermenge		Bei 30 bis 35 m Druckhöhe erforderliche Rohrlichtweite mm	Minstdruckhöhen am Hydranten zum unmittelbaren Spritzen m	Bei landwirtschaftlichen oder industriellen Großbetrieben m
	l/min	l/s			
1	—	—	—	18	27
2	500	8,33	100	22	33
3	1000	16,67	100	26	39
4	1500	25,00	125	30	45
5	2000	33,33	150	—	—
Theater, Warenhäuser, Geschäfts- und Industrieviertel	Zuschlag von 50—100%		über 200	—	—

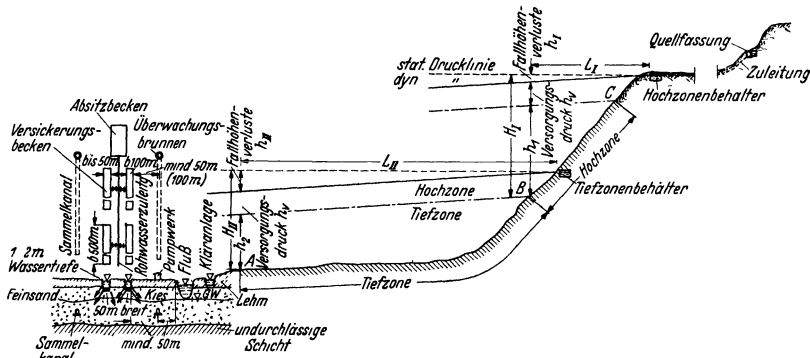


Abb. 5. Zwei Versorgungszonen übereinander.

Kupplung beider Druckzonen wird aber auch bei getrennten Rohrnetzen betriebstechnisch Vorteile bringen; Speisung des Behälters II mit dem Überwasser des Behälters I und Verbindung des Tiefgbietes mit der Hochzone, um bei Störungen der Quellwasserversorgung oder bei Brandfällen das ganze Rohrnetz mit Grundwasser speisen zu können.

Die Hauptzuleitungen L_I und L_{II} von den Hochbehältern in beide Versorgungszonen sind so zu bemessen, daß der Druckverlust bei Förderung der größten Stundenmenge am Ende der Strecke L_I der verfügbaren Höhe h_I und am Ende der Strecke L_{II} dem Wert h_{II} entspricht. In jeder der beiden Zonen soll der im tiefsten Punkt auftretende Druck zwischen 50 und 60 m, ausnahmsweise bei kleinen Gebieten unter 80 m liegen. Für die Hochzone ist also:

$$H_I = h_1 + h_p + h_{II} \leq 50 \text{ bis } 60 \text{ m,}$$

für die Tiefzone:

$$H_{II} = h_2 + h_p + h_{II} \leq 50 \text{ bis } 60 \text{ m.}$$

Mit dem für Klein- und Mittelstädte oben angegebenen Versorgungsdruck von rund 30 m ist bei Vernachlässigung des Druckverlustes h_I bzw. h_{II} einheitliche Versorgung bei Höhenunterschieden von nicht über 30 m möglich. Die in Abb.6 angedeutete Dreiteilung des

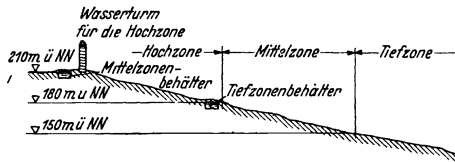


Abb. 6. Drei Versorgungszonen übereinander.

¹ KREIS: Techn. Gem.-Bl. 1932, S. 69.

Versorgungsgebietes mit 2 Erdbehältern und einem 24 m hohen Turmbehälter bedarf keiner besonderen Erörterung.

Um Wasserversorgungen gegen Störungsversuche hinreichend unempfindlich zu machen, werden neuerdings mehrere kleine, voneinander unabhängige und örtlich getrennte Wasserbezugsorte einem großen Werk vorgezogen (7 d, S. 1105). Dies führt bei flachem Gelände, besonders aber bei ausgedehnten Versorgungsgebieten, zur Anordnung *nebeneinanderliegender*

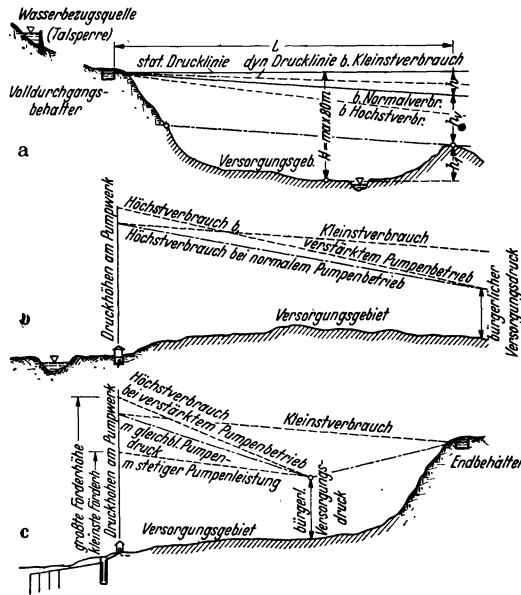


Abb. 7. Die 3 Grundformen der Wasserversorgung mit den kennzeichnenden Drucklinien.

Versorgungszonen, die unter sich verbunden werden können; für gewöhnlich sind diese Verbindungsstellen aber geschlossen.

Abb. 7 zeigt die 3 *Ausbaugrundformen* der Wasserversorgung, die bedingt und gekennzeichnet sind durch die Höhenlage der Wasserbezugsquellen und die Geländeform des Versorgungsgebietes:

a) Zuleitung unter natürlichem Gefälle. Die für die Festlegung der Höhenlage des Wasserbehälters maßgebenden Gesichtspunkte sind: kleinste Leitungsquerschnitte, für die Hauseinrichtungen und das Rohrnetz unschädlicher Versorgungsdruck. Auf die gelegentlich in Freigefällleitungen vorkommende Kraftgewinnung zur Ausnützung des den größten Teil des Jahres über vorhandenen Druckhöhenüberschusses sei nur hingewiesen.

b) Versorgung mit künstlicher Hebung des Wassers ohne Zwischenschalten eines Hochbehälters, d. h. wenn die Anlage eines solchen unzuweckmäßig oder unwirtschaftlich ist. Zur Regelung der Druckverhältnisse im Rohrnetz bzw. zum Unabhängigmachen der Pumpenförderung vom Ortsverbrauch werden gelegentlich Standrohre (besonders in den USA.) oder Turmbehälter eingeschaltet.

c) Künstliche Hebung des Wassers in einen Endbehälter durch gleichmäßigen Pumpenbetrieb. Diese Ausbauf orm ist wirtschaftlicher als die unter 2., wenn die Geländebeschaffenheit die wirtschaftliche Anordnung eines Endbehälters gestattet.

5. Beurteilung des Wassers nach seinen physikalischen, chemischen und bakteriologischen Eigenschaften.

Im Gegensatz zur Luft ist die Zusammendrückbarkeit des Wassers äußerst gering und nimmt mit zunehmender Wärme ab. Auf je 1 at ($1,033 \text{ kg cm}^{-2}$) Pressung verringert sich sein Rauminhalt um etwa den 50millionsten Teil. Je nach der Saugspannung enthält das Wasser bis zu 10% und darüber Luft. Dies ist u. a. bei Dichtigkeitsprüfungen von Rohrleitungen besonders zu beachten¹. Da Wasser ein ausgezeichnetes Lösungsmittel für gasförmige, flüssige und feste Körper ist, so werden die chemischen Eigenschaften des natürlich vorkommenden Wassers durch seine Umgebung beeinflusst: die natürlichen Wässer sind mehr oder weniger verdünnte Lösungen von Salzen, organischen Stoffen und Gasen, bezüglich deren Art — abgesehen von Meer- und Mineralwasser — nur geringe, hinsichtlich deren Mengenverhältnis aber große Schwankungen auftreten (Abb. 8).

¹ MARQUARDT: Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 62, 78 und 86.

Tabelle 5. Die wichtigsten Bestandteile natürlicher Wässer.

	Regenwasser	Oberflächenwasser	Grundwasser
Schwebende ungelöste Stoffe	Ruß, Staub, Kleinlebewesen	Ton, Mineralstoffe, Algen, Bakterien, organische Stoffe, Protozoen	Ton, Pilzarten
Wirklich gelöste Stoffe	Schweflige Säure, Sauerstoff, Stickstoff, Kohlensäure, Chloride	Sauerstoff, Stickstoff, Kohlensäure, Farbstoffe, organische Säuren und Stoffe, Ammoniak, Chloride, Nitrate, Nitrite, Methan, Schwefelwasserstoff	Doppelkohlen-, kohlen- und schwefelsaure Salze; Chloride; salpetersaures Kalzium, Magnesium, Natron und Kali; Eisen- und Manganverbindungen; Chlornatrium; Kohlensäure; Sauerstoff; Stickstoff; Schwefelwasserstoff
Kolloid gelöste Stoffe	Keine	Farbstoffe, Kieselerde, organische Säuren und Stoffe	Kieselerde, Tonerde, Eisenoxyd

In *allgemeinhygienischer* Hinsicht ist zwischen Trink- bzw. Hausgebrauchswasser und dem für Industrie und Gewerbe verwendeten Brauchwasser solange kein Unterschied, als für die betr. Gemeinde eine *einkheitliche* Wasserversorgung durchgeführt werden soll. Von dieser volksgesundheitlich und wirtschaftlich richtigen Forderung sollte aber nur in zwingenden Fällen — z. B. bei reinen Industriebrauchwasserversorgungen oder für städtische Teilgebiete — abgewichen werden. Das dann notwendige *doppelte Rohrnetz* (für Trink- und für Brauchwasser) ist in Bau und Betrieb teuer und verwickelt und schließt trotz aller Vorsichtsmaßnahmen Verwechslungen und damit Gefahren für die Volksgesundheit nicht aus.

An Trink- und Hausgebrauchswasser stellt man folgende *hygienische Anforderungen*¹:

1. Seuchensicher, d. h. dauernd frei von Krankheitserregern jeder Art (Typhus, Cholera-, Milzbrand-, Koli-keime) und sonstigen gesundheitsschädigenden Stoffen. Chemische Gifte sind — insbesondere bedingt durch die Zuflüsse gewerblicher Abwässer in die Wasserfassungsanlagen — Arsen, Blei, Chrom, Phenole usw.

2. Das Wasser soll appetitlich, d. h. klar, farb- und geruchlos sein, soll frisch und angenehm schmecken und gleichmäßig kühl sein. Am vorteilhaftesten sind Temperaturen zwischen 7 und 11°; Grenzen: 5 und 15°.

3. Das Wasser soll bei billigem Preis jederzeit (also auch an verbrauchsreichen Tagen und bei Wasserklemmen) in ausreichender Menge vorhanden und lagerfähig sein, d. h. es darf bei längerem Aufenthalt in Leitungen, Behältern usw. weder Trübungen noch Ausscheidungen oder Geruch zeigen.

In *wirtschaftstechnischer* Hinsicht fordert man von Haushalts- und gewerblichen Brauchwässern:

a) Kein zu hartes Wasser. Härte beruht auf den im Wasser enthaltenen Kalk- und Magnesiumverbindungen, deren Bikarbonate die vorübergehende oder Karbonathärte bilden, während die bleibende oder Mineralsäurehärte durch die Chloride, Nitrate, Sulfate, Phosphate und Silikate des Kalziums und Magnesiums gebildet wird.

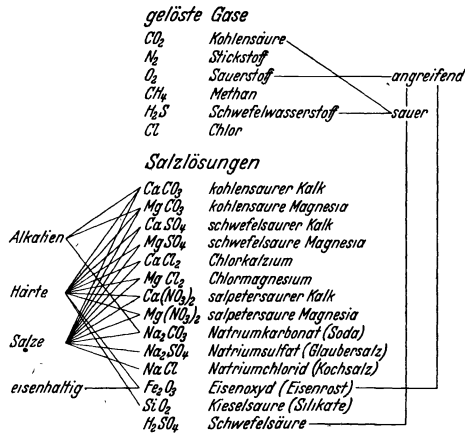


Abb. 8. Die wichtigsten chemischen Bestandteile des natürlichen Wassers.

¹REITER u. MÖLLERS: CARL FLÜGGES Grundriß der Hygiene, 11. Aufl. Berlin 1940, S. 201 f. — LEHMANN-VOGT: Ortshygiene. Berlin 1936.

Die wirtschaftliche Bedeutung der Härte beruht auf der lästigen Kesselsteinbildung (daher hartes Wasser als Kesselspeisewasser ungeeignet), der Verzögerung des Kochvorganges bei Fleisch und Hülsenfrüchten und dem erhöhten Seifenverbrauch beim Waschen (1 Härtegrad vernichtet 150 g Kernseife im m³ Wasser, ehe es zu der für die Reinigungswirkung nötigen Schaumbildung kommt). Dagegen ist hartes Wasser günstig hinsichtlich Verminderung der Zahnerkrankungen, Körpergewicht und -länge, Brustumfang, Stillfähigkeit der Frauen und Lebensfähigkeit der Neugeborenen. Ein Zusammenhang zwischen Härte des Wassers und endemischem Kropf besteht nicht.

Tabelle 6. Härtestufen des Wassers in deutschen Härtegraden. (Nach KLUT u. STINY.)

Gesamthärtegrad	Benennung	Gesamthärtegrad	Benennung
0—4	Sehr weich (schmeckt meist fade)	18—25	Hart
4—8	Weich	25—50	Sehr hart
8—12	Mittelhart	über 50	Außergewöhnlich hart
12—18	Ziemlich hart		

b) Das Wasser muß praktisch frei von Eisen und Mangan sein.

c) Das Wasser darf keine Metalle und Mörtel (Beton) angreifende Eigenschaften haben (Korrosionsfrage). Zerstörend wirken i. a. mineralstoffarme, weiche, aber auch manche stärker nitrat-, sulfat- und chloridhaltige und kohlenstoffreiche, ferner nicht alkalisch reagierende Wasser. Die zerstörenden Wasserereigenschaften beruhen u. a. auf der Zugehörigkeit zur sauren Reaktionsstufe, auf dem Kalk-Kohlensäureverhältnis und auf dem Sauerstoffgehalt.

Die Reaktion der natürlich vorkommenden Wasser kann sauer, neutral oder alkalisch sein. Mengenmäßig wird sie bestimmt durch Feststellen des Ionisierungsgrades des Wassers. Die Wasserstoffionengradigkeit bezeichnet die Zahl der Gramme des ionisierten Wasserstoffes in 1 l. Sie wird ausgedrückt durch den pH-Wert¹, der der negative Logarithmus der Wasserstoffionenzahl ist, also $\text{pH} = -\log [H]$. Es ist für:

saure Reaktion $[H] > 10^{-7}$; $\text{pH} < 7$

neutrale Reaktion $[H] = 10^{-7}$; $\text{pH} = 7$

alkalische Reaktion $[H] < 10^{-7}$; $\text{pH} > 7$.

Bezüglich der sonstigen chemischen Anforderungen an Trink- und Brauchwasser lassen sich allgemeingültige Grenzzahlen nicht aufstellen. Nicht die Bewertung eines Befundes, sondern die Verhältnisse in ihrer Gesamtheit, insbesondere die Verunreinigungsmöglichkeit des Wassers ist maßgebend. Die Zahlen der Tabellen 7 und 8 sollen daher lediglich als Vergleichswerte und ungefähre Anhaltspunkte für die Beurteilung in hygienischer Hinsicht, in bezug auf technische Verwertbarkeit und Eignung für gewerbliche Zwecke dienen.

6. Untersuchung des Wassers².

Hierfür stehen mannigfache physikalische (auch spektralanalytische), chemische, bakteriologische und biologische Verfahren zur Verfügung. Ihre Durchführung

Tabelle 7. Die chemische Zusammensetzung von Trinkwasser.

Bestandteile des Wassers	In guten (nicht verunreinigten) Wässern sind für gewöhnlich enthalten in mg/l	Grenzwerte in mg/l
Abdampfrückstand	Unter 500	Nicht über 1000
Nitrate (N ₂ O ₃)	„ 30	„
Nitrite (N ₂ O ₂)	Fehlen (höchstens Spuren)	„
Ammoniak (NH ₃)	Spuren ³	„
Chloride (Cl)	Unter 30	Nicht über 250
Sulfate (SO ₄)	„ 60	„ „ 250
Phosphate (P ₂ O ₅)	Höchstens Spuren ⁴	„
Kalialze (K ₂ O)	Unter 10 ⁵	„
Kupfer	Möglichst fehlend	Nicht über 0,2
Eisen (Fe ₂ O ₃)	„ „	„ „ 0,1
Mangan (Mn)	„ „	„ „ 0,05
Blei	„ „	„ „ 0,35
Magnesium	—	„ „ 100

¹ Abgeleitet vom Lateinischen „pondus Hydrogenii“ = Gewichtsmenge des Wasserstoffions.

² Über Wasseruntersuchung vgl. DIN 8101—8106, 8108, DENOG 1000, OENORM C 9001.—KOLKOWITZ, R. u. F. TOEPLITZ: Einfache Untersuchungen von Boden und Wasser mit Ausblicken auf die Boden- und Gewässerkunde. Jena 1941.

³ In eisenhaltigen Grundwässern und Moorwässern oft bis zu 1 mg/l und mehr.

⁴ Sofern kein Kunstdünger verwendet wird, deuten größere Mengen auf Verunreinigungen durch menschliche und tierische Abgänge.

⁵ Größere Mengen lassen — falls sie nicht aus Kunstdünger stammen — auf nachteilige äußere Beeinflussung des Wassers schließen.

Tabelle 7 (Fortsetzung).

Bestandteile des Wassers	In guten (nicht verunreinigten) Wässern sind für gewöhnlich enthalten in mg/l	Grenzwerte in mg/l
Magnesiumchlorid	—	160
Magnesiumsulfat	—	250
Arsen	—	0,15 As bzw. 0,2 As ₂ O ₅
Kalziumchlorid	—	500
Kalziumsulfat	—	500
Kochsalz (NaCl)	—	350—400
Natriumsulfat	—	400
Schwefelsäure	Unter 10 ¹	
Organische Stoffe (Kaliumpermanganatverbrauch)	Unter 12 (keine Krankheitserreger)	
pH > 7, Reaktion gegen Lackmus und Rosolsäure	Schwach bis deutlich alkalisch	
Gesamthärte (deutsche Grade)	18	20—30

Tabelle 8. Höchstzulässige Beimengungen im gewerblichen Brauchwasser.

Art des Gewerbes	Eisen mg/l	Mangan mg/l	Chloride
Bleicherei, Druckerei, Färberei	0,1	0,05	—
Brauerei, Brennerei	0,2	0,10	kein MgCl ₂ oder CaCl ₂ nicht über gewöhnlich
Gerberei, Leimfabrik	0,2 bzw. mehr	0,10	—
Papierfabrik	0,05	0,05	—
Stärkefabrik, Zuckerfabrik	0,1	0,05	—
Wascherei	0,05	0,05	—

Anm.: Die Zahlen bedeuten die Höchstgrenze. Der waagrechte Strich bedeutet: ohne praktische Bedeutung.

geschieht zweckmäßig durch sachgemäß ausgestattete Anstalten mit entsprechend vorgebildeten Fachkräften. Soweit der Ingenieur in der Lage sein muß, einige orientierende Untersuchungen oder einwandfreie Probeentnahmen des Wassers auszuführen, sei auf das einschlägige Schrifttum verwiesen [5], [8], [13], [24]².

Art und Ausdehnung der Untersuchungen richten sich nach dem Verwendungszweck des Wassers. Für Sammelversorgungen kleinerer Gemeinden erstreckt sich z. B. die Prüfung auf äußere Beschaffenheit, Reaktion, Gesamtmenge der Schwebstoffe, Salpetersäure, salpetrige Säure, Ammoniak, Chlor, Eisen, Mangan, Kalium-Permanganatverbrauch (Gehalt an organischen Stoffen), Gesamthärte, vorübergehende und bleibende Härte, freie Kohlensäure, Schwefelwasserstoff, mikroskopisch-biologischer Befund³.

Zweck der bakteriologischen Untersuchung ist die Feststellung der in 1 cm³ Wasser enthaltenen Keime (Filterwirkung des Bodens), des Vorkommens von Keimen, die auf Verunreinigung des Wassers durch menschliche oder tierische Abgangsstoffe schließen lassen (Bacterium coli) und unter Umständen des Vorhandenseins von Krankheitserregern (Typhus-, Ruhr-, Cholerakeime usw.). Die Beurteilung darf sich jedoch niemals auf die bakteriologische Untersuchung allein stützen. Stets ist diese durch die Bewertung der örtlichen und geologischen Verhältnisse der Wasserbezugsstelle und ihrer Umgebung (Abort-, Senk- und Sammelgruben, Dungstätten, offene Gewässer, Durchlässigkeit der Bodenschichten usw.) zu ergänzen.

Wasseruntersuchungen aller Art gestatten nur dann eine einwandfreie Beurteilung, wenn sie mehrmals unter denselben äußeren Verhältnissen (Wasserstände, Niederschläge), unter verschiedenen äußeren Verhältnissen und auf möglichst breiter Grundlage ausgeführt wurden. Bei zentralen Wasserversorgungen ist dauernde chemische und bakteriologische Überwachung, insbesondere auch in Zeiten der Wasserfülle und -knappheit, unerlässlich.

7. Wahl des Wasserbezugsortes.

Das Wasser wird dem Menschen in verschiedener Art und Güte dargeboten. Der Wasservorrat der Erde ist an naturbedingten Kreislauf gebunden. Für jedes

¹ Vgl. Fußnote 4, S. 1102.

² BAMES, BLEYER, GROSSFELD: Handbuch der Lebensmittelchemie. 8. Bd. Wasser und Luft. 1. Teil: Technologie des Wassers. Berlin 1939. 2. Teil: Untersuchung und Beurteilung des Wassers I. Luft. — 3. Teil: Untersuchung und Beurteilung des Wassers II. Berlin 1940. — URBACH: Stufenphotometrische Trinkwasseranalyse. Wien u. Leipzig 1937.

³ Vgl. auch R. SCHMIDT: Die chemische Wasserstatistik der deutschen Wasserwerke. 2. Aufl. Berlin 1941. Sie gibt über die chemische Beschaffenheit des Leitungswassers und auch über die wichtigsten chemischen Bestandteile des benutzten Rohwassers von 1380 Gemeinden Auskunft und enthält rd. 2300 Analysen.

Versorgungsgebiet stehen gewöhnlich mehrere Bezugsquellen mit folgenden Merkmalen zur Verfügung:

a) Oberflächenwasser.

Die Möglichkeit der Verunreinigung durch krankheitserregende Keime besteht bei jedem Oberflächenwasser; die Wahrscheinlichkeit ist dagegen verschieden. Die Fälle, in denen ungereinigtes Oberflächenwasser genossen werden kann, sind sehr beschränkt, etwa auf: Gebirgsbäche und -seen, große Seen ohne Schifffahrt, manche Talsperren. Auf Oberflächenwasser sollte man nur zurückgreifen, wenn Grundwasser nicht in genügender Menge verfügbar ist.

1. Regenwasser wird dort, wo anderes Wasser nicht zur Verfügung steht (Küstengegenden, Gebirge usw.), aufgefangen und in Zisternen geleitet. Dadurch ist es Verunreinigungsmöglichkeiten ausgesetzt. Wo also Regenwasserbenutzung unvermeidlich ist (z. B. bei Einzelwasserversorgung), bedarf sie sorgfältiger Überwachung und ist Notbehelf.

2. Flußwasser. Mengemäßig meist ausreichend, der Beschaffenheit nach weniger geeignet: Stark schwankende Temperatur und chemische Zusammensetzung, große wechselnde Mengen an Schwebstoffen, oft trübe und reich an Keimen. Einfache, leicht erweiterungsfähige Fassung; künstliche Hebung und Reinigung nötig.

3. Seenwasser. Wasserbeschaffenheit besser als die der Flüsse (Klärbecken, infolge Lichteinwirkung und Sauerstoffaufnahme findet biochemische Selbstreinigung statt), sonst aber von der Größe des Sees und den Verhältnissen des Einzugsgebietes abhängig. Ausreichende Menge, einfache Fassung, künstliche Hebung und Reinigung meist nötig.

4. Talsperrenwasser ist ähnlich wie Seenwasser zu beurteilen, kann aber bei entsprechender Standortwahl höheren Reinheitsgrad als Seenwasser aufweisen. Einzugsgebiet soll möglichst unbesiedelt sein. Künstliche Hebung nicht nötig, dagegen meist Reinigung und Entsäuerung (reichlich Kohlensäure); hohe Anlagekosten.

b) Grund- und Quellwasser.

1. Quellwasser unterscheidet sich vom Grundwasser nicht dem Wesen, sondern nur der Erscheinungsform nach: Quellwasser ist selbsttätig zutage tretendes Grundwasser. In hygienischer Hinsicht ist bei Quellwasser Vorsicht geboten, da es aus kluft- und spaltenreichen Gesteinsschichten stammen kann. Die Wasserbeschaffenheit hängt von den Speisungsverhältnissen ab. *Hochquellen*, die mit natürlichem Gefälle und ausreichendem Druck beigeleitet werden können, verdienen den Vorzug (günstige Temperatur). *Tiefquellen* kommen in zweiter Linie in Betracht, besonders wenn das Quellwasser für die Wasserförderung ausreicht (Widder, Wasserkraft) oder nahe Flußwasserkraft verfügbar ist. — Gesamturteil: Einfache Fassung, Zuleitung unter natürlichem Gefälle, schwer erweiterungsfähig, große Entfernung vom Versorgungsgebiet, Infektionsgefahr nicht immer auszuschließen.

2. Grundwasser wird in verschiedener Tiefe durch Rohr- oder Schachtbrunnen (stehende Fassungen), Sickerleitungen oder Stollen (liegende Fassungen) erschlossen und bildet, wenn in genügender Menge vorhanden, infolge der Bodenfilterkraft eine gleichmäßig kühle, keimarme Wasserbezugsquelle. Die Wasserzusammensetzung richtet sich nach den Schichten des Grundwasserraumes. Meist ist künstliche Hebung nötig.

3. Dünenwasser, wie es z. B. die deutschen Nordseeinseln und verschiedene holländische Städte benützen, ist süßes, weiches Grundwasser, das auf dem schweren salzigen Meerwasser schwimmt. Flachliegende, ausgedehnte und kostspielige Fassungen (feiner Dünenand!).

4. Natürlich gefiltertes Oberflächenwasser entsteht durch Einsickern, wenn man Fassungen in der Nähe von Flüssen, Seen oder Wasserbecken anlegt. Je nach der Entfernung der Brunnen vom offenen Gewässer und der Tiefe der Absenkung nähern sich seine Eigenschaften mehr denen des offenen Gewässers oder des Grundwassers. Beeinflussung der Menge, Beschaffenheit und Temperatur ist durch Hoch- und Niederwasser möglich. Das Keimrückhaltevermögen des Bodens ist im Winter ungünstiger.

5. Künstlich erzeugtes Grundwasser entsteht durch künstliche Einsickerung von Oberflächenwasser in durchlässige Bodenschichten. Es gleicht dem natürlichen Grundwasser, wenn das Rohwasser chemisch einwandfrei und die Aufenthaltsdauer des Wassers im Boden genügend lang ist.

Von der jährlichen Förderung der deutschen Wasserwerke von rd. 2,6 Milliarden m³ sind:

Grundwasser 78%	Quellwasser 8%	Oberflächenwasser 14%
natürliches 40%		Flußwasser 7%
uferefiltriertes 20%		Seenwasser 2%
künstliches 18%		Talsperrenwasser 5%

Zahlreiche Städte haben gemischte Wasserversorgung, z. B. hartes Grundwasser mit weichem Quell- oder Talsperrenwasser. Dabei ist zu beachten, daß Mischwasser gewöhnlich aggressiv ist, also besonderer Entsäuerung bedarf.

c) Vergleichende Beurteilung.

Bei der vergleichenden Beurteilung der Bezugsquellen ist unter anderem zu beachten: Wassermenge und -beschaffenheit; Sicherheit im Betrieb, gegen Verunreinigung und schädliche Beeinflussung; Höhenlage und Entfernung vom Versorgungsgebiet; Erweiterungsfähigkeit; Dauer und Kosten der Vorarbeiten, des Baues und Betriebes.

d) Schutz gegen Störanfälligkeit.

Bei der Lebenswichtigkeit des Wasserversorgungsanlagen sind eine Reihe planungs-, bau- und betriebstechnischer Maßnahmen zu beachten, auf die hier nur kurz hingewiesen werden kann: richtige Standortwahl, bauliche und betriebliche Auflockerung, Schutz gegen Störungsversuche, Schutz der Gefolgschaft und der Einrichtungen. Insbesondere müssen die Rohrnetz- und Förderanlagen durch Ringleitungen, wiederholte Absperrvorrichtungen und Mehrfachanlagen leicht umleitungsfähig, ausschalt- und auswechselbar sein, so daß nach Ausfall einer Anlage die übrigen Einrichtungen aushelfen können. Die Rohrnetze benachbarter Gemeinden sind durch absperrbare Verbindungsleitungen zu verbinden. Der kleinste Rohrdurchmesser soll 100 mm nur in besonderen Fällen unterschreiten [25]¹.

B. Wassergewinnung.

8. Oberflächenwasser.

a) Gewinnung von Regenwasser.

Die zum Aufbewahren von Regenwasser verwendeten Behälter nennt man *Zisternen*. Von der geeigneten Auffangfläche gelangt das Regenwasser entweder ungereinigt in die Zisterne und wird dann beim Absaugen durch ein vor das Saugrohr gelegtes Filter gereinigt (amerikanische Zisterne) oder es durchfließt vor dem Einlauf ein Sandfilter (venetianische Zisterne). Wichtig ist die kühle Lage der Zisterne, also auf der Schattenseite und eine ausreichende Bodenbedeckung.

Ist F (m²) die Größe der Auffangfläche, N (mm) die Jahresniederschlagshöhe des Ortes (Mittel der 3 trockensten Jahre der letzten 20 Jahre), ψ der Abflußbeiwert (in unserem Klima 0,5 bis 0,7), dann ist die Jahresabflußmenge:

$$Q = \psi \cdot F \cdot 0,001 \cdot N = 0,0005 \text{ bis } 0,0007 \cdot F \cdot N \text{ (m}^3\text{)}. \quad (9)$$

Hauptbestandteile sind: Zuleitung, Auffangfläche, Schlammfang, Reinigungsraum, Sammelraum und Betriebseinrichtungen (Überlauf, Entlüftung usw.)

Andere Fassungsanlagen sind im Gebirge *offene Hangertinne*, wie sie z. B. für den Ausbau der Tauernwasserkräfte vorgeschlagen (Dachrinnen) und *geschlossene Hangleitungen*, wie sie für den 1. Teilausbau des Schluchsewerkes als 10,1 km lange Hangleitung vom Sägenbach zum Windgfallweiher ausgeführt wurden.

b) Flußwasserfassungen.

Bach- oder Flußwasser ist das am stärksten verschmutzte Oberflächenwasser, da der Wasserlauf meist mehreren Zwecken dient: Wasserspender, Abführung

¹ Richtlinien für Pläne der Wasserversorgung im Brandschutz. DIN 2425 Beiblatt.

der Abwässer, Wasserkraftnutzung, Volkserholung beim Baden, Wassersport usw., Volksernährung durch die Fischerei. Da stets Abwässer und damit Krankheitskeime in den Fluß gelangen können, ist jedes Flußwasser sorgfältiger Reinigung zu unterziehen. Die Zusammensetzung des Flußwassers hängt ab von der Wasserführung und Beschaffenheit der Abwässer sowie dem Grad ihrer Reinigung (Kreislauf Wasser-Abwasser!). Weiteren Einfluß haben Größe und Art des Niederschlagsgebietes, Bodenart, Temperatur, Jahreszeit und Wasserwirtschaft.

Die *Vorarbeiten* haben sich unter anderem zu erstrecken auf Menge und Beschaffenheit des Wassers, die Verhältnisse oberhalb der Entnahmestelle und die Ermittlung ihrer günstigsten Lage.

Für die Auswahl der *Entnahmestelle* ist neben den Bau- und Betriebskosten vor allem die Reinheit des Wassers bestimmend. Sie soll also möglichst weit

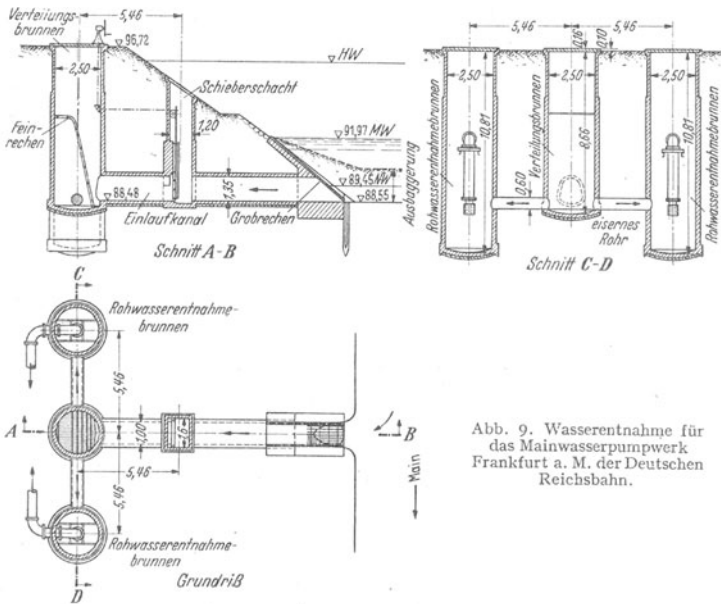


Abb. 9. Wasserentnahme für das Mainwasserpumpwerk Frankfurt a. M. der Deutschen Reichsbahn.

oberhalb von Städten oder Fabriken, namentlich aber von der Einmündung von Abwasserleitungen und rückstaufrei an den Stellen stärkster Strömung liegen. Bei gekrümmten Flußstrecken wähle man die Bogenaußenseite (Hohlflur), da hier die Sand- und Sinkstoffführung kleiner ist.

Bei großen Flüssen mit genügender Wassertiefe am Ufer liegt das *Entnahmbauwerk* am Ufer und ist mit im Betrieb auswechselbaren Grob- und Feinrechen oder Sieben bis zu 3 mm Maschenweite auszurüsten (Abb. 9). Bei kleinen Anlagen liegt die Entnahmeleitung auf einem Holzgerüst mit Steinschüttung (nicht zugänglich und nicht reinigungsfähig!). Möglichst nahe hinter der Entnahmestelle ist das Wasser von den gröbsten Verunreinigungen zu befreien (Kesselbrunnen, Absetzbecken).

c) Seewasserfassungen.

Meist ist die Entnahme von Oberflächenwasser aus Seen derjenigen aus Flüssen vorzuziehen, namentlich wenn das Wasser aus größerer Tiefe stammt. Große, tiefe Seen, deren Ufer wenig besiedelt und die von unreinen Zuflüssen freigehalten sind, liefern infolge der durch den längeren Aufenthalt (Bodensee 4 bis 5 Jahre) bewirkten größeren Selbstreinigung und besseren Absetzwirkung ein gutes und in der Menge stets ausreichendes Wasser von ziemlich gleichmäßiger Temperatur, so daß vielfach künstliche Reinigung des Wassers entbehrlich ist. Bei abflußlosen Seen ist auf die Gefahr der Salzanreicherung zu achten.

Die *Vorarbeiten* betreffen die Untersuchung der Wasserbeschaffenheit je nach der Entnahmestelle und Jahreszeit in bakteriologischer, biologischer, chemischer und physikalischer Hinsicht, die Abhängigkeit der Temperatur von der Lage und Tiefe der Entnahme, Verunreinigungsstellen und -möglichkeiten, Art und Größe der Zuflüsse, höchste und niedrigste Spiegelstände, sowie die Wasserströmungen in waagerechter und lotrechter Verteilung¹.

Die *Entnahmestelle* ist bei flachen Ufern in größerer Entfernung vom Uferstrand zu wählen. Den oberflächlichen Schichten mit großen Temperaturunterschieden, reichem organischen Leben und biologischen Selbstreinigungsvorgängen wie auch dem Seegrund mit Anhäufung von abgestorbenen toten Organismen und Schlammablagerungen ist fernzubleiben (Mitarbeit von Bakteriologen, Biologen und Chemikern).

Die *Entnahmeeinrichtungen* (Siebe, Gitter) sollen reichlichen Eintrittsquerschnitt haben, ohne für Fische zugänglich zu sein und sind gegen absinkende Gegenstände zu schützen. Für die Entnahmeleitungen eignen sich Gußeisen-, Stahl- und Aluminiumrohre am besten, die in Längen von 20 bis 30 m steif oder gelenkartig miteinander verbunden werden. Bei größeren Entnahmemengen kommen Stollen oder Stahlbetonleitungen in Frage [11, S. 542 und 670].

d) Talsperrenwasser².

Voraussetzung ist ein Tal, das neben ausreichender Wasserführung eine geeignete Stelle besitzt, an der durch eine kurze und niedrige Sperre ein genügend großer Speicherraum möglich ist.

Die *Vorarbeiten* haben das Einzugsgebiet hinsichtlich etwaiger Ansiedlungen und deren Abwasserverhältnisse, der Bewaldung und Art der landwirtschaftlichen Bodennutzung, der Niederschlags- und Abflußverhältnisse nach Menge und zeitlicher Verteilung in mehrjährigem Ablauf, der stehenden (Moore) und fließenden Gewässer zu untersuchen. Die Wasserläufe sind um so geeigneter, je weniger Geschiebe, Schwimm- und Schwebestoffe, sowie Auslaugungen von Waldhumus sie bringen. Man überlasse es bauverfahrenem Fachgeologen (Fühlungnahme mit den Geologischen Landesanstalten), innerhalb der gewählten Talstrecken den für die Sperrstelle geeignetsten Punkt zu ermitteln in bezug auf: Gründungsverhältnisse, Klarlegung des Streichens und Fallens der Gesteinsschichten, Wasserdichtigkeit des Staubebietes, Beschaffenheit der Gründungssohle durch Probebohrungen (Kernbohrung anstatt Freifallbohrung) und anschließendem Aufzeichnen eines genauen Untergrundsichtenplanes, Klüftungsverhältnisse, Schluckfähigkeit der im Untergrund vorhandenen Risse und Spalten durch Preßwasserversuche (Frage der Zementepressungen), zeitliche Veränderung der Standfestigkeitsverhältnisse durch Lösungsvorgänge, Formänderungen u. dgl., Nachbarschaft von Verwerfungen usw.³.

Die Bemessung des *Staubeckeninhaltes* ist davon abhängig, ob die Talsperre nur der Wasserversorgung oder mehreren gemeinsamen Zwecken (Hochwasserschutz, Wasserkraftnutzung usw.) dient. In niederschlagsarmer Zeit soll der Stauinhalt den Fehlbetrag ergänzen können.

Nach E. LINK⁴ ist der notwendige Inhalt I eines Staubeckens in einem Niederschlagsgebiet mit einer mittleren jährlichen Abflußmenge Q (die Möglichkeit des Auftretens von *Doppeltrockenjahren* ist zu berücksichtigen!), das zur Versorgung einer Stadt mit einem Jahresverbrauch V dienen soll:

$$I = 0,54 V - 0,04 Q \quad (\text{m}^3). \quad (10)$$

Wenn $Q = V$, d. h. wenn der Gesamtzufluß für Wasserversorgungszwecke nutzbar gemacht werden soll, ist:




$$I = 0,50 Q. \quad (11)$$

Hierzu ist dann noch der eiserne Bestand hinzuzuschlagen, bei dem es weniger auf eine Mindestmenge als auf eine *Mindesttiefe* ankommt, um genügend frisches Wasser zu haben.

Bei bekannter Sperranlage läßt sich der Stauinhalt näherungsweise nach der Formel ermitteln:

$$I = \eta \cdot F \cdot H \quad (\text{m}^3), \quad (12)$$

wo F die Spiegelfläche in m^2 und H die Stauhöhe in m ist. Für die Gütezahl η gelten nach I. ORNIG für verschiedene Talformen folgende Werte:

Längsschnitt des Stauraumes:	erhaben	gerade	hohl
Talquerschnitt an der Sperrstelle:	 0,15	0,20	0,25
	 0,20	0,30	0,40
	 0,30	0,40	0,50

Die *Beurteilung des Talsperrenwassers* hängt vor allem davon ab, ob das Niederschlagsgebiet völlig unbesiedelt ist und keine oder nur wenig Ackerflächen hat,

¹ RUTTNER: Grundriß der Limnologie. Berlin 1940. — AUERBACH: Dtsch. Wasserw. 34 (1939) S. 193 u. 358.

² S. Abschn. Talsperren, S. 957. — Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperrenanlagen vom 22. Mai 1933. Mitt. d. Reichsverb. d. dtsh. Wasserwirtsch. E. V., Berlin W 35, Woyrschr. 36. — AUG. F. MEYER: Trinkwasser aus Talsperren. München und Berlin 1937. — LUDIN: Wasserkraftanlagen. 2. Hälfte, 1. Teil TÖLKE: Talsperren (Staudämme und Staumauern). Berlin 1938. — LUGÉON: Barrages et Géologie. Lausanne 1933.

³ EHRENBURG: Die Wahl der Sperrstelle und die Durchbildung von Staudämmen. Mitt. des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft Nr. 51. Berlin 1939. — SCHINNERL: Erdämme, Staumauern und Pumpspeicher. Ein Verzeichnis der bis 1937 erschienenen Weltliteratur. Talsperrenforschungsstelle des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft. Berlin 1940.

⁴ TH. WEYL: Die Betriebsführung von Wasserwerken. Leipzig 1909, S. 74.

oder ob es zwar bewohnt ist, aber ausreichend gereinigte Zuflüsse aufweist oder ob das Sperrwasser durch Filtern und Entkeimen eine auch in bakteriologischer Hinsicht einwandfreie Beschaffenheit erhält.

Bei Talsperren, die der Trink- oder Industriewasserversorgung dienen, sollte man — etwa aus Gründen der Dichtigkeit der Beckensohle oder der hohen Kosten wegen — nicht darauf verzichten, den Sperrboden von Bäumen, Sträuchern und größeren Wurzeln zu roden und den Waldhumus zu entfernen, sondern man sollte darüber hinaus noch verhindern, daß neue organische Stoffe in Form von Fallaub oder von Zuflüssen, die Auslaugungen von Waldhumus bringen, in das Staubecken gelangen, da große Mengen löslicher und gasförmiger Stoffe an das Wasser übergehen und seine Beschaffenheit erheblich verschlechtern können.

Je größer das Staubecken, d. h. je länger der Weg zwischen Einlauf- und Entnahmebauwerk ist — es gibt Sperren mit Durchflußzeiten von 6 bis 30 Tagen und solche von 150 bis 250 Tagen —, desto geringer ist die Wahrscheinlichkeit, daß Krankheitserreger den Auslauf erreichen. Die Temperatur schwankt besonders an der Oberfläche mit der Jahreszeit, was bei flachen Staubecken im Sommer nachteilig ist. Bei größeren Entnahmetiefen ist jedoch gleichmäßige, mittlere Temperatur zwischen 3 und 13 bis 15° erreichbar.

Über Baustoffe und Ausführung vgl. Abschnitt Talsperren, S. 957.

Die für Wasserversorgungszwecke notwendigen zusätzlichen *Betriebsseinrichtungen* sind das Einlauf- und das Entnahmebauwerk. Aufgabe des beim Einlauf oberhalb des Stauspiegels anzuordnenden *Vorbeckens* ist es, Holz (Gitter mit 10 cm Stabweite), Laub, Schlamm und Gerölle vom Staubecken fernzuhalten und die Wasserentnahme bei Außerbetriebsetzung des Staubeckens zu sichern. Die *Entnahmevorrichtung* besteht aus einem auf der Wasserseite angebrachten Entnahmeturm, in dem die — aus Gründen der Betriebssicherheit doppelten — Entnahmeröhre und Absperrschieber untergebracht sind¹.

Die Talsperrenwasserversorgung wird — wie neben englischen und nordamerikanischen Versorgungsbezirken das rheinisch-westfälische Industriegebiet, Sachsen und der Harz zeigt — besonders in dichtbesiedelten Gegenden mit stark entwickelter Industrie und großem Wasserbedarf künftig eine wichtige Rolle spielen, wobei dann namentlich auch die *Speicherwirtschaft* in neuartiger Weise geregelt werden muß².

9. Quelfassungen³.

Quellen eignen sich nur dann zur Wasserversorgung, wenn sie allezeit, d. h. auch bei anhaltender Trockenheit den Wasserbedarf decken. Zu dieser Feststellung

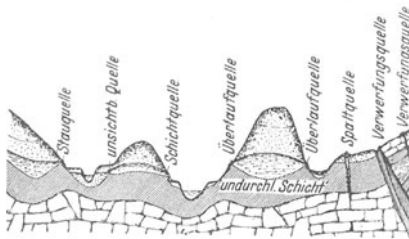


Abb. 10. Übersicht der hydrogeologischen Verhältnisse von Quellen. (Nach PRINZ.)

bedarf es nach vorläufiger Fassung der auf die Dauer von mindestens 1 Jahr sich erstreckenden regelmäßigen Messung der Quellergiebigkeit, der Luft- und Wassertemperaturen (alle 8 oder 14 Tage) sowie der bakteriologischen, biologischen und chemischen Untersuchung (mindestens vierteljährlich), insbesondere zur Zeit der Schneeschmelze und nach größeren Regenfällen. Weiter beziehen sich die *Vorarbeiten* auf die Untersuchung des oberflächlichen und geologischen Einzugsgebietes,

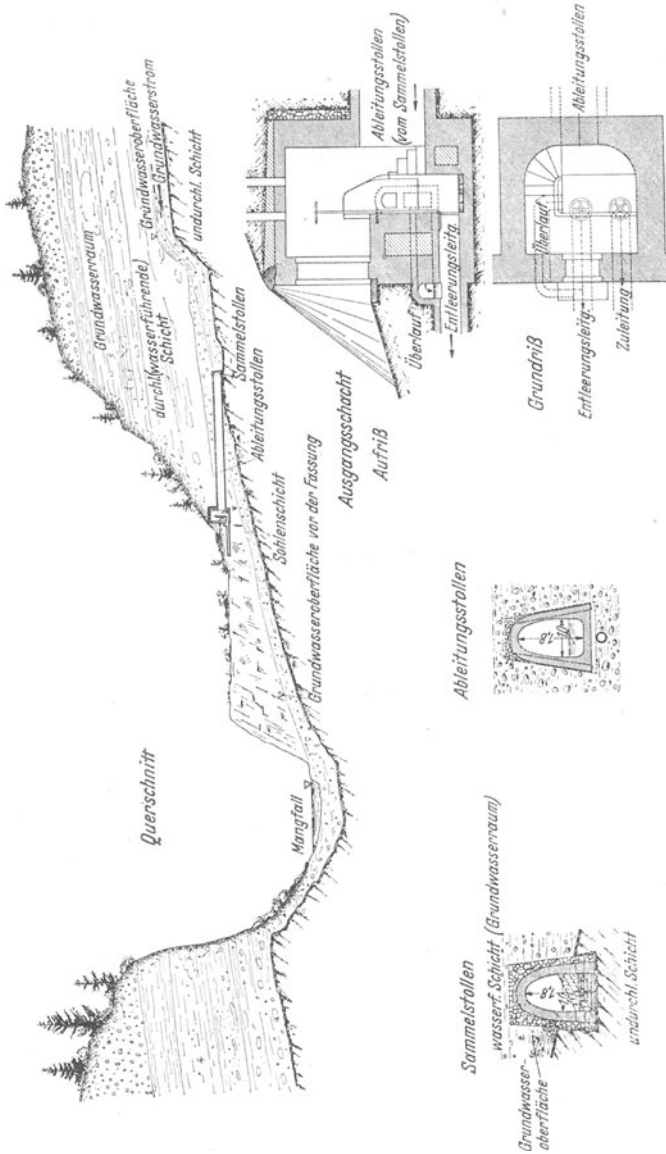
aus der man über die für die Wasserbeschaffenheit wichtige Entstehung und Verunreinigungsmöglichkeiten der Quelle (Ortschaften, Friedhöfe, gedüngte Grundstücke, Versitzstellen oberirdischer Wasserläufe usw.) durch Einschütten von Kochsalz oder Uranin Aufschluß erhält.

Der rechnerische Nachweis der *Quellergiebigkeit* (Schüttung) aus Niederschlag und Abfluß mit Hilfe der Beziehung $Q = k \cdot F \cdot N$ (wo k zwischen 0,001 und 0,01, F km² das hydrographische

¹ MÜLLER: Modellversuche an einem Ringschieber für Talsperrengrundablässe. Mitt. d. Preuß. Versuchsanstalt f. Wasser-, Erd- und Schiffbau, H. 41. Berlin 1940.

² VOLLMAR: Gas- u. Wasserfach 72 (1929) S. 1137.

³ Vgl. auch [9], [14, II. Bd.], [20] und [7].



Einzugsgebiet und N mm die Jahresniederschlagshöhe ist führt nur dann zu brauchbaren Ergebnissen, wenn das Einzugsgebiet zuverlässig abgegrenzt werden kann und die gewässerkundlichen Kenntnisse und Erfahrungen ausreichende sind¹. Andere Rechnungsverfahren stammen von ŠPROŠEK und MAILLET².

¹ FISCHER, K.: Ziele und Wege der Untersuchungen über den Wasserhaushalt der Flußgebiete. Berlin 1936 Mitt. d. Reichsverb. d. dtsh. Wasserwirtsch., Nr 40.

² [14, II. Bd.] S 27.

Die *Ergiebigkeitsschwankungen* sind abhängig von der geologischen und Oberflächenbeschaffenheit des Einzugsgebietes, den Abfluß- und Klimaverhältnissen, der Bodenbewachung sowie der Größe und Höhenlage der Quellen. Besonders wichtig ist das Verhalten der Quellen zur Zeit des größten Bedarfes. Bei guten Quellen liegt das Verhältnis der Klein- zur Höchstlieferung etwa zwischen 1 : 1 bis 1 : 8 (Temperaturunterschied 0,5 bis 2°), bei schlechten Quellen über 1 : 8 bis 1 : 200 und mehr (Temperaturunterschied über 2°).

Je nach Art und Ursache ihres Zutretens kann man die Quellen in der in Abb. 10 gekennzeichneten Weise unterscheiden.

Man hat die Quellen unter den verschiedensten Gesichtspunkten „eingeteilt“: nach der geologischen Beschaffenheit ihres letzten Wegstückes, der Quellschüttung, dem Ursprungsgestein, der Ablagerung, der Lagerung der Gesteinsschichten, der Größe der Hohlräume des letzten unterirdischen Weges, der Lage, der Art der Bodennutzung usw. und hat auf diese Weise rund 170 Quellnamen geschaffen (nach КОЕННЁ), mit denen dem Hydrologen nicht gedient ist. Richtiger ist eine *sinnmäßige Beschreibung* der Quellen in bezug auf das letzte Stück des unterirdischen Weges, die Quellschüttung, das Zuflußgebiet und die Quellgruppenbildung, wie sie von КОЕННЁ eingeführt wurde.

Wenn auch eine *Vermehrung* der natürlichen *Quellergiebigkeit* bei Anlage der Fassung nicht immer möglich ist, so kann sie bei genauer geologischer Untersuchung der Schichtengestaltung und bei vorsichtigem Vorgehen doch in folgenden Fällen von Erfolg sein:

1. Durch Führung eines Sammelstollens in der Streichrichtung der wasserundurchlässigen Schicht (Abb. 11 u. 12). Beispiele hierfür sind die Quelfassungen von Baden-Baden und die Mühlthaler und Gotzinger Hangquelfassung von München.

2. Bei abwechselndem Übereinanderlagern stark fallender und genügend mächtiger durchlässiger bzw. undurchlässiger Schichten, durch die ein querschlagiger Stollen vorgetrieben und mit stauenden Verschlüssen ausgerüstet wird (Abb. 13). Auf diese Weise wird bei den im Taunus gelegenen Tiefenstollen von Wiesbaden das Wasser in den Spalten und Rissen des Quarzits bis zu rd. 170 m Höhe über Stollensohle aufgestaut.

3. Bei auseinanderliegenden undurchlässigen Schichten kann deren Durchbohrung das im Liegenden vorhandene gespannte Wasser erschließen (Abb. 14).

Da jede Quelle ein Einzelwesen und als solches zu betrachten und zu behandeln ist, sind bei Quelfassungen folgende *Grundsätze* zu beachten:

a) Durch die Fassung soll das natürliche hydrologische Gleichgewicht der Quelle so wenig wie möglich geändert werden.

b) Man vermeide übermäßigen Rückstau in der Quelle selbst, weil dadurch die natürlichen Abflußverhältnisse gestört werden. Gleichsinnig unterlasse man Sprengungen beim Bau von Quelfassungen.

c) Man vermeide Entwässerungsanlagen, da sie die Schwankungen der Quellwassermenge vermehren, unter Umständen in Trockenzeiten sogar zu einem Versiegen der Quelle führen können.

d) Die Quellkammer soll bequem zugänglich und einfach eingerichtet sein; böswillige Beschädigungen und Verunreinigungen sowie das Zusitzen mangelhaft gefilterten Tagwassers sollen ausgeschlossen sein.

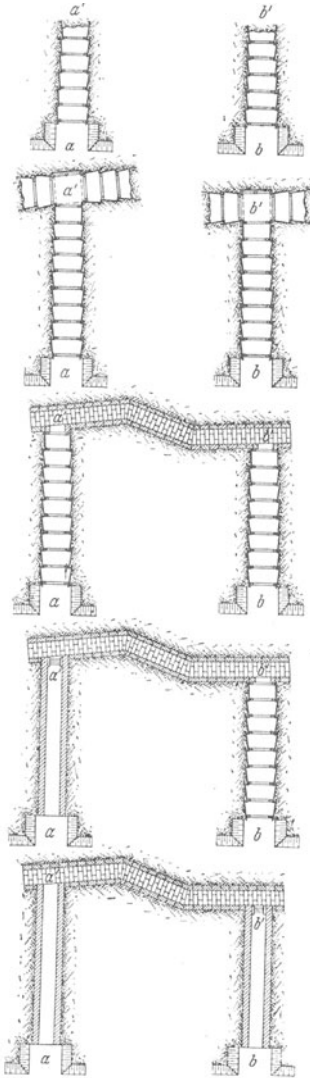


Abb. 12. Arbeitsvorgang bei Stollenfassung.

e) Die Quellkammer soll bei guter Lüftung gleichmäßig kühl sein.

f) An *Betriebseinrichtungen* sind nötig: Entnahmeleitung mit Seiher (auf den Höchstbedarf mit $v = 0,1$ m/s bemessen), Überlauf, Leerlauf, Entlüftung, Meßvorrichtung (Venturirohr- oder -kanalmesser, Woltmannmesser, Überfallmessung), Einsteigvorrichtung. Bei sandführendem Wasser ist vor oder in der Quellstube ein Sandfang anzuordnen ($v = 0,6$ bis 1 mm/s).

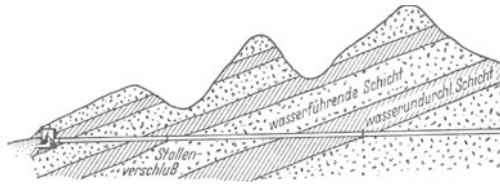


Abb. 13. Stauvorrichtung in Stollenfassung.

Abb. 15 zeigt eine einfache Schichtquellfassung. Ein Schürfgraben wird soweit in den Hang vorgetrieben, bis die Bodendeckung Schutz gegen Verunreinigungen bietet. Der Schlitz wird dann beiderseits solange erweitert, bis alles Wasser erfaßt ist. Um die gelochten Steinzeugrohre wird eine Steinsickerung mit Fangmauer gelegt. Bei feinsandführenden Quellen tritt an Stelle der Steinsickerung eine Feinkiesickerung (vgl. auch Abb. 16).

10. Grundwasserfassungen¹.

a) *Entstehung und Erscheinungsformen des Grundwassers.*

Grundwasser ist Wasser, das in der Erdrinde vorhandene natürliche Hohlräume zusammenhängend erfüllt, das fließt, wenn unter höherem oder an seiner Luftdruck. Seine Entstehung beruht im wesentlichen auf Einsickerung der Niederschläge und Oberflächenwasser. Der früher in geringem Maße angenommene Anteil der im Boden auftretenden Verdichtung von Wasserdämpfen (Theorie von VOLGER u. a.) fällt nach den Untersuchungen von BUNTRU² praktisch nicht ins

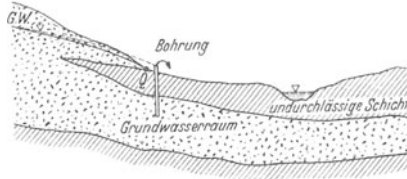


Abb. 14. Künstlich erbohrte artesische Quelle.

Gefälle vorhanden ist oder erzeugt wird, das Oberfläche dem gleichen Druck steht wie der

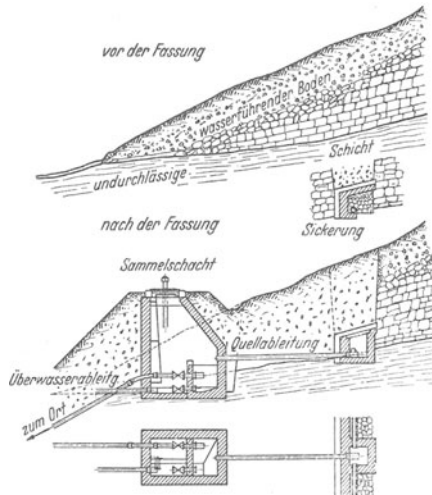


Abb. 15. Wesenhafte Darstellung einer Schichtquelle. (Nach HOLLER.)

¹ Die Beschäftigung mit Grundwasser setzt eine begrifflich einheitliche Fachsprache voraus. An einer solchen fehlt es aber noch bei uns. Im folgenden wird eine einheitliche Ausdrucksweise im wesentlichen auf Grund der Vorschläge von Prof. Dr. W. KOEHNE anzubahnen versucht. Einheitliche Begriffe und Bezeichnungen in der Hydrologie. Deutsche Wasserwirtschaft 33 (1938) S. 231. — In diesem Zusammenhang sei auch das von der Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements in Berlin aufgestellte alphabetische Verzeichnis von Fachausdrücken der allgemeinen Hydrologie erwähnt. — KOEHNE: Das unterirdische Wasser. Handbuch der Geophysik. (Bd. VII, Liefg. 1. Berlin 1933, S. 183 f. — ABWESER: Wasserw. u. Technik, Wien 28) (1935) S. 5, 25, 42, 89, 121, 140 u. 153. — Vgl. auch [7], [9], [14], [18] und [22].

² BUNTRU: Ein Beitrag zur Frage der Entstehung des Grundwassers und ihre Beeinflussung durch Wasserdampfspannungen in der Atmosphäre und im Boden. Diss. T. H. Karlsruhe 1920. — RÖHRER: Gas- u. Wasserfach 72 (1929) S. 174 u. 199.

Gewicht. Das eingesickerte Wasser durchläuft allmählich die Poren des Untergrundes (wasserführende Schichten, Grundwasserraum), bis es auf eine undurchlässige Schicht stößt, über der es sich als *Grundwasserbecken* sammelt, bis es, hydrostatischen Druckunterschieden folgend, als *Grundwasserstrom* in den wasserführenden Schichten weiterfließt. Als *Grundwasseroberfläche* können wir genügend genau jene Fläche in der Erde bezeichnen, in der Saugsaum (Kapillarsaum) und Grundwasser aneinander grenzen, längs welcher also der Standrohrspiegeldruck gleich dem gleichzeitigen atmosphärischen Druck ist (Abb. 17).

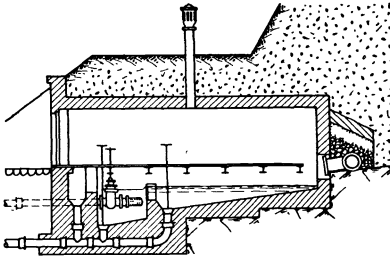


Abb. 16. Fassung einer Hangquelle mit Sickerschlitzen. (Nach KAMPE.)

Die Grundwasseroberfläche ist keineswegs immer eben, sie hat vielmehr bei vorhandener Strömung ein Gefälle. Als *Grundwasserspiegel* bezeichnet man den freigelegten Spiegel in Brunnen, Standrohren und Aufgrabungen. *Wasserdurchlässige Schichten* sind alle Sand-, Kies- und Schotterablagerungen, Sandsteine, Jura-, Trias- usw. -Kalke, Konglomerate, Grauwackensandsteine, Phyllite; Granit und Gneis sind seltener durchlässig. Als *wasserundurchlässig* gelten Lehm, Mergel, Ton, Letten, unzerklüftetes kristallinisches Sedimentär- und Massengestein.

Überall, wo also durchlässige Schichten auf undurchlässigen oder schwer durchlässigen ruhen, ist Grundwasser zu erwarten (Grundwasserraum). Kommen diese Schichten in Wechsellagerung vor oder befindet sich — ein seltener Fall — in durchlässigen Schichten eine schwer oder undurchlässige linsenförmige Einlagerung, dann kann es zur Bildung mehrerer übereinanderliegender *Grundwasserstockwerke*

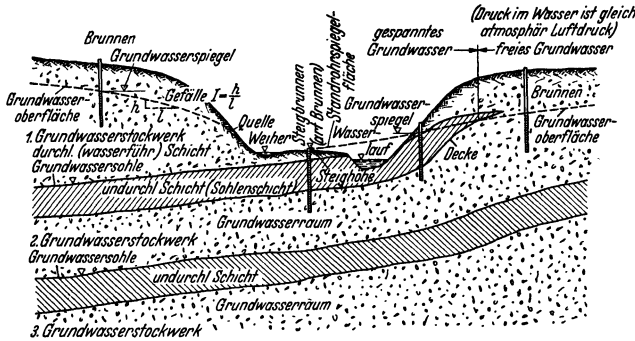


Abb. 17. Freies und gespanntes Grundwasser (mit hydrogeologischen Begriffen).

werke kommen, die entweder miteinander in Verbindung stehen oder unabhängig voneinander sind. In letzterem Fall ist die Wasserbeschaffenheit der einzelnen Stockwerke verschieden. Daher Vorsicht bei Brunnen oder Bohrungen!

Wenn der freie Grundwasserspiegel höher als die obere Begrenzung der wasserführenden Schicht (Decke) liegt, dann ist das Wasser an dieser Grenze *gespannt*. Liegt die einem Grundwasserstockwerk zugeordnete Standrohrspiegelhöhe über Flur, dann liegt *artesisches* Grundwasser vor, das also ein Sonderfall des gespannten Wassers ist (Abb. 17)¹.

¹ KELLER: Gespannte Wasser. Halle 1922.

b) Hydrologische Vorarbeiten¹.

1. **Allgemeines. Gelände- und Bodenuntersuchung.** Die Vorarbeiten für Grundwasserversorgungen haben sich in neuerer Zeit außerordentlich erweitert. Sie stellen eine Gemeinschaftsarbeit zwischen Geologen, Hygieniker, Chemiker, Landwirt und Ingenieuren verschiedenster Fachrichtungen dar und sollten weder verspätet noch widerwillig, sondern so durchgeführt werden, daß auf die Eingliederung der Wasserversorgung in die Gesamtwasserwirtschaft der betreffenden Gegend Rücksicht genommen wird. Vor allem handelt es sich um die Kenntnis der geologischen, geländekundlichen, Siedlungs- und Abwasserhältnisse des Einzugs- und Fassungsgebietes; um Aufbau, Mächtigkeit, Durchlässigkeit und Nachhaltigkeit der wasserführenden Schichten, d. h. um ihre Eignung als Wasserzubringer auch in niederschlagsarmen Zeiten; um Art, Entfernung und Einflußbereich etwaiger anderer Nutzungsarten (Grundwasserentziehung durch Bergwerke, Privatbrunnen usw.) und Verunreinigungsmöglichkeiten (Siedlungen, Oberflächengewässer, Rieselfelder, chemische Fabriken usw.); Möglichkeit künstlicher Grundwasseranreicherung; um Maßnahmen zum Schutz des Fassungsgebietes.

2. Besondere Aufmerksamkeit verdient die **Wechselwirkung zwischen Grundwasser und offenen Gewässern.** Undurchlässige Fluß- und Seesohlen sind selten. Infolgedessen ist Beeinflussung des Grundwassers nach Menge, Beschaffenheit und Temperatur häufig. Sie kann bei tief eingeschnittenen Flußläufen oder dort fehlen, wo das Flußbett durch reichliche Schwemmstoffführung (Holzstoff-Abwässer usw.) gedichtet ist. Besondere Verhältnisse ergeben sich im Staubereich von Wehren oder wenn alte Wehrstauende infolge Baumaßnahmen vorübergehend beseitigt werden (wie z. B. am Cannstatter Wasen bei Stuttgart beim Bau einer Neckarstaustufe oder am Baldeney-See bei Essen), bei kanalisiertem Flüssen und Überschwemmungen des Fassungsgebietes (Breslauer Grundwasserkatastrophe 1906).

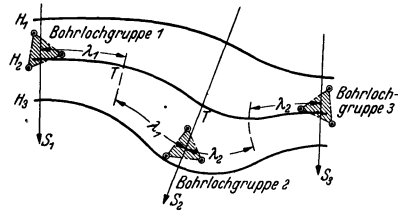


Abb. 18. Ermittlung der Höhengichtlinien und Strömungsrichtung des Grundwassers nach dem G. THIEMschen ϵ -Verfahren. (Nach PRINZ.)

3. Die **chemischen, bakteriologischen und Temperaturbeobachtungen** sind ebenso wie die hydrographischen und meteorologischen Elemente als **Beobachtungsreihen** mindestens von Jahresdauer auszuführen. Mit der Bestimmung des elektrolytischen Leitvermögens dienen diese Beobachtungselemente zur Ermittlung der Grundwasserbeschaffenheit, zum Nachweis von Grundwasserströmen verschiedener Herkunft und des Einflusses von Oberflächengewässern. Die Untersuchungen sind derart anzusetzen und zu wiederholen, daß möglichst große Unterschiede in der Wasserbeschaffenheit zu erwarten sind. Wo dies unmöglich ist, können Salzungs- oder Färbungsversuche rasch zum Ziele führen.

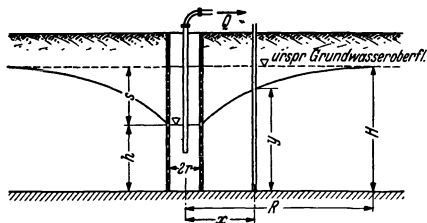


Abb. 19. Versuchsbrunnen zur Bestimmung der Durchlässigkeit.

¹ DIN 1331 Formelzeichen in der allgemeinen Hydraulik; DIN 1334 Formelzeichen in der Grundwasserkunde. — Festlegung von Begriffsbezeichnungen in der Wasserwirtschaft (Wasserversorgungs- und Abwassertechnik). Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 598. — Vgl. auch die alljährlich von der Preuß. Landesanstalt für Gewässerkunde herausgegebene „Hydrologische Bibliographie, Deutsches Reich“. — Umschau in der Grundwasserkunde, Moorkultur und Torfverwertung. Archiv für Wasserwirtschaft, Berlin 1940, Nr. 55.

4. Grundwasserstandsmessung¹. Zur Ermittlung der Grundwasseroberfläche muß diese zugänglich gemacht werden (Grundwasserspiegel). Bei vorhandenen Brunnen kann die Wasserspiegellage (Ruhelage) durch Entnahme willkürlich beeinflusst werden. Daher eignen sich nur schwachbenutzte Handpump- oder Schöpfbrunnen und auch diese nur dann, wenn sie in gut durchlässigen Schichten stehen. Besser ist die Absenkung von *Beobachtungsröhren* 10 cm l. W., die mit Hilfe von Mantelröhren 20 cm l. W. gebohrt werden. Zur Feststellung der Wasserspiegellage dienen verschiedene an Meßbändern befestigte Geräte: mit Schlemmkreide beschichteter Rundstahlstab \varnothing 5 bis 7 mm (dickerer Stab bewirkt Spiegelhebung durch Wasserverdrängung), Becherepegel (Brunnenpeife) oder auch selbstschreibende Grundwasserpegel mit mehrfacher Vergrößerung der Wasserstandsänderungen, Lotvorrichtung mit elektrischer Zeichengebung, Verwendung von Druckluft und Druckmesser. Das Vorkommen von mehreren Grundwasserstockwerken oder von gespanntem Grundwasser führt häufig zur Feststellung falscher Grundwasserspiegel (Abb. 21).

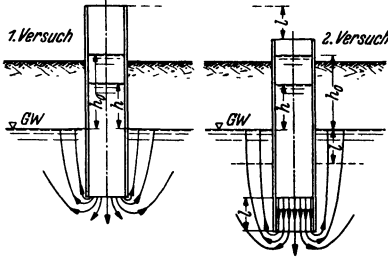


Abb. 20. Versuchsbrunnen mit Wasserzugabe zur Bestimmung der Durchlässigkeit im Gelände. (Nach KOZENV.)

Zur Bestimmung der Grundwasserfallhöhe und daraus seiner Fließrichtung werden auf den Ecken eines gleichseitigen Dreiecks von 50 bis 60 m Seitenlänge Bohrungen niedergebracht (Abb. 18). Bei größeren Untersuchungsfeldern werden derartige Bohrlochgruppen bei regelmäßiger wasserführender Schicht in Abständen von 500 bis 800 m angelegt; bei gestörtem Untergrund, wo also wesentliche Fallhöhenänderungen im Spiegelverlauf zu erwarten sind, beträgt die Entfernung 200 m und weniger. Die Aufnahmeergebnisse der Höhenlage des Grundwasserspiegels werden in einen Lageplan eingetragen und die Linien gleicher Grundwasserspiegelhöhen (Grundwassergleichen) gezeichnet.

5. Für die Grundwassermengenbestimmung stehen folgende Verfahren zur Verfügung:

a) Das nächstliegende und einfachste, die aus einem Grundwasserstrom zutage tretenden Abflüßmengen zu messen, ist in der Wasserversorgung selten anwendbar.

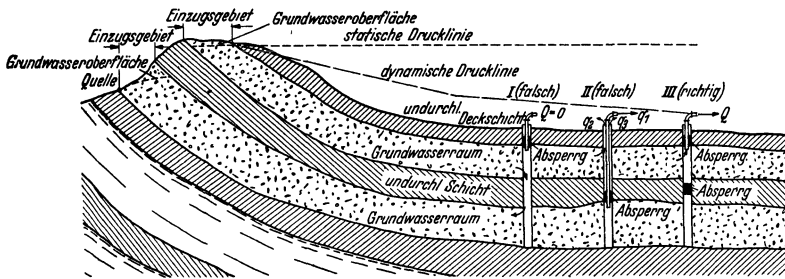


Abb. 21. Bei Versuchsbrunnen mögliche Fehlerquellen.

b) Der früher gering geschätzte Versuch, die unterirdische Abflüßmenge aus unterirdischem Einzugsgebiet F (km²) (vgl. Abb. 21), Niederschlagshöhe N (mm) und dem aus der Einsickerung sich ergebenden Abflüßbeiwert, d. h. der unterirdischen Abflüßspende q (m³/s · km²), also aus der Beziehung

$$Q = q \cdot F \tag{13}$$

zu ermitteln, ist beim heutigen Stand der Gewässerkunde ziemlich aussichtsreich.

¹ J. DENNER u. W. KOEHNE: Richtlinien für die Erforschung der Grundwasserhältnisse. Reichsministerium f. Ernährung und Landwirtschaft, Landesanstalt f. Gewässerkunde und Hauptnivelements. Berlin 1938.

c) Ist f_a der Querschnitt der wasserführenden Schicht, die von der Grundwasser Oberfläche und der undurchlässigen Schicht begrenzt ist, v die Fortschrittsgeschwindigkeit des Grundwasserstromes und p der durchschnittliche Porenquerschnitt (meist zwischen 0,25 und 0,50), dann ist die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes:

$$Q = f_a \cdot p \cdot v. \tag{14}$$

Die Messung der Grundwassergeschwindigkeit ist durch die Messung des Fortschreitens einer Grundwasserwelle oder das Salzungsverfahren von A. THIEM. (Kochsalz, Salzsäure, Uranin, Phenol) oder von SLICHTER (Chlorammonium) möglich. Wo jedoch der Untergrund aus verschiedenen durchlässigen Schichten besteht, der Porenraum also wechselt, führen diese Verfahren zu groben Irrtümern. Bei den i. a. sehr geringen Grundwassergeschwindigkeiten (Tabelle 9) sind die Beobachtungsröhre mit geringen Abständen anzuordnen (Ersparnis an Beobach-

Tabelle 9. Tatsächlich gemessene natürliche Grundwassergeschwindigkeiten. (Nach E. PRINZ.)

Ort	m/Tag	Ort	m/Tag
Gotenburg	0,5	Káraný (Böhmen)	9,3
Mannheim	1,2—1,6	Brooklyn	0,33
Furth i. B.	1,5	East-Medow	0,80
Naunhof bei Leipzig	2,5	Merrick	0,95
Rheintal bei Straßburg	3,0—7,8	Mohave River	2,9—15,9
Kiel	4,7	Dünensande bei Harlem	0,011—0,015

tungszeit). Genügend genau gilt für die Grundwasserbewegung das Filtergesetz von DARCY, das auf dem HAGEN-POISEUILLESchen Strömungsgesetz der Proportionalität zwischen der mittleren Geschwindigkeit und dem Druckgefälle in einem Haarröhrchen aufgebaut ist und stationäre Wasserbewegung voraussetzt:

$$Q/f_a = p \cdot v = k \cdot h/l, \tag{15}$$

d. h. der Durchlässigkeitsbeiwert k ist:

$$k = Q \cdot l/f_a \cdot h = Q/f_a \cdot J. \tag{16}$$

k kann bestimmt werden:

- a) aus Wasserspiegeländerungen, die mit einem Versuchsbrunnen durch Entnahme oder Wasserzugabe künstlich herbeigeführt werden (vgl. 6, S. 1116),
- b) mit Hilfe von Prüffeldversuchen, die sich auf das Filtergesetz von DARCY gründen (Trog- und Rohrversuche) und
- c) angenähert aus Erfahrungsgleichungen (z. B. von HAZEN, KRESNIK, SLICHTER), die mit Bodenarten verschiedener Zusammensetzung auf Grund zahlreicher Prüffeldversuche ermittelt wurden.

Tabelle 10. Gemessene Durchlässigkeiten k .

Bodenart	Korndurchmesser cm	k m/s	Bodenart	Korndurchmesser cm	k m/s
Sehr feiner Sand (nordd. Tiefebene)	—	0,0001	Kies (Leipzig)	—	0,0050
Dunensand (Nordseeküste)	—	0,0002	Filtersand (Hamburg)	—	0,0077
Feiner Sand mit Spuren von Lehm (Preußen)	—	0,0008	Kies (Mannheim-Wieblingen)	—	0,0150
Feiner Sand mit Lehm (Berlin)	—	0,001—0,003	Feiner Kies	2,0—4,0	0,0300
Flußsand bei Münster	0,1—0,3 0,1—0,8	0,0025 0,0088	Mittelkies	4,0—7,0	0,0351

Bei Feststellung der Durchlässigkeit k beim Pumpversuch folgt nach A. THIEM aus Gl. (16), d. h. für einen Brunnen, der bis zur undurchlässigen Schicht hinabreicht (Abb. 19):

$$Q = k \cdot J \cdot f_a = 2k \cdot \pi \cdot x \cdot y \cdot dy/dx = \pi \cdot k \cdot (y^2 - h^2)/\ln x/r. \tag{17}$$

Q , r und h sind am Versuchsbrunnen, y in dem im Abstand x eingetriebenen Beobachtungsrohr zu messen. Dann ist:

$$k = Q \cdot \ln \frac{x}{r} / \pi (y^2 - h^2). \quad (18)$$

Unter anderem stehen zur Bestimmung von k noch das G. THIEMSche ϵ -Verfahren¹ (Abb. 18) und das eine vereinfachte Annäherung daran darstellende LUMMERTSche Verfahren zur Verfügung; ihr Anwendungsgebiet ist beschränkt.

Eine schnelle überschlägige Bestimmung von k gestattet der Zufuhrbrunnenversuch von KOZENY² (Abb. 20). Ist h_0 der anfängliche Wasserstand über dem Grundwasserspiegel im Zufuhrbrunnen zu Beginn des 1. Versuches, h der abgesenkte Stand nach der Zeit t , t_1 die für die gleiche Absenkung h erforderliche Zeit bei einem 2. Versuch, bei dem das Rohr um l tiefer hineingetrieben wurde (Bodensäule l nicht ausheben!), dann ist:

$$k = 2 l \cdot \ln \frac{h}{h_0} / (t_1 - t). \quad (19)$$

Die Genauigkeit ist $\pm 25\%$. Um Bodenverdichtung zu vermeiden, darf das Stahlrohr keine zu geringe Lichtweite haben.

Im Gegensatz zu Gl. (16) stellt unter anderem SMREKER die Formel auf:

$$v = k \cdot J^\alpha,$$

wo α meist = 2/3. Indes haben neuere Arbeiten bei sachgemäßer Anwendung die Gültigkeit des DARCVSchen Gesetzes für alle praktisch wichtigen grundwasserführenden Schichten erwiesen, so daß zur Zeit keine Veranlassung besteht, dieses einfache Gesetz zu zugeben. Durch gleichzeitige Anwendung der 3 vorgenannten Verfahren ist man in wichtigeren Fällen in der Lage, etwaigen Fehlern oder Trugschlüssen nachzugehen.

HOLLER hat neuerdings nachgewiesen³, daß das Filterströmungsgesetz neben dem Gefälle J und der Körnung k des Bodens auch den Einfluß d der Massendimension (Wasserr. fe) ausdrücken muß. Er hat den Einfluß der hydraulischen Dicke d der Wassermasse bis zu einer von der Körnung bedingten Grenzwasertiefe d_0 geschwindigkeitsfördernd, im übrigen geschwindigkeitsmindernd gefunden, wobei:

$$v = k \cdot d^{-0,354} \cdot J^{0,707}.$$

6. Versuchsbrunnen. Erschöpfend durchgeführte Vorarbeiten werden durch Versuchsbrunnen abgeschlossen als die auch den Laien überzeugende Bestätigung dafür, daß das Versuchsfeld das rechnerisch nachgewiesene Wasser auch tatsächlich liefert. Weiter gibt der Versuchsbrunnenbetrieb Aufschluß über die Einwirkungsgrenze der Fassung, die notwendige Fassungslänge, den Einfluß offener Gewässer und der Grundwasserentnahme auf die Wasserbeschaffenheit. Für kleine und mittlere Städte führt man den Pumpversuch möglichst mit der ganzen Bedarfsmenge oder wenigstens mit einem großen Bruchteil derselben, vielfach auch mit einem die beabsichtigte Dauerentnahme übersteigenden Sicherheitszuschlag von 25% durch.

Beim Versuchsbrunnenbetrieb sind fortlaufend die Fördermengen, Spiegelgänge (in kreuzweise in Brunnenumgebung angelegten Beobachtungsrohren), Temperaturen, chemische und bakteriologische Wasserbeschaffenheit und Witterung zu beobachten und die Ergebnisse aufzutragen. G. THIEM⁴ hat den verkürzten Versuchsbrunnenbetrieb eingeführt, der in vielen Fällen für die Praxis ausreichend genaue Ergebnisse liefert (vgl. auch Abb. 21).

c) Wirkungsweise von Grundwasserfassungsanlagen⁵.

Nachstehende Gleichungen setzen die Gültigkeit des DARCVSchen Filtergesetzes voraus [Gl. (15)]. Die Verhältnismäßigkeit zwischen Gefälle und Geschwindigkeit gilt etwa für Gefälle zwischen 1:100 und 1:3000 und für k -Werte zwischen 0,0001 und 0,01 m/s, also für kleine Werte. Die nachstehenden Formeln sind daher nur Näherungslösungen.

1. Vollkommener Brunnen im Grundwasserbecken. Bei freiem Spiegel ist mit $x = R$ und $y = H$ nach Abb. 19 und Gl. (17) die Brunneneigebigkeit:

$$Q = \pi \cdot k (H^2 - h^2) / \ln \frac{R}{r} \quad (20)$$

¹ THIEM, G.: Gas- u. Wasserfach 83 (1940) S. 509.

² KOZENY: Wasserwirtschaft, Wien 24 (1931) S. 556 u. 589. — SCHNEIDER: Gesundh.-Ing. 64 (1941) S. 64 u. 81.

³ HOLLER: Zum Strömungsgesetz der Grundwasserbewegung. Dtsch. Wasserw. 36 (1941) S. 9.

⁴ WASS. u. Gas 12 (1922) S. 549. — KOLLBRUNNER: Filterbrunnen und Quellfassungen Zürich-Leipzig 1940.

⁵ FLÜGEL: Kritische Untersuchungen über die Theorien der Grundwasserbewegung und ihre Anwendung auf die vollkommenen Brunnen. Karlsruhe i. B. 1929. — DACHLER: Grundwasserströmung. Wien 1936.

und die Brunnenabsenkung:

$$s = H - \sqrt{H^2 - Q \cdot \ln \frac{R}{r} / \pi \cdot k}. \quad (21)$$

Bei *gespanntem Spiegel*¹ ist mit Abb. 22:

$$Q = 2 \pi k \cdot m \cdot s / \ln \frac{R}{r} = c \cdot s. \quad (22)$$

Vielfach kann $c = \text{konstant}$, d. h. Q verhältnismäßig s gesetzt werden.

Für Brunnen in fließendem Grundwasser gelten dieselben Gleichungen wie für ruhendes Grundwasser. Im Beharrungszustand ist die *Reichweite* der Absenkung näherungsweise nach SICHARDT:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k}. \quad (23)$$

2. Unvollkommene Brunnen im Grundwasserbecken. Wenn die Brunnensohle nicht bis zur undurchlässigen Schicht reicht und der Brunnen nur auf einem Teil seiner Höhe durchlässig ist, bezeichnet man ihn als unvollkommen. Die Grundwasserbewegung kann man dann näherungsweise so behandeln, als

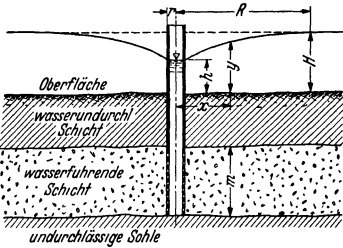


Abb. 22. Vollkommener artesischer Brunnen.

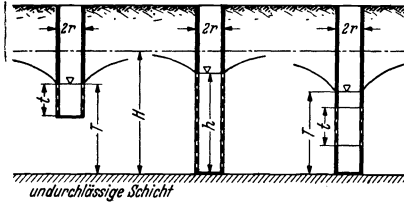


Abb. 23. Grundwasserspiegel bei unvollkommenem Brunnen.

ob sie über einer durch die Brunnensohle gelegt gedachten, undurchlässigen Schicht vor sich ginge. Mit Abb. 23 gilt für solchen Brunnen mit dichtem Boden:

$$(H^2 - T^2)/(H^2 - h^2) = \sqrt{T/t} \cdot \sqrt[4]{T/(2T - t)} \quad (24)$$

und bei offener Sohle:

$$(H^2 - T^2)/(H^2 - h^2) = \sqrt{T/(t + 0,5 \cdot r)} \cdot \sqrt[4]{T/(2T - t)}, \quad (25)$$

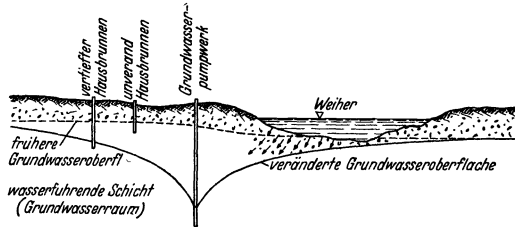


Abb. 24. Wirkung des Pumpenbetriebes auf die Umgebung.

wo h die Höhe ist, die der Spiegel über der undurchlässigen Schicht annehmen würde, wenn der Brunnen bis zu ihr reicht und durchlässig wäre (vgl. auch Abb. 24).

3. Einfluß des Brunnendurchmessers auf die Ergiebigkeit. Wie Gl. (20) zeigt, kann die Ergiebigkeitszunahme infolge Vergrößerung des Durchmessers nur gering sein. Wesentlich größer ist der Einfluß der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht. Der wirtschaftlichste Brunnendurchmesser liegt bei etwa 250 bis 300 mm. Größere Durchmesser sollten nur genommen werden, wenn die Absenkung aus bestimmten Gründen klein gehalten werden muß, oder wenn die Grundwasser-eintrittsgeschwindigkeit ein Einschleppen von Sand befürchten läßt. Bei gleichbleibender Entnahme Q ist:

$$\min r = 15 Q / 2 \pi h \sqrt{k}. \quad (26)$$

Im Gegensatz zu Gl. (20) hat KOZENY² gezeigt, daß die vom Brunnen gelieferte Wassermenge nahezu verhältnismäßig dem Brunnennhalbmesser ist.

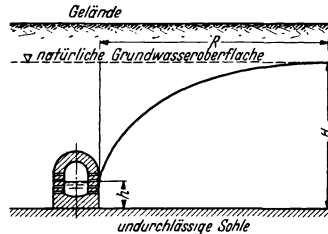


Abb. 25. Sammelleitung in Grundwasserbecken.

¹ KELLER, H.: Gespannte Wässer. Halle 1928.

² Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 22 (1927) S. 120 u. 146.

4. Liegende Fassungsanlagen. Bei einer in *ruhemdem freiem Grundwasser* liegenden Sammelleitung (Abb. 25) von großer Länge L ist bei vollkommen durchlässigen Leitungswänden:

$$Q = k \cdot L (H^2 - h^2) / 2 R . \quad (27)$$

Bei Zufluß von beiden Seiten ist Q doppelt so groß. Nimmt L ab, dann wächst der Einfluß des an den Stirnseiten zusickernden Wassers, so daß:

$$Q = \pi \cdot k (H^2 - h^2) / \ln (2 R : L) . \quad (28)$$

In *fließendem freiem Grundwasser* (Abb. 26) erhält die Sammel- oder Sickerleitung auf die Länge L die Zuflußmenge:

$$Q = k \cdot L \cdot H \cdot J . \quad (29)$$

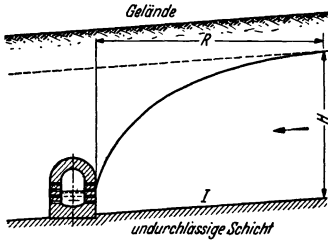


Abb. 26. Sammelleitung in Grundwasserstrom.

Bei *gespanntem Spiegel* gilt an Stelle von Gl. (27):

$$Q = m \cdot k \cdot L (H - h) / R . \quad (30)$$

Für die *Schlitzfassung* gilt (Abb. 27):

$$y^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{x_1 + x_2 + \sqrt{(x_1 + x_2)^2 - l^2}}{4 r} , \quad (31)$$

wobei y die Spiegelhöhe eines beliebigen Punktes über der waagrecht ununterbrochenen Schicht, Q die Ergiebigkeit, l die Schlitzlänge, x_1 und x_2 die Abstände des Punktes von den Schlitzenden und h jenen Wasserstand bedeutet, den die Entnahme Q in einem Einzelbrunnen von Halbmesser r hervorrufen würde. Daraus folgt, daß der Schlitz von der Länge l bei gleicher Senkung soviel liefert, wie ein Brunnen vom Durchmesser $l/2$. Am Schlitzumfang ist:

$$y_s^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \cdot \ln \frac{l}{4 r} . \quad (32)$$

Bei Erzeugung von *ufergefiltertem Grundwasser* (Flußgrundwasser) gilt nach G. THIRM [21, S. 41] für freie Grundwasseroberflächen (Abb. 28):

$$q = k \cdot y \cdot dy/dx = k \cdot R (h_1^2 - h^2) / 2 \quad (33)$$

$$t = \frac{\epsilon \cdot p}{q^2} \cdot \frac{h_1^3 - h^3}{3} \quad (34)$$

$$l = \frac{\epsilon}{q} \cdot \frac{h_1^2 - h^2}{2} = \frac{h_1^2 - h^2}{2} \cdot \sqrt{\frac{3 \epsilon t}{p (h_1^3 - h^3)}} . \quad (35)$$

Für gespannte Spiegel ist mit der Mächtigkeit m der wasserführenden Schicht:

$$q = \frac{k \cdot m (h_1 - h)}{l} \quad (36)$$

$$t = \frac{l^2 \cdot p}{k (h_1 - h)} \quad (37)$$

$$l = \sqrt{t \cdot \epsilon \cdot \frac{h_1 - h}{p}} . \quad (38)$$

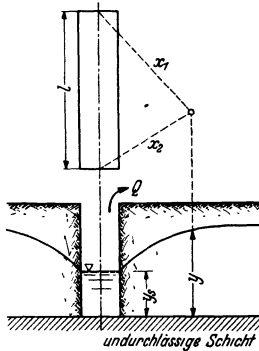


Abb. 27. Schlitzfassung.

Hierin bedeutet in s und m :

q die Durchflußmenge in m^3 auf die Länge Eins, senkrecht zur Bildfläche,

t die Zeit für den Durchlauf der Länge l in s ,

p den Hohlrauminhalt der Filterschicht,

ϵ die Einheitsergiebigkeit, d. h. die Wassermenge, die von $1 m^2$ in $1 s$ bei herrschender Gefälleneinheit geliefert wird,

R die Entfernung, in der keine Senkung mehr wahrzunehmen ist.

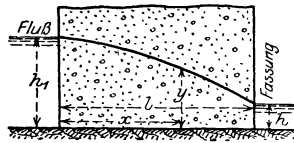


Abb. 28. Sickerströmung vom Fluß nach der Fassung.

Gelände, seiner Höhenlage über dem Verbrauchsort und der Entfernung von diesem, nach der Erweiterungsfähigkeit der Anlage, den Grundstückpreisen, der Abgelegtheit vom Verkehr usw. Geeignete Fassungsstellen sind ausgedehnte

d) Allgemeines über Grundwasserfassungen.

Die Wahl des Fassungsortes richtet sich unter anderem nach der Oberflächenbeschaffenheit, der Tiefenlage des Wasserspiegels unter Gelände, seiner Höhenlage über dem Verbrauchsort und der Entfernung von diesem, nach der Erweiterungsfähigkeit der Anlage, den Grundstückpreisen, der Abgelegtheit vom Verkehr usw. Geeignete Fassungsstellen sind ausgedehnte

ebene Geländeflächen mit hoher Wasserspiegellage, ferner waagrechte, tiefe Geländefalten und Taleinschnitte sowie Flußterrassen. Die *Fassungsrichtung* hat nahezu senkrecht zur natürlichen Flußrichtung des Grundwassers zu verlaufen. Ausnahmen sind zulässig bei kleiner Grundwasserfallhöhe (große Neigung der Fassungsachse gegen die Flußrichtung, sogar gleichlaufend mit dieser) oder wenn man bei längeren Fassungsanlagen den bei Saug- und Heberleitungen auftretenden Widerständen Rechnung tragen will (kleine Neigung der Fassungsachse gegen die Grundwassergleichen). Unrichtig ist es, die Fassung dorthin zu legen, wo die Grundwassergleichen Störungen aufweisen, z. B. an Stellen größter Grundwasserfallhöhe, d. h. kleiner Durchlässigkeit, oder in ein- und auspringende Falten. Aus *hygienischen Gründen* vermeide man Fassungsstellen, die Verunreinigungen (Oberflächenwasser, Überschwemmung, benachbarte Ortschaften und Fabrikbetriebe) ausgesetzt sind. Gleichsinnig sind eisenfreie Stellen auszusuchen¹.

e) Liegende Fassungen²

kommen bei grundwasserführenden Schichten geringer Mächtigkeit oder Durchlässigkeit oder dort zur Anwendung, wo das Grundwasser in einzelnen grobporigen Adern fließt.

1. **Offene Gräben** sind fast nur bei der Gewinnung von Dünenwasser üblich, z. B. an der Nordwestküste Hollands (Gefahr der Versalzung bei Brunnenfassungen!). Sie weisen wegen geringer Wassergeschwindigkeit starken Pflanzenwuchs und die sonstigen Nachteile offener Gerinne auf (böswillige und zufällige Verunreinigungen).

2. Nicht begehbare

Fassungskörper bestehen in Sickerungen und Sammelrohren. Die einfachste und bei hohem Grundwasserstand übliche Art ist der mit Steinen oder grobem Kies ausgepackte *Sickerstrang*, bei dem durch Umhüllung nach oben und nach den Seiten

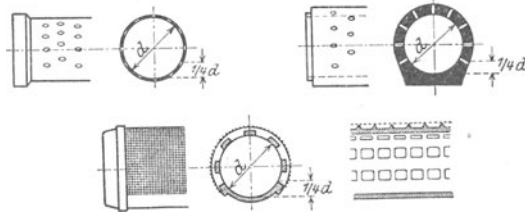


Abb. 29.

nach Art der Filter mit von innen nach außen allmählich abnehmendem Korn ein Zuschlämmen der Zwischenräume verhütet werden muß. Die gleiche Vor-

sicht ist bei *Sickerleitungen* anzuwenden, die aus Tonrohren mit offenen Stoßfugen oder — bei größeren Wassermengen — aus gelochten Beton-, Steinzeug- oder Gußeisenrohren (nach Art der THIEMSCHEN Rohrbrunnen) bestehen können (Abb. 5 links und 29). Man verlege derartige Sickerfassungen ungefähr senkrecht zur Grundwasserrichtung und stets im Tiefsten der wasserundurchlässigen Sohle und nicht auf der leichter zu erreichenden, weil hochgelegenen Wasserscheide. Abstand von Bäumen und Sträuchern mindestens 8 m, da sonst Wurzelverwachsungen. Zum Schutz gegen Oberflächenwasser wird — außer dem Verbot tierischer Düngung — über der Fassung eine 30 bis 40 cm dicke Lettenschicht angelegt (Abb. 30). An Knickpunkten, sonst alle 50 bis 80 m werden Schächte mit Spülverschlüssen zur Untersuchung und Reinigung in die geradlinig verlegten Leitungen eingefügt, in denen sich mitgeführter Sand ablagern

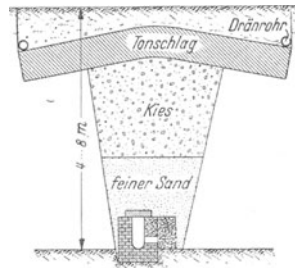


Abb. 30. Sickerstrang aus Mauerwerk mit seitlichen Einlässen und Kiesschüttung. (Nach PRINZ.)

¹ Auf das besonders wichtige Gebiet der Folgen von Grundwasserabsenkungen kann hier nicht eingegangen werden. Eine umfassende Bibliographie enthält Rom: Mitt. Markscheidew. 50 (1939) S. 113—148.

² Vgl. auch 9, S. 1108.

kann. Als Mindestlichtweite der Fassungskörper empfiehlt sich 30 bis 40 cm.

3. Betretbare Anlagen in Form schlupfbarer Sammelleitungen (mindestens 0,7/0,6 m l. W.) oder **begehrbarer Stollen** (mindestens 1,6/0,7 m l. W.) werden in der Regel auf die undurchlässige Schicht gelegt, so daß das Wasser seitlich eintreten kann (Abb. 11—13). Bei der Linienführung ist man nicht an die Gerade gebunden. Seitlich erhöhter Laufsteg oder allseitig geschlossene Wasserführung innerhalb des Stollens ist am einwandfreiesten.

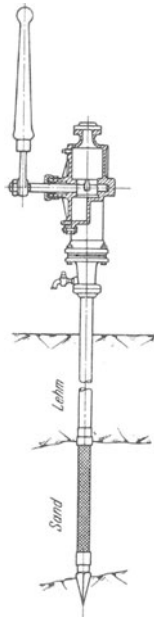
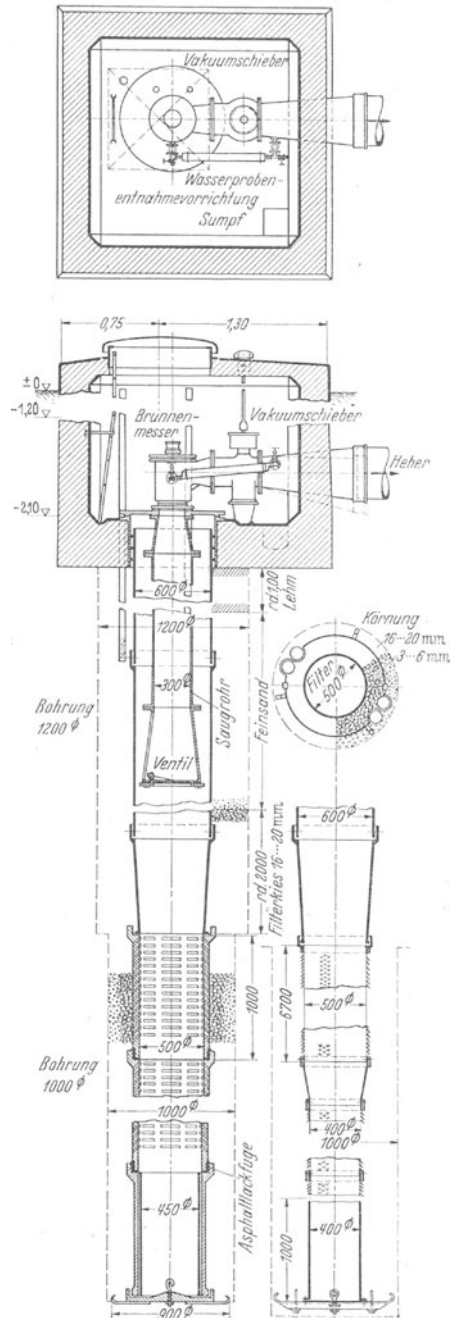


Abb. 31. Doppelwirkende Handkolbenpumpe mit Rohrbrunnenfilter (Abessinierbrunnen).

Abb. 32. Fassungsbrunnen mit gelochtem Filterrohren des Grundwasserwerkes Hardhof (Zürich).



f) Fassungen durch Brunnen oder Brunnenreihen.

1. Allgemeines¹. Stehende Fassungen verwendet man bei nicht zu flach liegendem, mächtigerem Grundwasservorkommen. Die Lichtweite der Brunnen ergibt sich aus den unter c (S. 1116 ff.) erörterten Gesichtspunkten aus der zu fördernden Wassermenge, dem Brunnenabstand, der Absenkung während der Entnahme und der Beschaffenheit der grundwasserführenden Schicht. Womöglich sind die Brunnen bis auf die undurchlässige Schicht hinabzuführen, andernfalls gibt man

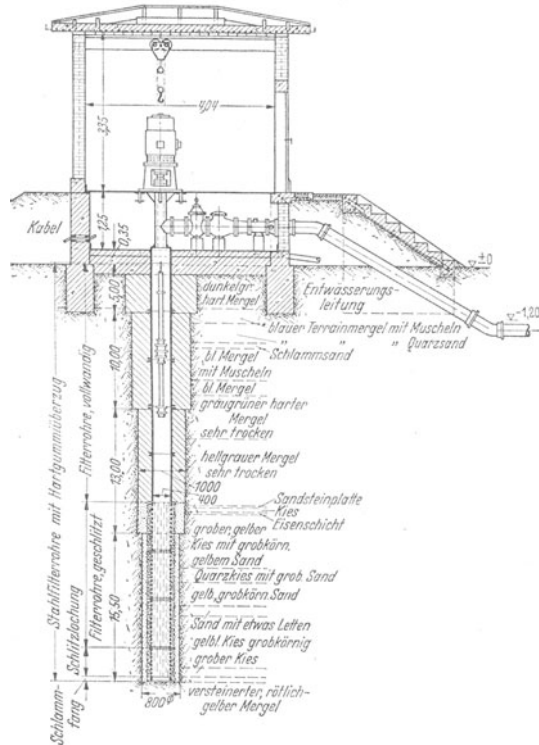


Abb. 33. Wasserwerk Lissabon: Filterbrunnen mit Pumpenhaus (JOHANN KELLER, Frankfurt a. M.)

ihnen offenen Boden. Die Brunnensohle liegt mindestens 1,5 bis 3 m unter dem tiefsten Grundwasserstand. Um den Lufteintritt in den Brunnen zu verhindern (Eisenausscheidung), soll die höchste Wassereintrittsöffnung *unter* dem tiefsten Absenkungsspiegel liegen. Da ein zu großer Unterschied zwischen dem Wasserstand im Brunnen und dem außerhalb angrenzenden Grundwasserstand (Brunnenwiderstand > 0,25 m) unter anderem auf zu enge Eintrittsöffnungen oder deren Verstopfung oder auf zu große Absenkungen und damit auf die Gefahr der Brunnenversandung hinweist, so achte man bei der Brunnenbauart auf kleinen Eintrittswiderstand.

Bezüglich der Lichtweite des Fassungskörpers unterscheidet man Rohrbrunnen bis zu 600 und mehr mm und Schachtbrunnen von 1500 bis 3000 mm und mehr Durchmesser.

¹ Vgl. auch F. BÖSENKOPF: Der Brunnenbau, Wien 1928. — PENGEL-BIESKE: Der praktische Brunnenbauer, 4. Aufl., Berlin 1932. — E. BIESKE: Rohrbrunnen, 2. Aufl. München und Berlin 1938.

Bei großen Fassungsanlagen wird heute der Rohrbrunnen weit mehr verwendet als der Schachtbrunnen. Eine Verbindung von Rohr- und Schachtbrunnen gestattet bei versenkter Pumpe ohne nennenswerte Mehrkosten die Tiefersenkung um die Saughöhe (Abb. 36 u. 37); auch bei 2 oder mehr Grundwasserstockwerken ist die Kuppelung zweckmäßig.

2. Rohrbrunnen¹. Die einfachste und bis höchstens 20 m (gewöhnlich 6 m) Tiefe zu verwendende Bauart ist der *Rammbrunnen* (Abessinier- oder Nortonbrunnen), ein 20 bis 75 mm weites galvanisch verzinktes Stahlrohr, dessen unteres Ende (bis zu 2 m) mit Bohrung oder Schlitz versehen ist, über die man bei feinkörnigem Boden ein verzinktes Drahtnetz oder Tressengewebe zieht (Abb. 31). Diese für Hauswasserversorgungen, Forschungs- und andere vorübergehende Zwecke dienenden Brunnen werden durch Schlagwerk oder breitkopfigen Hammer eingetrieben. Dabei ist auf genau lotrechte Rohrstellung zu achten.

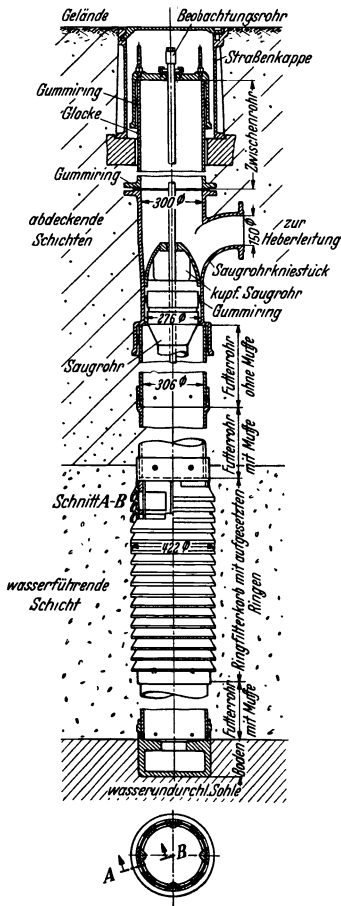


Abb. 34. Gußeiserner Ringfilterbrunnen des Lauchhammerwerkes Gröditz (Lichtweiten 150, 200 und 300 mm).

phorbrunze, Asbestzement, Holzstabfilter (auch bei großen Tiefen); aus keramischen Stoffen (Steinzeug-, Porzellanrippen- und Glasfilter, Stahlbeton) (Abb. 32).

Wo Kohlensäure und Schwefelwasserstoff als Korrosionserreger auftreten, sollten statt der Gewebefilter korrosionsfeste Filterrohre mit Kiesschüttung gewählt werden (Abb. 33).

Für dauernde Gewinnung größerer Grundwassermengen ist der *Bohrbrunnen* die wirtschaftlichste Ausführungsart (100 bis 600 und mehr mm l. W.). Vor dem Ziehen der Bohrverrohrung² setzt man die eigentlichen *Brunnenrohre* (Brunnenfilter samt Aufsatzrohr) ein, die mit mindestens 3 m langer Filtereinrichtung versehen sind, um Brunnenversandung zu verhindern. Ein Brunnenfilter muß folgende Eigenschaften aufweisen: er soll sandfreies Wasser liefern, möglichst kleinen Eintrittswiderstand besitzen, gegen mechanische, chemische und elektrolytische Angriffe widerstandsfähig sein und möglichst lange Lebensdauer haben. Die wichtigsten Bauarten sind das ältere *Gewebefilter* (einfaches Körper- oder Tressengewebe) und das neuerdings namentlich bei leistungsfähigeren Brunnen bevorzugte *Kiesfilter*, bei dem man vor dem Ziehen der Bohrrohre zwischen diese und das Filterrohr Kies und Sand mit nach außen abnehmendem Korn einfüllt. Bei den Filterrohren der Siebfabrik Louis Herrmann, Dresden A24, ist das Gewebe durch Präzisionssiebe aus längslaufenden Profildrähten ersetzt.

Für gewebelose Filter kommen in Frage: Röhre aus *Gußeisen* (Thiemsches Ringfilter, Patent-Garde-Ringfilter der Bohr-, Brunnenbau- und Wasserversorgungs-AG., Grünberg i. Schlesien, Glockenfilter von R. Mestel, Breslau, Kiesschüttungsbrunnen Bauart Smreker der Kontinentalen Wasserwerksgesellschaft m. b. H., Berlin-Charlottenburg, Radlik-Brunnenfilter usw.) mit geschmaltetem Überzug; Vorzug: bis zu 3 m Baulänge, aber teuer und schwer; aus verzinktem oder geschmaltetem *Flußstahl* (Loch-, Schlitz-, Schlitzbrücken-, Gardefilter), Chromstahl, Chrommolybdänstahl (z. B. Remanit 1800 M) usw., mit Hartgummiüberzug (Johann Keller, Frankfurt a. M.); aus Kupfer oder Phos-

¹ BIESKE: Rohrbrunnen, 2. Aufl. München und Berlin 1938.

² Für Bohrrohre gelten DIN 4911 bis 4918 und 4931 bis 4934 sowie 1659. — „Das Rohr im Bohrbetrieb“, herausgegeben von den Mannesmannröhrenwerken, Düsseldorf.

Tabelle 12. Vergleichende Gegenüberstellung von Rohrbrunnen.

Gewebefilter-Rohrbrunnen	Kiesfilter-Rohrbrunnen
Geringere Bohrröhrenweiten als Kiesfilter; geringe Anschaffungs- und Einbau-, aber größere Instandhaltungskosten; verhältnismäßig leicht herausziehbar. Größerer Eintrittswiderstand und Abhängigkeit von der Wasserbeschaffenheit; schwierige Wahl der Maschenweite; Verkrustungsgefahr; kürzere Lebensdauer.	Geringere Verstopfungs- und Zerstörungsgefahr; längere Lebensdauer; auch für sehr feine Sande verwendbar. Bohrung nicht unter 400 mm Endverrohrung. Hohe Anschaffungs- und Einbaukosten; schwer herausziehbar.

Bei tieferen Brunnen verwendet man statt der Kiesschüttung fertig hergestellte *Kiespackungsfilter* (Bieske, Hempel-Daedlow, Gebr. Lehmann-Hamburg, Kraszewski, Berlin), die bei gleichem Filterrohrdurchmesser nur etwa den halben Bohrdurchmesser des Kiesschüttungsfilters erfordern.

Wo die Ausführung des *Brunnenkopfes* von der in Abb. 34 abweicht, empfiehlt sich schachtartige Abdeckung (Abb. 32 u. 33). — Besondere Sicherungen sind bei artesischen (überfließenden) Brunnen nötig (vgl. auch Abb. 21).

3. Schachtbrunnen werden nur noch selten verwendet. Sie werden meist in ringförmigem Querschnitt nach dem Absenk-, seltener nach dem Aushubverfahren (vgl. S. 851) mit durchlässigen (dichte Sohle) oder undurchlässigen Wänden (offene Sohle) aus Ziegelmauerwerk, Beton, Stahlbeton, Werksteinen oder Gußeisenringen (Tubbings) hergestellt. Die Durchlässigkeit der Wände wird auf die Höhe der wasserdurchlässigen Schicht durch offene Stoßfugen, eingemauerte Tonrohre oder Lochsteine erzielt. Dichte Wandungen mit Wasserzutritt an der Sohle haben große Eintrittsgeschwindigkeit, also Gefahr der Versandung oder nachträgliche Mantelsenkung zur Folge. Bei feinkörnigem Boden ist Kiesschüttung hinter dem Mantel während der Abteufung vorteilhaft. Bei einfacheren Anlagen (bis zu 1 m I. W.) verwendet man auch Schachtringe aus Beton nach DIN 4034.

4. Brunnenreihen. Wenn ein Einzelbrunnen nicht ausreicht, ordnet man mehrere Brunnen an, die durch Saug- oder Heberleitungen zu Brunnengruppen

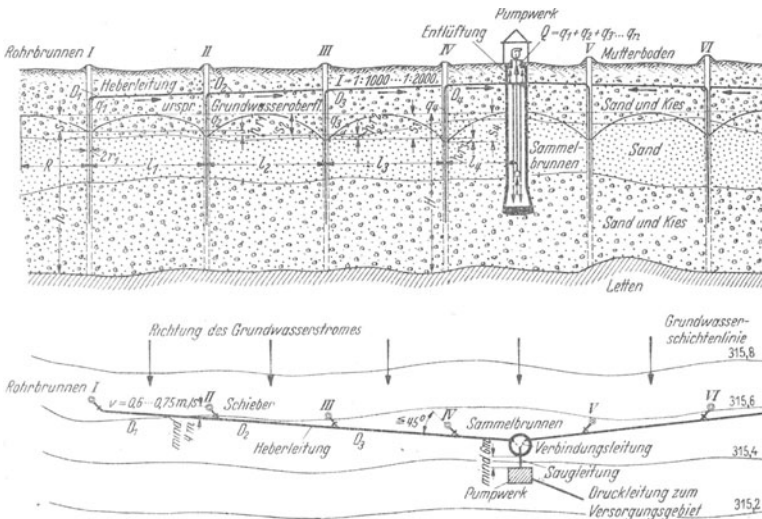


Abb. 35. Brunnenreihe.

(z. B. in den Ecken von Dreiecken, Quadraten usw. oder als Ringbrunnen nach A. THIEM) oder zu geradlinigen Brunnenreihen (Abb. 35) gekuppelt werden.

Zur Erleichterung von Ausbesserungsarbeiten und um nicht zu viele Formstücke in der Hauptleitung zu erhalten, faßt man höchstens 8 bis 12 Brunnen zu einer Gruppe zusammen, deren Saug- oder Heberrohr mit Absperrschieber, unter Umständen auch mit Woltmanmesser versehen, in die Hauptleitung einmündet.

Sieht man vorerst von der gegenseitigen Beeinflussung der Brunnen ab, dann verläuft bei der Entnahme $q_1 < \frac{Q}{n}$ (n = Brunnenzahl) der Grundwasserspiegel um den Brunnen I (Abb. 35) nach:

$$h_1^2 - H^2 = \frac{q_1}{\pi \cdot k} \cdot \ln \frac{r_1}{R}. \quad (39)$$

Da $s_1 = H - h_1$, so folgt s_1 aus Gl. (39). Für die als Saug- oder Heberleitungen wirkenden Sammelleitungen ist $v = v_1 = v_2 = v_3 = 0,6$ bis $0,75$ m/s. Bei der Querschnittsberechnung ist Rücksicht auf spätere Erweiterungen zu nehmen. Dann ist:

$$D_1 = \sqrt{4 q_1 / \pi \cdot v_1}.$$

Der Druckhöhenverlust ergibt sich z. B. nach BIEGELEISEN und BUKOVSKY¹ zu:

$$h_{r_1} / l_1 = 0,004061 q_1^{1,9} / D_1^{4,9}. \quad (40)$$

Im Rohrbrunnen II ist $s_2 = s_1 + h_{r_1}$ usw., also:

$$D_2 = \sqrt{4 (q_1 + q_2) / \pi \cdot v_2}.$$

Auf diese Weise wird die Spiegellage im Sammelbrunnen berechnet. Infolge der Zunahme der Absenkungen gegen den Sammelbrunnen hin, nehmen auch die Entnahmen aus dem Brunnen zu. Die Rechnung wird mit verbesserten Einzelentnahmen q_1, q_2, \dots solange wiederholt, bis $Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4$ ist.

*Heberleitungen*² sind besonders vorteilhaft bei großen Anlagen mit mehreren Pumpen und Sammelleitungen. Sie sind leichter erweiterungsfähig als Saugleitungen. Bei kleinen Anlagen sind Saugleitungen vorzuziehen, da die Kosten des Sammelbrunnens zu hoch sind. In jedem Einzelfall ist zu prüfen, ob nicht Unterwasserpumpen vorteilhafter als eine Heberleitung sind, zumal letztere dann durch eine Druckleitung geringeren Querschnitts ersetzt wird.

Der *Sammelbrunnen* (Abb. 35) ist Bindeglied zwischen Heberleitung und Pumpwerk. Er wird als Schachtbrunnen mit wasserdichter Wandung und Sohle ausgeführt, dient zur Unterbringung der Saugschenkel, Verbindungsleitungen und Entlüftungsvorrichtungen und wirkt als Sandfang.

Allgemein empfiehlt sich beim *Entwurf einer Fassungsanlage* folgendes Vorgehen: Lage, Art und Ergiebigkeit der Fassung; Art, Durchmesser, Tiefe und Abstand der Brunnen; Erweiterungsmöglichkeit, Tiefe der Grundwasserabsenkung; Sammelleitungen und Sammelbrunnen.

g) *Dünenwasser.*

An den sandigen Meeresküsten und auf Inseln vermischt sich das leicht einsickernde Niederschlagswasser nicht mit dem darunter befindlichen Salzwasser, sondern „schwimmt“ wegen seines geringeren spezifischen Gewichtes auf ihm. Das Seewasser wird in die Tiefe zurückgedrängt und seine Oberfläche bildet ein mit weichem Süßwasser gefülltes Becken.

Die hydrologischen Verhältnisse sind bei den von Salzwasser umflossenen Inseln (z. B. ostfriesische Inseln) andere als bei den Festlandsdünen und ihrem Hinterland. Liegt bei ersteren ders Süßwasserspiegel um das Maß h über dem Meeresspiegel, dann verdrängt das Süßwasser ($\gamma_s = 1$) die Oberfläche des Meeresswassers (γ_m) um das Maß t unter den Meeresspiegel, so daß

$$t = h / \gamma_m - 1. \quad (41)$$

Mit $\gamma_m = 1,027$ wird $t = 37 \cdot h$. Die infolge Durchfließung nicht scharf ausgeprägte Trennungslinie von Süß- und Salzwasser ist wie die obere Leitlinie der Grundwasserfläche eine Ellipse³.

In Küstennähe sind waagerechte Fassungsanlagen (Sickerleitungen und sogar -gräben) nötig, um das Ausaugen von Salzwasser zu vermeiden. Auf Norderney und Borkum erreicht die Süß-

¹ BIEGELEISEN-BUKOVSKY: Grundlagen zur Berechnung von Wasserrohrleitungen. München 1914.

² STEINWENDER: Gas- u. Wasserfach 83 (1940) S. 80.

³ NOMITSU, T.: Memoirs of the College of Science. Kyoto Imp. University 10 (1927) S. 279.

wasserschicht in größerer Entfernung vom Strand eine Mächtigkeit von 60 bis 65 m, so daß dort das Wasser durch 40 m tiefe Rohrbrunnen entnommen wird. Die Grundwasserversalzung im Mündungsgebiet der Weichsel gestaltet die Trinkwasserversorgung ähnlich schwierig wie in den Marschen und Poldern der deutschen und holländischen Nordseeküste.

Regeln für solche Fassungsanlagen: Brunnen nicht in Küstennähe, sondern im inneren Teil, wo der Süßwasserspiegel am höchsten ist; durch hohe Brunnenzahl ist die Absenkung möglichst niedrig zu halten; Brunnenabstand so, daß keine gegenseitige Beeinflussung möglich ist; Brunnenfilter möglichst hoch über die Salzwassergrenze legen. Da die Verkleinerung von h gleichsinnig auf t wirkt [Gl. (41)], ist — besonders bei Badeorten in den Sommermonaten — zu starkes Abpumpen zu verhindern, weil sonst Versalzung eintritt.

11. Künstlicher Haushalt bei Grundwasserfassungen.

Bei dem durch rasches Wachstum der Städte und vermehrte Ansprüche der Industrie gesteigerten Wasserbedarf reicht die natürliche verfügbare Grundwassermenge nicht immer aus. Dann geht man zur künstlichen Beeinflussung der Grundwasserstände mit und ohne Einseihung von Oberflächenwasser über. Die für die Wassergewinnung in Frage kommenden Fassungsanlagen unterscheiden sich von den bisher betrachteten nicht.

a) Unterirdische Aufspeicherung von Grundwasser (Grundwasserspeicherwirtschaft).

Ist die einer Fassung zufließende Grundwassermenge gleich dem mittleren Jahresverbrauch, dann muß bei jedem vorübergehenden Mehr- oder Minderverbrauch die grundwasserführende Schicht als Ausgleichbehälter dienen (Tages-, Wochen- usw. -ausgleich). Diese Ausgleichswirkung kann unterstützt bzw. vermehrt werden durch Entnahme wechselnder Mengen in verschiedenen Höhen oder mit regelbarer Entnahmeverrichtung in gleichbleibender Höhenlage oder durch Erzeugung eines künstlichen bzw. Ausnutzung eines natürlichen Grundwasserstaues. Wichtig für die Bewirtschaftung künstlicher Grundwasserbecken ist, daß sie im Rahmen eines *Wasserwirtschaftsplanes* für das ganze Flußgebiet, also von der Quelle bis zum Unterlauf untersucht wird, daß eine Talsperre von geringer Breite und mit geologisch geeigneten Schichten für die unterirdische Absperrung gewählt und daß dadurch der gesamte Grundwasserabfluß erfaßt wird. Die *Vorarbeiten* haben sich also mit der planmäßigen, geologisch-tektonischen und hydrologischen Untersuchung des ganzen Flußgebietes, mit der Wasseraufnahmefähigkeit und -löslichkeit der Schichten usw. zu befassen. Geeignete Vorbedingungen finden sich in Sand- und Kiesablagerungen; aber auch die Schotter unserer Flußtäler bis hinauf in 1000 m Meereshöhe bieten ausreichende Speichermöglichkeiten. Neben den bereits S. 1110 erwähnten Stollenverschlüssen (Abb. 13) sind weitere Beispiele unterirdischer Wasserspeicherung die Reisacher Grundwasserfassung der Stadt München mit 1000000 m³ Speichervermögen, deren Ableitungen staukörperartig gestaltet sind, die Wasserwerke Saßnitz auf Rügen, Münster i. W., das Grundwasserwerk Börssum der AG. für Erzbergbau und Eisenhütten, Watenstedt-Salzgitter, sowie das neue Wasserwerk für Ankara¹.

b) Künstliche Erzeugung von Grundwasser (Veredelungswirtschaft).

Die hierfür ausgebildeten Verfahren der Grundwasseranreicherung haben in der neuesten Wasserversorgungstechnik große Bedeutung erlangt². Sie bewirken die künstliche Vermehrung natürlicher Eintrittsstellen für Oberflächenwasser in den Untergrund durch Seitenfilterung, lotrechte Filterung durch besondere Sickeranlagen und Oberflächenrieselung (Seihwasser). Es sollte nur verhältnismäßig reines Flußwasser verwendet werden, das durch gewerbliche oder häusliche Abwässer nicht allzusehr verschmutzt ist und vor der Einsickerung in Absetzbecken oder Schnellfiltern vorgereinigt wurde. Voraussetzung für einwandfreien

¹ Auch das in die Stever bei Haltern eingebaute Wehr gehört hierher, das das ober- und unterirdisch abfließende Wasser für die Trinkwasserversorgung des nördlichen westfälischen Kohlenreviers anstaut.

² SCHNEIDER: Gesundh.-Ing. 64 (1941) S. 191 u. 205.

Betrieb ist genaue Kenntnis des Bodens, hochwasserfreie Lage der Einsickerungs- und Entnahmeverrichtungen sowie sorgfältige Überwachung.

1. Seitenfiltration (Flußgrundwasser) ist üblich in Flußniederungen, deren unterirdische Zuflüsse für die benötigten Wassermengen nicht ausreichen. Man legt zu diesem Zweck im Abstand von 50 m und mehr von Fluß- und Seeufern und gleichlaufend zu diesen Sammelleitungen oder Brunnenreihen an (Abb. 5 linker Teil). Die Beschaffenheit des durch die Fassung geförderten Wassers hängt von der des Flußwassers und der filternden Bodenschichten sowie vom Vermischungsgrad mit dem Grundwasser ab.

Die *Vorarbeiten* müssen die Wechselbeziehungen zwischen Fluß- und Grundwasser klarlegen mit Hilfe der Form und den Schwankungen des Grundwasserspiegels, des Temperaturverlaufs, der chemischen und bakteriologischen Wasserbeschaffenheit. Die Entfernung zwischen Versenkungs- und Fassungsstelle richtet sich nach der Durchlässigkeit des Untergrundes und nach dem Gefälle zwischen Oberflächen- und Fassungspegel, das eine gewisse Grenze nicht überschreiten darf; sie liegt etwa bei 100 m.

Der Reinheitsgrad des Oberflächenwassers bestimmt dessen Aufenthaltsdauer im Untergrund (mindestens 1 bis 2 Tage). Gewisse gelöste Stoffe und Salze beseitigt die Uferfiltration nicht. Temperatur und Keimzahlen des Flußgrundwassers schwanken stark. Die empfindlichsten *Störungen* treten ein bei HW, NW, Eisgang, Frost, ferner wenn sich die Uferwände durch eingeschlämte Sinkstoffe dichten, so daß die Durchlässigkeit der Bodenschichten zurückgeht, bis das Hochwasser die Sinkstoffe wieder wegspült (erhebliche Keimsteigerung). *Abhilfemaßnahmen* sind: Reinhaltung des Wasserlaufes von gelösten Stoffen, die Geruch, Geschmack oder Härte verschlechtern; Ausgleich der Wasserführung durch Talsperren; Ausschaltung von Wasserspiegelschwankungen durch Anlage der Fassungen in der Nähe von Staustufen; Entkeimung des Flußgrundwassers bei lästigen Keimsteigerungen.

Als Brauchwasser für die Industrie kann Flußgrundwasser vorteilhafter als natürliches Grundwasser sein. Zahlreiche Wasserwerke an der Ruhr, am Rhein, in Dresden, Halle, Breslau u. a. beziehen Flußgrundwasser.

2. Die Filtration von oben durch besondere Einsickeranlagen hat sich aus dem ufergefilterten Oberflächenwasser entwickelt: an Stelle natürlicher Gewässer treten Anreicherungs- (Einsickerungs-) -gräben oder -becken, -brunnen oder -rohrleitungen. Der Erfolg dieses verbreiteten und wichtigsten Verfahrens hängt ganz erheblich von der Sorgfalt der *Vorarbeiten* ab. Diese umfassen: genaue Bodenuntersuchungen (Beschaffenheit, Schichtenaufbau, Gehalt an auslaugbaren Stoffen); Fortschrittsgeschwindigkeit von der Einsickerungs- zur Entnahmestelle (Aufenthaltsdauer im Boden mindestens 40 bis 100 Tage); Vorversuche über die Filterkraft des Bodens bei der vollen, später verlangten Beanspruchung; chemische Beschaffenheit und Temperatur des Wassers; Ergiebigkeit, Veränderungen des Wassers und Bodens. Vorteilhaft, aber nicht Vorbedingung ist in Absetzbecken (Schwebstoffgehalt < 50 mg/l) oder Schnellfiltern vorgereinigtes, von Chloriden freies Rohwasser sowie wasserdurchlässige Sand- und Kiesschichten von größerer Mächtigkeit. Für 1 m³ Seihwasser im Tag sind 2 m² Eintrittsfläche vorzusehen. Die Zusammensetzung des gewonnenen Wassers hängt von den durchflossenen, möglichst wasserleeren Bodenschichten ab. Wichtig ist die Rolle des Luftsauerstoffes in den oberen Filterflächen zur Regelung der biologischen Vorgänge; deshalb hochwasserfreie Lage der Versickerungs- und Fassungsanlagen.

Die Erzeugung künstlichen Grundwassers durch besondere Sickeranlagen findet unter anderem statt in Breslau, Chemnitz, Dresden (Abb. 62), Essen, Gotenburg, Paderborn, Wiesbaden, Wasserwerk für das nördliche westfälische Kohlenrevier¹. Ihre *Vorteile* sind: unabhängig von den schwankenden Niederschlagsverhältnissen; Steigerung der Leistungsfähigkeit bestehender Anlagen, daher vielfach Vermeidung oder Hinausschieben von Erweiterungsbauten; Ausgleich von Schäden für Wasserversorgung (Trockenlegen von Brunnen) und Landeskultur (Baum- und Pflanzenwuchs) infolge großer Grundwasserabsenkungen. *Nachteilig* ist die vielfach notwendige Vorreinigung des Seihwassers in Absetzbecken mit oder ohne Fällungsmittel und in Schnellfiltern sowie die künstliche Wasserhebung vor dem Einsickern.

¹ BÜCHER: Gas- u. Wasserfach 71 (1928) S. 577, 608 u. 631. — Z. dtsh. geol. Ges. 85 (1933) S. 602.

12. Schutz von Wasserfassungen.

Die Fälle sind nicht selten, wo Grundwasser eine mehr oder minder große Zahl von Bakterien enthält, darunter auch krankheitserregende, durch die dann schwere Seuchen entstanden sind. Hierbei drängen die Bakterien entweder von oben, meist mit einsickernden Bächen in stark durchlässigen Boden ein, oder sie mischten sich dadurch dem Grundwasser bei, daß undichte Abwasserleitungen in oder nahe über dem Grundwasser lagen.

Um daher Menge und Güte des Wassers an der Fassungsstelle dauernd vor schädlichen Beeinflussungen zu schützen, ist die richtige Wahl der *Schutzzone* eine Lebensfrage für jede Stadt¹. Je nach den örtlichen Verhältnissen ist die Art des Vorgehens eine verschiedene. Besonders schwierig ist die *Größenbestimmung*. Sie hängt unter anderem ab von der Ergiebigkeit der Fassung und der Größe der Wasserentnahme, dem geologischen Aufbau des Einzugsgebietes, von der Tiefe des Grundwassers oder Quellweges unter der Bodenoberfläche, von der Bodenbewachung und Filterkraft der Deckschichten, vom Vorkommen offener Spalten, Zerrüttungstreifen, Schlucklöcher oder Karstbildungen in Fassungsnähe u. a. m.

Die *Schutzmaßnahmen* bestehen in: Verbot der Erzeugung, Ansammlung oder Aufspeicherung ungünstig auf das Grundwasser einwirkender Stoffe und Einleitung von Abwässern aller Art im Schutzbezirk (auch Abwasserverwertungsanlagen können in der Nähe von Wasserfassungen bedenklich sein); Bauverbot, Beseitigung von Ansiedlungen; Einfriedung der Fassungsstelle gegen den Zutritt von Menschen und Tieren; Verbot der Aufbringung von Stall- und Abtrittdünger, Jauche usw.; Weideverbot auf bestimmten Flächen; Bepflanzung mit Waldbäumen oder Buschwerk; Verbot von Kahlschlagen und Zwang zu natürlicher Verjungung im Pflenter- oder Dauerwaldbetrieb; Ableitung von Tagwässern über die Fassungsstelle weg durch Betongerinne; Verbot von Bodeneingriffen (Einschnitte, Lehm- und Kiesgruben, Steinbrüche); Verbot der Errichtung gewisser Betriebe in Fassungsnähe wie Schlachthöfe, Wasenmeistereien, Zellulosefabriken usw.; Einhalten bestimmter Vorsichtsmaßnahmen bei Grubenbetrieben, wenn diese nicht überhaupt zu untersagen sind. An Stelle von Ackerland: Wiesen- und Kleeulturen; sie sind rascher wirksam als Aufforstungen; letztere sind unter anderem nur bei großem Grundwasserreichtum zu empfehlen. In Gebirgs- und Waldgebieten sind unter Umständen auch Beschränkungen des Ausflugs- und Wintersportverkehrs nötig.

Unrichtig ist der Einwand, an Stelle von Quellschutzmaßnahmen sei Entkeimung des Wassers (z. B. Chlorung) besser. Wo das Wasser in natürlicher Beschaffenheit verbraucht wird, büßt es im Volksempfinden durch künstliches Behandlungsverfahren ein, auch wenn dadurch der Geschmackswert nicht verringert und die Temperatur nicht erhöht wird (Appetitlichkeit!).

Auch für Fluß- und Seewasserfassungen sind Schutzmaßnahmen erforderlich, so die Fernhaltung von Abwässern von der Fassungsstelle, die Verlegung der Ausmündungsstellen von Wasserläufen, die Unterdrückung der Zuleitung von Abfallstoffen in diese u. dgl. m.

C. Wasserhebung.

13. Grundlagen.

a) Lage und Anordnung des Pumpwerkes

werden unter anderem bestimmt durch: die Örtlichkeit der Fassung, des Versorgungsgebietes und der für die Reinigungs- und Hochbehälteranlagen in Frage kommenden Standorte; die Erweiterungsmöglichkeit; die Nähe von Ortschaften und Verkehrswegen; Besitz- und Rechtsverhältnisse. Ausschlaggebend sind vergleichende Berechnungen der Bau- und Betriebskosten sowie die Betriebssicherheit, -bereitschaft und -bequemlichkeit.

b) Die erforderliche Druckhöhe,

auf die das Wasser an der Fassungsstelle zu heben ist, hängt von der Höhenlage des ungünstigsten zu versorgenden Punktes, von Länge und Lichtweite der Leitung, von Lage und Art des Hochbehälters sowie davon ab, ob die gesamte Wassermenge oder nur ein Teil gehoben werden muß.

¹ Anleitung des Reichsgesundheitsrates für die Einrichtung, den Betrieb und die Überwachung öffentlicher Wasserversorgungsanlagen, welche nicht ausschließlich technischen Zwecken dienen, vom 16. Juni 1906; obwohl in manchen Punkten überholt, ist sie zur Zeit noch in Geltung. — KNORR: Gas- u. Wasserfach 80 (1937) S. 330 u. 350. — KNORR u. MUSELMANN: Arch. f. Hygiene 123 (1940) S. 349. — SCHÜBEL: Arch. f. Hygiene 116 (1936) S. 363. — KISSKALT: Münch. med. Wochenschr. 1940 S. 689.

c) Kraftbedarf. Das Pumpwerk.

Der Arbeitsbedarf einer Pumpe ist¹:

$$N = Q \cdot H / 75 \eta \text{ (PS)}, \quad (42)$$

wobei Q die Fördermenge in l/s, H die manometrische Gesamtförderhöhe in m (Spiegelhöhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser + dem Druckverlust) in der Saug- und Druckleitung und η der Gesamtwirkungsgrad von Pumpe und Motor ist. Die vorstehende Motorleistung wählt man bis 10 PS um 20%, bis 30 PS um 15% und über 30 PS um 10% größer als nach Gl. (42).

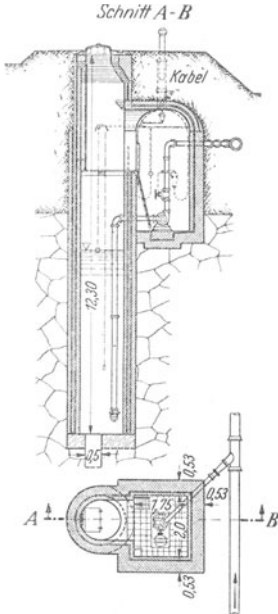


Abb. 36. Grundwasserbrunnen von Pforzheim.

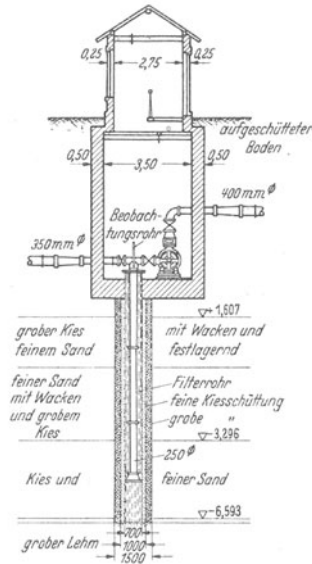


Abb. 37. Bohrbrunnen in Basel. (Nach SCHOKLITSCH.)

Bei *kleinen Anlagen* mit Einzelbrunnen wird dieser häufig als Schachtbrunnen mit angebautem Pumpen- und Motorenraum ausgebildet (Abb. 36). Kolben- und Plungerpumpen stellt man nicht höher als 7,5 m (besser nur 5,5 bis 6 m), Kreiselpumpen möglichst nicht mehr als 4 m über dem tiefsten Brunnenspiegel auf. Die Abhängigkeit der Saughöhe vom örtlichen Luftdruck (Höhenlage über N. N., Witterung), Wassertemperatur usw. ist zu beachten. Die Saugkoroberkante soll mindestens 0,5 m unter dem tiefsten Wasserspiegel liegen, seine Unterkante soll noch genügend Abstand von der Brunnensohle haben. Die durchflossene Saugkorblfläche sei gleich dem 3- bis 5fachen Saugrohrquerschnitt.

Abb. 37 zeigt eine für Industriewasserversorgungen beliebte Anordnung. Liegt die Pumpe unter dem höchsten Grundwasserspiegel, dann wird der Pumpenraum als Senkbrunnen hergestellt. Bei dieser Anordnung sind auch Pumpen mit lotrechter Welle und hochliegendem Motor oder Bohrlochpumpen mit wasserdicht gekuppeltem Motor verwendbar.

Bei *größeren Fassungsanlagen* sind die Maschinen in einem eigenen *Pumpenhaus* unterzubringen, das möglichst nahe dem Sammelbrunnen liegt (Abb. 35). Bei

¹ 1 PS = 75 mkg/s; 1 kW = 1,36 PS = 102 mkg/s; 1 PSh = 270 mt; 1 kWh = 367 mt.

der Grundrißgestaltung ist auf Aushilfsanlagen (A 2 b, S. 1092) und Erweiterungsmöglichkeiten Rücksicht zu nehmen. Die zahlreichen Meß-, Anzeige- und Schalttafelgeräte müssen übersichtlich angeordnet und bequem ablesbar sein. Je nach Art und Größe des Betriebes sind weiter noch Räume für die Kessel- bzw. Sauggasanlage, ferner Kohlen-, Geräte- und Lager- schuppen, Beamten- und Arbeiterwohnungen (Vorsicht bei Abwasserbeseitigung!) mit Gartenland und Rohrlagerplatz nötig (Abb. 38 a u. b). Überschlänglich kann der Bedarf an umbautem Raum des Maschinenhauses in m^3 zu $4750 \cdot Q^{0,8}$ angenommen werden, wo Q die Fördermenge in m^3/s ist.

Bei der Größenbemessung der Maschinen beachte man, daß mehrere kleine Pumpen unter Umständen die Sicherheit des Betriebes erhöhen, seine Wirtschaftlichkeit jedoch vermindern. Zur Kleinhaltung des Ersatzteillagers sind möglichst gleiche Pumpensätze aufzustellen. Weiteren Einfluß hat die tägliche Betriebsdauer, die bei kleineren Werken 6 bis 8 Stunden, bei größeren 16 bis 22 Stunden beträgt.

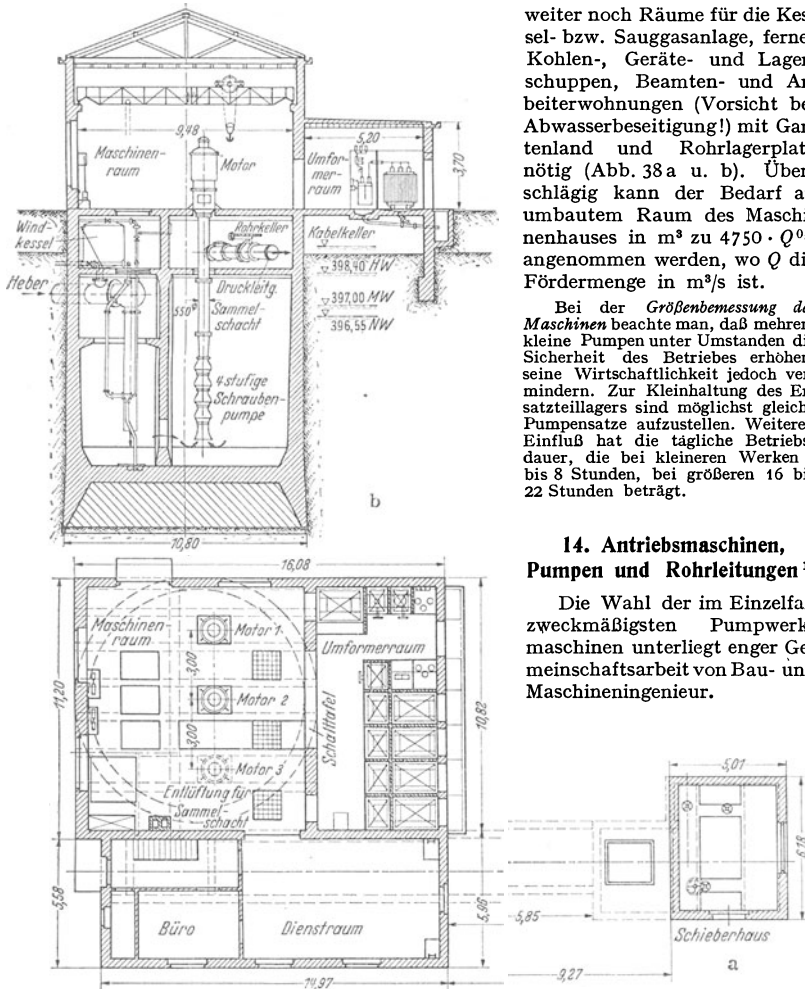


Abb. 38 a und b. Hauptpumpstation Hardhof mit Sammelschacht der Stadt Zürich
a Grundriß, b Schnitt.

Trotz ihrer höheren Anlagekosten hat sich die *Dampfmaschine* bei Wasserwerken aller Größen bis heute als ideale Fördermaschine mit unmittelbar gekuppelter Kolbenpumpe wegen ihrer großen Betriebssicherheit und langen Lebensdauer bewährt, weil sich bei geringer Änderung des Wirkungsgrades ihre Kraftleistung erheblich steigern, die Umdrehungszahl weitgehend ändern und damit

¹ Vgl. Abschn. Maschinenkunde, IV, A. — Gross: Gas- u. Wasserfach 70 (1927) S. 458 u. 484.

eine leichtere Anpassung an den wechselnden Wasserverbrauch erzielen läßt. Auch die *Dampfturbine* hat, besonders in der Form von Aushilfsanlagen, sich Eingang als Pumpenantrieb für große Leistungen verschafft. Sie wird wegen des geringeren Raumbedarfes, der kleineren Grundplatte, des geringeren Schmierölverbrauches und des ölfreien Abdampfes vielfach bevorzugt. — Der *Gasmotor* (Leucht-, Faul-, Erdgas) hat sich vor allem bei kleineren Werken (meist bis 25 PS) Eingang verschafft, während *Sauggasmotore* mehrfach für mit Riemen angetriebene Kolbenpumpen, in neuester Zeit auch für Kreiselpumpen mit Riemen- und Zahnradübersetzung Verwendung finden. — *Dieselmotoren* treiben Kreiselpumpen sowohl mit Übersetzungsgetrieben als auch unmittelbar gekuppelt an. Sie sind bei mittleren Leistungen die billigste Antriebskraft. Als Treibstoff kommt statt Öl vielfach Stadtgas in Frage. — Neben den gelegentlich vorkommenden *Wasserkraftmaschinen* werden *Windräder* für die Versorgung einzelner Gehöfte, Gärtnereien, Eisenbahnhaltestellen usw., selten aber von Gemeinden verwendet, da man sich bei diesen nicht den unberechenbaren Windverhältnissen aussetzen kann, wenn man nicht den Wasserbehälter so groß bemessen will, daß er den Bedarf für die windstille Zeit deckt oder aber einen entsprechend großen Aushilfsmotor vorsieht. — Mit all diesen Antriebsarten trat der unmittelbar gekuppelte *Elektromotor* (meist Drehstrom) in zunehmenden Wettbewerb, insbesondere seit seine Betriebssicherheit durch ringförmig geschlossene Kabel- bzw. Freileitungen erhöht ist. Dazu kommt die Eignung der Wasserwerke für Nachtbelastung (z. B. von 21 bis 6 Uhr), so daß sie durch Herabsetzen der Förderung bei Tag die Spitzenbelastung der Elektrizitätswerke vermindern können.

Unter den in Wasserwerken verwendeten Pumpen hat die *Kolbenpumpe*, auch in der häufig verwendeten Form der Bohrlochkolbenpumpe, bis heute das Feld behauptet; ein wesentlicher Fortschritt wurde erzielt mit der Bauart Meer nach Patent Schoene. Ihr gegenüber ist die *Kreiselpumpe* durch ihren kleineren Wirkungsgrad und die geringere Saughöhe (4 bis 5 m) im Nachteil, was bei Grundwasserfassungen in Trockenzeiten oder bei starken Spiegelschwankungen unter Umständen mißlich sein kann. Durch die neuerdings mögliche lotrechte Welle und tiefe Aufstellung der Pumpe in Verbindung mit achsrecht gekuppeltem Motor (Tauch- oder Unterwasserpumpe) ist dieser Mangel behoben. Bei Tiefen > 25 m hat die Tauchpumpe die anderen Arten von Bohrlochpumpen vollkommen verdrängt und kommt auch bei kleineren Tiefen über 7 m in Betracht¹. Ein besonderer Vorteil der elektrisch angetriebenen Kreiselpumpen ist die Möglichkeit, kleinere und größere Pumpwerke selbsttätig ein- und auszuschalten. Die Vorteile derartiger *voll- oder halbselfsttätiger Pumpwerke* sind ihre hohe Anpassungsfähigkeit an die Verbrauchsschwankungen (statt Hochbehälter nur Windkessel in der Druckleitung)², geringer Platzbedarf, Anlage- und Betriebskosten. Sie eignen sich daher besonders für Gemeinden bis etwa 15000 Einwohnern, Ortsbezirke, Hochzonen, Bahnhöfe, Fabriken und Einzelgehöfte.

Wahlentscheidend dafür, ob bei neu zu bauenden zentralen Wasserversorgungen statt eines Hochbehälters ein vollselfsttätiges Wasserwerk gebaut werden soll, sind: wesentlich niedrigere Anlagekosten als beim Pumpwerk mit Hochbehälter, ausreichend große Wassermengen vor den Pumpen (größter Stundenbedarf, Feuerbekämpfung), störungsfreie Stromlieferung und 100% Ersatzkraft zum Pumpenbetrieb, sorgfältige Auswahl von Zahl und Leistung der Pumpensätze, genügend großer Druckwindkessel oder Standrohr zum Ausgleich kleiner Verbrauchsschwankungen und zur Vermeidung zu großer Schalthäufigkeit der Pumpen.

Unter den Betriebskräften, die zur unmittelbaren Hebung von Wasser benützt werden (Wasser, Dampf, Luft und Gas) stellen bei kleinen (ländlichen) Wasserwerken mit reichlicher Quellschüttung der *hydraulische Widder* und die verschiedenen *Wassersäulenmaschinen* (Lambachpumpe, Schmidtscher und Kröberscher Motor usw.) bequeme und häufig angewandte Förderarten dar. Vorteile: betriebssicher, anpassungsfähig an wechselnden Bedarf, geringer Verschleiß, einfache Wartung. Die unmittelbare Hebung von Wasser durch Dampf (Pulsometer, Dampfstrahlpumpen) kommt für Trinkwasserversorgungen unter anderem wegen der damit verbundenen Temperaturerhöhung kaum in Betracht. Zur Hebung

¹ PFLIEDERER: Z. VDI 80 (1936) S. 253.

² SEGELKEN: Gas- u. Wasserfach 72 (1929) S. 801, 816, 839, 863, 885, 905 u. 928.

von Wasser durch Druckluft dienen Druckluftheber (Mammutpumpe) und durch Gas die in England häufige *Нумпнрхус*che Gaspumpe.

Bei jeder Entscheidung über den Pumpenantrieb wird man an Hand allgemeiner Entwürfe und Kostenangebote der maschinellen und baulichen Anlagen, der Abnahmebedingungen (hinsichtlich Leistung und Verbrauch der Maschinen vgl. auch DIN 1944), der Verzinsungs- und Abschreibungsätze (Tabelle 1) sowie der Aufwendungen für Löhne, Schmierung und Unterhalt, wirtschaftliche Vergleichsberechnungen für die verschiedenen Antriebsarten mit oder ohne Behälter aufstellen und sich nach den örtlichen Betriebsverhältnissen und den Preisen des Betriebsstoffes entscheiden.

Von den einzelnen Pumpen werden eigene *Saugleitungen* (bei Kolbenpumpen $v = 0,6$ bis 1 m/s, bei Kreiselpumpen 2 bis $2,5$ m/s) zu den Sammelbrunnen geführt. Wegen möglicher Luftansammlungen ist das Reibungsgefälle von Saugleitungen mit 50% Sicherheitszuschlag zu berechnen. Bei Raummangel schließt man die Maschinen gruppenweise an eine gemeinsame Saugleitung an. Gleichzeitig werden alle *Druckleitungen* ($v = 1$ bis 3 m/s, bei stark lufthaltigem Wasser wegen Korrosionsgefahr bis 4 m/s) an eine gemeinsame, zum Versorgungsgebiet führende Sammelleitung angeschlossen (Abb. 35). Für die Leitung zwischen Pumpwerk und Verbrauchsgebiet ist die Rohrweite die wirtschaftlichste, bei der die Summe der Jahres- und Betriebskosten ein Kleinstwert ist. Die wirtschaftlichste Geschwindigkeit ergibt sich überschlagig zu:

$$v = 0,5\sqrt[3]{\beta} \text{ bis } 0,6\sqrt[3]{\beta} \text{ m/s,} \quad (43)$$

wo $\beta = t \cdot 360/8760$, d. h. das Verhältnis der tatsächlichen Jahresbetriebsstunden ($t \cdot 360$) zur Jahresstundenzahl bedeutet. Für $\beta = 1$, d. h. täglich $t = 24$ Betriebsstunden, ergibt sich die einfache Näherungsformel $D = k\sqrt{Q}$, wo D in m und Q in m^3/s . Bei Druckleitungen schwankt k zwischen $1,1$ und $1,3$, bei Heberleitungen zwischen $1,5$ und $1,7^1$.

D. Wasserspeicherung.

15. Aufgaben und Anordnung der Behälter.

Die Einrichtungen zur Aufspeicherung des Wassers — Druckkessel², Standrohre, Stollenbehälter, Erd- und Turmbehälter — haben i. a. den *Hauptzweck*, die Schwankungen im Zufluß und Verbrauch — auch bei außerordentlichem Bedarf, z. B. bei Brandfällen — auszugleichen und dadurch die Einzelteile der Wasserversorgungsanlage voneinander unabhängig zu machen. Über die Größe der Verbrauchsschwankungen vgl. A 3 d, S. 1096 und Abbildung 4 (Ausgleichsbehälter). Aber auch die Ergiebigkeit der Wasserbezugsquelle ist Schwankungen unterworfen (Sammelbehälter). Weitere Aufgaben der Behälter können sein: Erzielung gleichmäßigen Versorgungsdruckes, Aufrechterhaltung der Versorgung bei Betriebsstörungen in den Zuleitungen und Pumpenanlagen, Absetzbecken zum Zurückhalten der aus den Quell- und Grundwasserfassungen mitgerissenen Feinsand- und Schlammteile, Übergangsglied von Druck- in Freispiegelleitungen und umgekehrt, Druckverminderung in geschlossenen Leitungen.

Der *Behälterinhalt* ist abhängig von den Verbrauchsschwankungen und der Art des Zuflusses. Er muß um so größer sein, je größer die Verbrauchsschwankungen und je ungleichmäßiger der Zufluß ist. Zunächst müssen Wasserbehälter die Ungleichheiten im *täglichen* Wasserverbrauch aufnehmen. Bei künstlicher Wasserförderung kann man einen Teil der Verbrauchsschwankungen durch Abkürzung der Pumpenbetriebszeit (z. B. am Samstag und Sonntag) ausgleichen. Wo jedoch das Wasser gereinigt oder aus hochgelegenen Quellen zugeleitet wird, kann der gleichmäßige Betrieb selten unterbrochen werden, d. h. die Schwankungen sind dann durch die Wasserbehälter aufzunehmen.

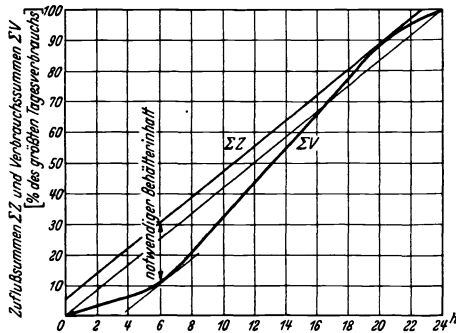


Abb. 39. Ermittlung des erforderlichen Behälterinhaltes bei gleichmäßigem Zufluß aus dem Quellengebiet.

¹ DAHLHAUS: Gas- u. Wasserfach 74 (1931) Heft 7 u. 44.

² HERZOG: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 32 (1937) S. 257, 276 u. 284.

Wichtigste Aufgabe der Wasserbehälter ist es, die *stündlichen* Schwankungen während eines Tages aufzunehmen. Der hierfür notwendige Behälterinhalt wird in der Weise ermittelt, daß man eine Ganglinie des Verbrauchs zugrunde legt (z. B. Abb. 4), mit dieser nach dem Summenlinienverfahren die Verbrauchssummenlinie ΣV aufträgt und die Zuflußsummenlinie in der

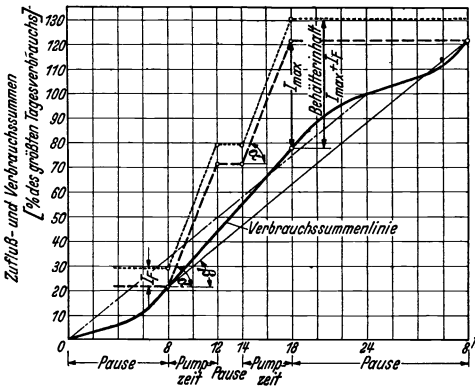


Abb. 40. Ermittlung des erforderlichen Behälterinhaltes bei Pumpenbetrieb.

Weise zeichnet, daß man den Anfangs- und Endpunkt der Verbrauchssummenlinie durch eine Gerade verbindet und gleichlaufend hierzu die Tangente von oben an die Verbrauchssummenlinie zieht (Abb. 39). Der dabei sich ergebende größte Ordinatenunterschied zwischen Zufluß- und Verbrauchssummenlinie entspricht der zum Ausgleich zwischen Zufluß und Verbrauch innerhalb 24 Stunden *mindestens* erforderlichen Behältergröße in % des größten Tagesbedarfes. Abb. 40 zeigt die zeichnerische Ermittlung des Behälterinhalts bei 8stündigem Pumpenbetrieb mit 2stündiger Mittagspause. Wenn also der innerhalb 24 Stunden verbrauchte Behälterinhalt während 8 Stunden gepumpt werden soll, dann ist $tg \alpha = 3 tg \beta$, d. h. die Zuflußsummenlinie hat die als stark gestrichelte Linie gezeichnete Lage und Form. Zu dem als größtem Ordinatenunterschied $max I$ sich ergebenden notwendigen

Behälterinhalt für den Ausgleich kommt dann noch der Löschwasserbedarf I_F für die Feuerwehr (100 bis 300 m³) oder für andere unvorhergesehene Ereignisse (eiserner Bestand)¹, so daß bei Beginn der Behälterfüllung ein Vorrat I_F vorhanden ist. Infolgedessen verschiebt sich die Zuflußsummenlinie in die punktiert gezeichnete Lage, d. h. der Gesamtbehälterinhalt ist $max I + I_F$.

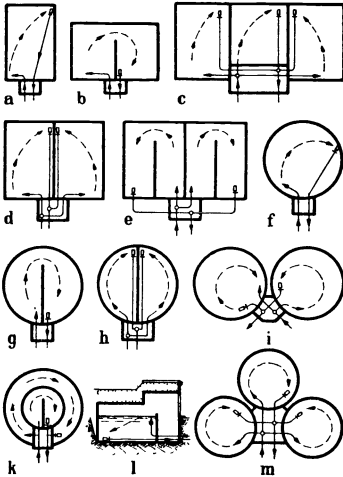


Abb. 41. Grundrißform von Erdbehältern. (Nach SCHOKLITSCH.)

Von weiterem Einfluß auf die Behältergröße kann neben der Art der Bauausführung auch der Zustand des Stadtrohrnetzes und der Hauseinrichtungen sein (Lebensalter!). Weisen diese größere Verluste auf, die Tag und Nacht vorhanden sind, dann können sie die stündlichen Verbrauchsschwankungen nicht nur wesentlich beeinflussen, sondern fast verwischen. Bei Ortschaften bis zu 5000 Einwohnern sollte der Behälterinhalt nicht kleiner als der höchste Tagesverbrauch, aber auch bei größeren Anlagen keinesfalls kleiner als der halbe höchste Tagesverbrauch sein. Zu klein bemessene Wasserbehälter erschweren und verteuern unter Umständen den Betrieb.

Die Forderung, den *Behälterstandort* im Schwerpunkt des Verbrauchsgebietes zu errichten (billigstes Rohrnetz und gleichmäßigster Versorgungsdruck), läßt sich bei städtischen Wasserversorgungen nur selten verwirklichen (Bodengestalt, Grunderwerbskosten); leichter wird dies bei Gruppenversorgungen sein². Um die Behälterkosten möglichst niedrig zu halten, wird man Erdbehälter auf natürliche Anhöhen verlegen. Nur bei Wassertürmen, d. h. wenn eine geeignete Stelle für einen

Erdbehälter fehlt, kann man den Behälter in der Regel möglichst nahe an den Versorgungsschwerpunkt heranrücken. Abb. 5 bis 7 enthalten verschiedene Behälteranordnungen, deren Lagefestsetzung bereits bei A 4 erörtert wurde (S. 1098 ff.).

¹ Behälter unter 100 m³ Inhalt sollten daher auch bei kleinen Landgemeinden nicht vorkommen. DIN FEN 230 Baugrundsätze unterirdischer Löschwasserbehälter fordert mindestens 70 m³.

² LEHR: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 511.

16. Erdbehälter.

Als Baustoffe kommen Bruch- oder Ziegelsteinmauerwerk, Beton und Stahlbeton in Frage. Häufig werden die Umfassungsmauern in Bruchsteinmauerwerk oder in Beton, die Pfeiler, Leitwände und Decken in Stahlbeton ausgeführt. Stahlbeton wird namentlich bei ungünstigen Zufuhrverhältnissen bevorzugt. Der Baustoffverbrauch verhält sich bei Stahlbeton bzw. Beton bzw. Mauerwerk wie 1:2,19:3,38. Bei einkammerigem Behälter ist quadratische Grundrißform, bei zweikammerigem Rechteckform mit dem Verhältnis der Seitenlängen 1:1,33, bei dreikammerigem mit 1:1,5 und bei vierkammerigem mit 1:1,6 am günstigsten.

Zu den wichtigsten Vorarbeiten für einen Behälterbau gehören sorgfältige *Baugrunduntersuchungen*, da ungleichmäßige Setzungen die Dichtigkeit in Frage stellen (DIN 4021 und 4022)¹. Weiter ist Untersuchung des Bodens oder Grundwassers auf betonangreifende Eigenschaften nötig, erforderlichenfalls sind Schutzmittel bzw. -anstriche anzuwenden.

Abb. 41 zeigt die wichtigsten Grundrißformen mit ihrer Rohr- und Wasserführung. Der kreisförmige Grundriß verdient bei Ausführung in Stahlbeton

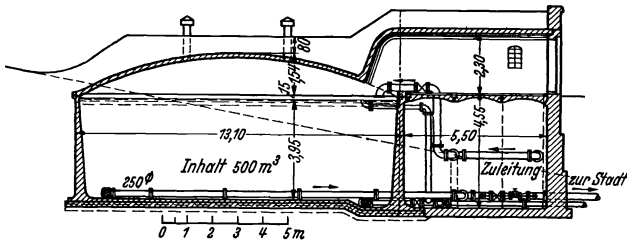


Abb. 42. Kreisrunder zweikammeriger Stahlbetonwasserbehälter der Stadt Brüssel. (Verfasser.)

statisch den Vorzug (nur Längskräfte, keine Biegemomente); er ist der Ribbildung und dem Undichtwerden weniger ausgesetzt (Abb. 42). Die größte Wassertiefe nimmt man² zwischen 2,5 und 6 m. Unrichtig ist, bei Pumpenförderung den Kostenkleinstwert des Behälters lediglich unter bautechnischen Gesichtspunkten anstatt im Zusammenhang mit der ganzen Versorgungsanlage (Hebungskosten) zu ermitteln. Deshalb erhalten Behälter mit Pumpenförderung kleinere Fülltiefen als solche mit Freigefällszuleitungen. Zur Aufrechterhaltung des Betriebes während der Dauer von Reinigungs- und Instandsetzungsarbeiten wird der Behälterinhalt von 25 m³ ab in mindestens 2 Kammern aufgeteilt³. Beim Vorhandensein von nur einer Kammer ist durch eine Umlaufleitung der Betrieb auch bei Ausschaltung der Kammer aufrechtzuerhalten.

Die *Behältersohle* wird gewöhnlich in Stampfbeton mit Gefälle nach dem Leerlauf ausgeführt (Abb. 43)⁴. Gelegentlich besteht sie aus 30 cm Unterbeton (100 kg Z/m³) mit darüberliegender kreuzweise bewehrter Platte von 6 cm Dicke (315 kg Z/m³). Besondere Sorgfalt erfordert die *Behälterdichtung*. Die wasserbespülten Innenflächen erhalten 15 bis 20 mm dicken wasserdichten Zementglattstrich (Vorsicht bei betonangreifendem Wasser!). Die Decke wird zur Entwässerung mit Gefälle versehen und erhält außen eine Abdämmung aus Bitumenpappe. Um das Wasser in langsamem Umlauf zu halten, wird entweder die in Abb. 41 angedeutete Führung der Zu- und Ableitungsrohre oder Leitwände angeordnet. Die gewöhnlich in der Behälterdecke angebrachten Lüftungsaufsätze müssen absichtliche oder zufällige (Insekten usw.) Verunreinigungen von außen verhindern (Schutzkappe, Siebe).

Abb. 44 enthält bezeichnende Fälle der *Rohrführung*. Jede Kammer enthält eine Zu- und Entnahmeleitung, eine Überlauf- und Entleerungsleitung. Vor der Entnahmeleitung ist ein Einlaufsieber oder -sieb anzubringen. Die Stellen, wo Rückschlagklappen (zur Verhinderung des Leerlaufens bei Rohrbrüchen), Schieber, Schwimmer usw. anzubringen sind, zeigt ebenfalls

¹ Richtlinien für bautechnische Bodenuntersuchungen für Entwurfsbearbeiter, Bauausführende und Bauherren, 3. Aufl. Berlin 1941.

² Formeln über die wirtschaftliche Behälterwassertiefe gibt: [10, S. 196] und KÜESTER: Beton u. Eisen 26 (1927) S. 340.

³ Wegen der statischen Untersuchung von Behältern vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. IX, S. 180f., 4. Aufl. Berlin 1934. — Th. PÖSCHL: Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden. Berlin 1926.

⁴ RUSS-LANDEL: Bauztg. 24 (1927) S. 285, 321 u. 357.

Abb. 44. Dazu kommen unter Umständen noch Wassermesser, Wasserstandsfernmelder (mechanische, hydraulische, pneumatische oder elektrische Fernpegel), Meldeanlage bei Erreichung des Brandrückhaltes, Temperaturmeßeinrichtungen (besonders in Turmbehältern). Zuerst wird der Rohrleitungsplan für die *Schieberkammer* entworfen (übersichtliche Anordnung, wenig Form-

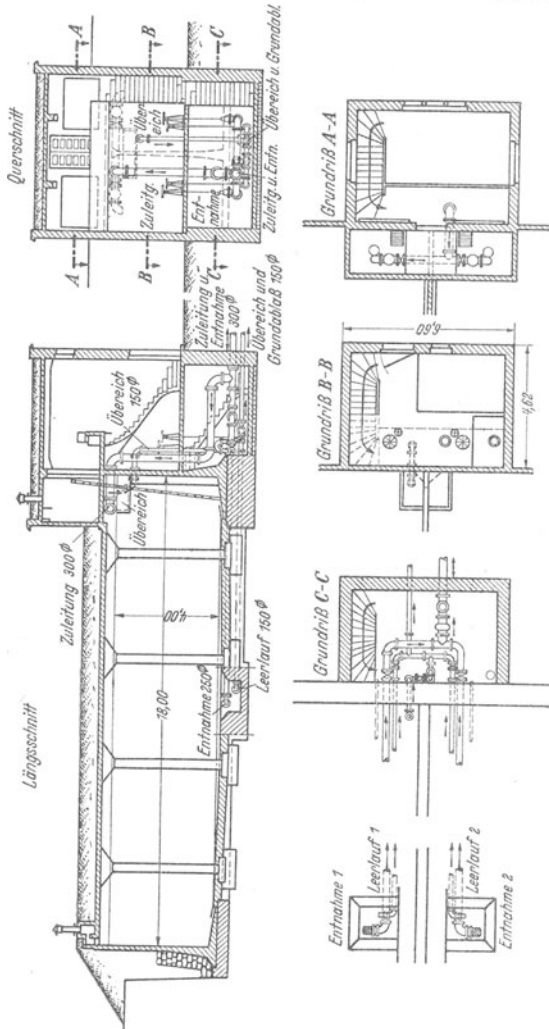


Abb. 43. Hochbehälter II Geroknube in Stuttgart (2000 m³ Nutzinhalt). (Nach Russ-LANDEL.)

stücke, Rücksicht auf Einbau- und Instandsetzungsarbeiten) und dann erst der Umriß der Schieberkammern bearbeitet. Diese sollen geräumig und hell sein. Wegen des lästigen Schwitzens sollen im Behälterinnern Eisenteile (Geländer, Stege usw.) möglichst vermieden und Stahlbeton dafür gewählt werden. Als Kälteschutz dient eine 1 bis 1,5 m hohe *Erdaüberschüttung* über der aus Pilzplatte, Rippenplatte, Gewölbe, Kuppel- oder Schalengewölbe Patent Zeiß-Dywidag bestehenden Decke, bei deren Aufbringung auf die der statischen Berechnung zugrunde gelegten Belastungszustände zu achten ist. Besonders bei der Schieberkammer ist der Kälteschutz wichtig. Zur Gewichtsersparnis der Behälterüberschüttung können auch Wärmedämmschichten aus organischen (Torf, Kork usw.) und anorganischen (Kieselgur, Schlacke, Bims usw.) Stoffen unter der 25 cm dicken Mutterbodenschicht angewandt werden.

17. Wassertürme.

Sie werden nötig, wenn Geländehochpunkte für Erdbehälter fehlen oder ein 4 bis 6 m über Gelände gestellter Stahlbetonbehälter nicht genügt, um — abgesehen von *einzelnen*, mittels Hauspumpen zu versorgenden Anwesen — die

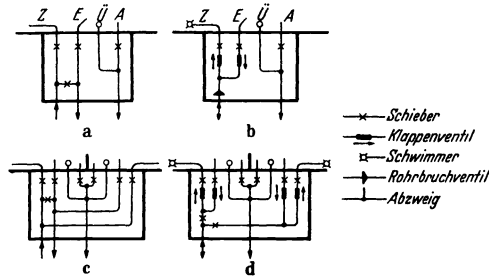


Abb. 44. Rohrführung in der Schieberkammer. (Nach SCHOKLITSCH.)

Ortschaft mit in allen Stockwerken freiauslaufendem Wasser zu versorgen. An ihre Stelle können in diesem Fall auch selbsttätige Elektropumpwerke mit Druckwindkessel treten. Wo Brandbekämpfung durch Hydrantendruck gefordert wird,

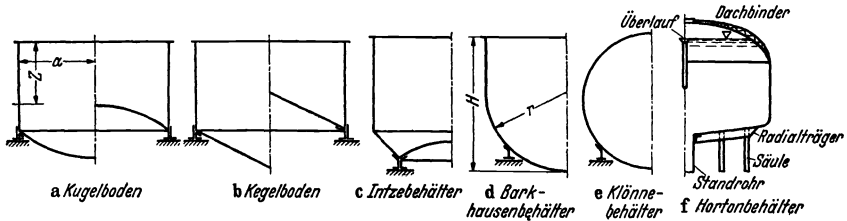


Abb. 45. Behälterformen bei stählernen Wassertürmen.

ist der Turmbehälter 18 m höher als der Hausversorgungsdruck anzuordnen (Wirtschaftlichkeitsvergleich mit eigener Feuerlöschpumpe!). Da die Baukosten von Wassertürmen mindestens das 4fache gleich großer Erdbehälter betragen,

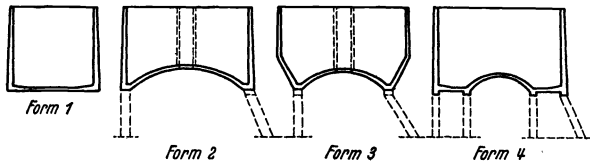


Abb. 46. Die Formen kreisförmiger Stahlbetonbehälter.

ist sparsamste Inhaltsermittlung nötig ($\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ des höchsten Tagesverbrauchs) Als Baustoffe kommen Stahl, Stahlbeton und Holz in Frage. Die günstigste Grundrißform für den Behälter ist der Kreis. Ist a der Halbmesser des Behälterzylinders in cm, z die Tiefe der Schnittfläche unter dem Wasserspiegel, σ die zulässige Beanspruchung in kg/cm^2 und $\gamma = 0,001 \text{ kg/cm}^2$, dann ist die Wanddicke:

$$\delta = \gamma \cdot \frac{a \cdot z}{\sigma} \tag{44}$$

Bei Ausführung in Stahl wird der Behälterboden aus Teilen von Kugeloberflächen oder Kegeln zusammengesetzt (Stütz- und Hängeböden).

Die bekanntesten Bauformen sind die von INTZE (Abb. 45c), von BARKHAUSEN (Abb. 45d) und der KLÖNNESCHE Kugelbehälter (Abb. 45e). In den USA. hat in jüngster Zeit der Hortonbehälter (Abb. 45f) Verbreitung gefunden¹.

Bei Ausführung in Stahlbeton² werden für gewerbliche Zwecke als Traggerüst nicht selten Fabrikshornsteine verwendet. Die Behälterform besteht aus einem Zylinder mit Kreis-, Ring-, Kuppel- oder Hängeboden (Abb. 46). Im Gegensatz zu Stahl wird jedoch vielfach quadratischer Grundriß mit ebenem Boden ausgeführt. Die Unterhaltungskosten sind viel geringer als bei Stahlbehältern. Dies, wie auch die größere Anpassungsfähigkeit in der Formgebung und der leichtere Temperaturschutz sind im wesentlichen die Gründe der zunehmenden Verwendung von Stahlbetonturmbehältern.

Holzbehälter kommen bei uns nur für vorübergehende oder gewerbliche Zwecke in Frage; bei kleinen Abmessungen werden sie kreisförmig aus Dauben zusammengesetzt, sonst quadratisch oder rechteckig.

Ansprechende architektonische Gestaltung des Turmes ist wegen des entscheidenden Einflusses auf das Stadtbild unbedingt nötig. Die billige Auflösung des Unterbaues in Säulen (offene Türme) befriedigt selten. Bei der Gründung sind ungleichmäßige Setzungen zu verhindern (durchgehende Stahlbetonplatte oder Stahlbetonringplatte, sorgfältige Entwässerung). Besondere Sorgfalt erfordert der Wärmeschutz des Behälters und der Rohrleitungen (Luftmantel, Dämmschichten aus Kork, Torfmoos usw.). Im Innern des Turmunterbaues finden Platz: Rohrleitungen, Treppen, Pumpen, Reinigungsanlagen, Wohnungen, Diensträume usw. Bezüglich Führung der Rohrleitungen vgl. Abb. 47; wichtig sind dabei bewegliche Ausgleichrohre.

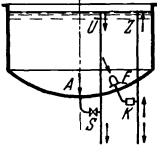


Abb. 47. Anordnung der Rohre bei Turmbehältern. (Nach SCHOGLITSCH.)

Bemerkenswerte Lösungen ergeben sich bei der in den USA. häufigen Bauform (auch in Kopenhagen ausgeführt) von Gruppen zylindrischer, nebeneinander stehender stahlerner Wassertürme (2 bis 15 Stück von 6 bis 45 m Durchmesser und bis zu 30 m Höhe)³. Besondere Rücksichtnahme erfordern Wassertürme in erdbebengefährdeten Gegenden⁴.

E. Leitung und Verteilung des Wassers.

18. Planung und Bau von Leitungen.

a) Die Hauptspeiseleitungen⁵

liegen zwischen Fassung, Pumpwerk und Ortschaft. Ihre Förderwassermenge hängt vom Vorhandensein und der Lage eines Hochbehälters ab (ID S. 1131). Je nach Höhenlage der Wasserfassung gegenüber dem Verbrauchsgebiet wird das Wasser in Freispiegel- oder Druckleitung zugeleitet (Abb. 48). Der Durchmesser der Pumpendruckleitung bestimmt sich überschläglich nach Gl. (43). Zur Vermeidung von Luftansammlungen sind zügige Leitungsführung, nicht allzu viele Gefällsbrechpunkte und Leitungsgefälle $> 1:5 D$ (D = Rohrlichtweite in mm) nötig; wo letzteres nicht möglich, reichlichere Lichtweitenwahl (nächst höhere Nennweite). Als Leitungsmittel kommen in Betracht: Rohrleitungen bis zu Fördermengen von etwa 1000 l/s, darüber hinaus ortsfest gebaute Leitungen aus Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk, Stampf- oder Stahlbeton.

Ortsfest gebaute Leitungen und Rohrleitungen erhalten in gewissen Abständen Zugangs- und Absperrmöglichkeiten (in Rohrleitungen alle 1 km). An den Tiefpunkten der Leitungen sind Entleerungen, an den höchsten Punkten Entlüftungen anzuordnen. Bei großer Fallhöhe der Hauptspeiseleitung kann Druckverminderung durch Einbau von Unterbrechungsschächten nötig werden. Die Scheitelüberdeckung hat sich nach den örtlichen klimatischen und Bodenverhältnissen zu richten. Ein Boden ist frostgefährlich, wenn er mehr als 3 Gewichtsundertel Feinkorn unter 0,02 mm enthält⁶. In Westdeutschland reichen 1,10 bis 1,30 m, in Mitteldeutschland 1,50 m und in Ostdeutschland sowie in den nordischen Ländern 1,80 bis 2,00 m als Scheitelüberdeckung aus.

¹ Engng. News. Rec. 108 (1932) S. 279.

² Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. IX. 4. Aufl. Berlin 1934.

³ Bauing. 10 (1929) S. 538.

⁴ Brown: Engng. News. Rec. 113 (1934) S. 424. — RUGE: Civ. Engng. 30 (1935) S. 455; Proc. Amer. Soc. civ. Engrs. 63 (1937) S. 883.

⁵ Vgl. die vom Reichswirtschaftsminister herausgegebenen „Richtlinien für die Verlegung und den Bau von Hauptversorgungsleitungen (Elektrizität, Gas und Wasser)“. — Man unterscheidet Hauptspeiseleitungen, Hauptversorgungsleitungen, Versorgungsleitungen und Zuleitungen. — Sinnbilder für Rohrleitungen und Formstücke DIN 2429 und 2430.

HANNEMANN: Gas- u. Wasserfach 83 (1940) H. 33 S. 403.

An Stelle der früher häufigen *Talkreuzungen* durch Leitungsbrücken wählt man heute Duker (Schutz gegen Beschädigung!), zur höheren Betriebssicherheit womöglich mit Doppelrohrstrang, dem jedoch zum Schutz vor gegenseitiger Unterspülung bei Rohrbrüchen genügender Abstand zu geben ist.

Sind $K = m \cdot D$ die Kosten für 1 m Leitung von der Lichtweite D , dann ist für die Wassermenge Q :

$$D = \sqrt[5]{\frac{\lambda \cdot Q^2}{J}}$$

Werden anstatt einer Leitung n Leitungen mit einer Fördermenge Q/n verlegt, dann ist:

$$D_n = D \cdot \sqrt[5]{\left(\frac{1}{n}\right)^2}$$

$$K_n = n \cdot m \cdot D = n \cdot m \cdot \sqrt[5]{\left(\frac{1}{n}\right)^2 \cdot D} \quad (45)$$

Daraus ergibt sich für:

$$\begin{array}{lll} n = 2 & D_n = 0,75 \cdot D & K_n = 1,52 \cdot m \cdot D \\ n = 3 & D_n = 0,64 \cdot D & K_n = 1,89 \cdot m \cdot D \end{array}$$

Wo die *Kreuzung von Wasserläufen* nicht unter Benützung von Brücken möglich ist, werden die Rohre mit Betonummantelung unter der Flußsohle verlegt. Bei Strömen wird der Rohrstrang vom Gerüst aus an Spindeln aufgehängt oder schwimmend in ganzer Länge (geschweißt) oder in Abschnitten versenkt, die durch Taucher verbunden werden. Bei Lichtweiten bis 110 mm können auch Rohrkabel verwendet werden.

Bei *Bahnunterkreuzungen* werden Stahlrohre verwendet, die man — je nach Wichtigkeit der Bahnlinie — in ein größeres Schutzrohr oder weitere Leitung verlegt, die bei Bruch ungefährdeten Abfluß gewährleisten. Das Schutzrohr kann durch hydraulische Pressen ohne Betriebsstörung unter der Bahnlinie hindurchgedrückt oder gebohrt werden. Indes wird die Zweckmäßigkeit von Schutzrohren heute mit Recht stark angezweifelt. Bei weitergehenden Ansprüchen ist unter dem Bahnkörper eine begehbare Leitung (Leitungsgang) zu erbauen.

Die Ausführung von *Stollenleitungen*¹ bedarf besonderer Sorgfalt, da Ausbesserungsarbeiten lange Betriebsunterbrechungen erfordern. Bei standhaftem Gebirge werden Sohle und Wände bis über Wasserspiegelhöhe mit Beton (0,2 bis 0,4 m) ausgekleidet. Bei nachgiebigem Gebirge ist der ganze Querschnitt auszubetonieren. Als Mindestausbruchquerschnitt empfiehlt sich 2,2/4,8 m, d. h. eine lichte Höhe von 1,8 m und eine lichte Breite von 1,4 m im ausgekleideten Stollen. Ortsfest gebaute und Stollenleitungen erhalten zur Verringerung der Reibungsverluste und aus hygienischen Gründen (regelmäßige Reinigung notwendig!) inneren geschliffenen Zementverputz von 15 bis 20 mm.

b) Für Rohrleitungen²

stehen bei geringem Innendruck ($p < 1$ bis 2 at) *Beton- und Steinzeugrohre*, letztere besonders bei Quellfassungen und Sickerungen zur Verfügung (DIN 4032, 4033, 1230). Bei höheren Anforderungen an die Innen- und Außen-druckfestigkeit sowie den Abschleifwiderstand kommen unbewehrte und bewehrte Betonrohre, bei Vorliegen geeigneter Verhältnisse auch Holzrohre in Betracht. *Stahlbetonrohre* (DIN 4035 bis 4037) empfehlen sich wegen der mit ihnen verbundenen Stahlersparnis bei Rohrleitungen außerhalb von Ortschaften besonders in der Form von fabrikmäßig hergestellten Schleuderbetonrohren ohne und mit vorgespannter Bewehrung und Spannbetonrohren [11]³. *Eisenrohre* stehen mit Stemm- oder Schraubmuffen sowie mit Flanschen (DIN 2410) in Gußeisen (DIN 2411, 2420, 2422, 2431, 2432, 2435 U, 2437, innen und außen asphaltiert) und Stahl (wassergasüberlappt DIN 1628 und 2453, elektrisch und autogen geschweißt DIN 2452 und 2454, genietet nach DIN 2455) oder nahtlos gewalzt oder gepreßt nach DIN 2448 bis 2451, 2460, 2461, beiderseits asphaltiert (neuerdings Steinkohlenteerpechmasse) und außen mit Wollfilzpappe oder Schirting geschützt) mit Hochdruck-Schraubmuffe mit nachstellbarer Gummidichtung und Bolzenmuffe \varnothing 40—600 mm zur Verfügung⁴. Als innerer Rohrschutz kommt auch eingeschleudertes Bitumen- oder Zementmörtelfutter zur Anwendung. Bei festem Baugrund und nicht zu hohen Betriebsdrücken (= statischer Druck + Druckanstieg infolge Wasserschlägen usw., s. Abb. 48) können Gußeisenrohre (Sandguß bis 10 at, Schleuderguß bis 15 at, 60 bis 400 mm l. W., 5 m Baulänge) verwendet werden.

¹ Über die günstigste Stollenform vgl. PERNT: Wasserwirtschaft Wien 48 (1925) S. 29, 43, 63 u. 83. — E. SCHLEIERMACHER: Wasserabfluß durch Stollen. München u. Berlin 1928. — WIEDEMANN: Ausführung von Stollenbauten in neuzeitlicher Technik. Berlin 1937.

² SCHWEDLER-VON JÜRGENSONN: Handbuch der Rohrleitungen, 2. Aufl. Berlin 1939. — STRADTMANN: Stahlrohr-Handbuch. Essen 1940. — MARQUARDT: Der Bau eingebetteter Rohrleitungen aus Massivbaustoffen. Forschungen und Fortschritte im Bauwesen. Reihe A, H. 2. Berlin 1942.

³ Vorspannung im Eisenbetonbau. Berlin 1940.

⁴ Nennweiten handelsüblicher Rohre vgl. DIN 2402.

Höhere Betriebsdrücke bedingen verstärkte, auf Kosten der Lichtweite gehende Wandungen. Bei höheren Betriebsdrücken (> 10 at) oder unsicherem Baugrund stehen nahtlose Flußstahlrohre nach DIN 1625, 1626, 1629, 2460 (bis 1700 mm l. W.) oder geschweißte bzw. genietete Stahlrohre (DIN 1628, 1629, 2461) zur Verfügung. Listen über die Formstücke (DIN 2429, 2430, 2829 bis 2832, 2835 bis 2838), Abmessungen und Gewichte von Eisenrohren enthalten die Ingenieurkalender und Firmenkataloge. Seit einigen Jahren werden auch *Asbestzementrohre* (8% Asbest) der Asbestzement A. G., Berlin-Rudow und der Eternit-Werke Ludwig Hatschek, Vöcklabruck, Oberösterreich, in Baulängen bis 4 m und Lichtweiten bis 1000 mm bei Betriebsdrücken bis zu 10 at (kleinere Lichtweiten bis zu 37,5 at) verwendet,

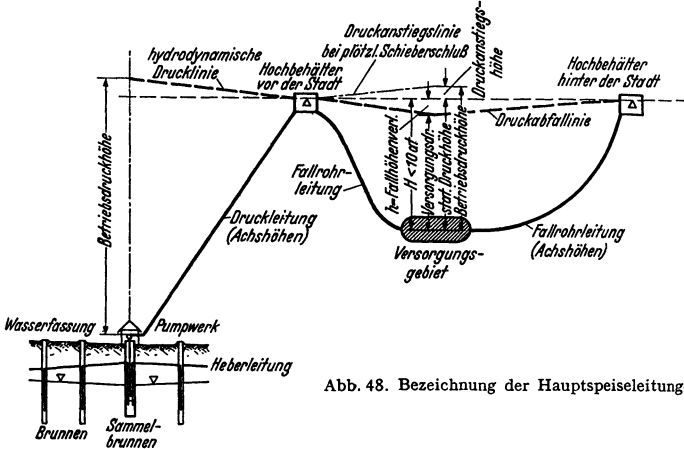


Abb. 48. Bezeichnung der Hauptspeiseleitungen.

wobei als Rohrverbindung die Simplex- oder Gibault-Kupplung mit Gummiringen dient. Nach einem anderen Verfahren werden die — hinsichtlich ihrer Festigkeitseigenschaften streuungsreicheren — Toschi-Muffendruckrohre der Torfitwerke G. A. Haseke u. Co., Bremen-Hemelingen hergestellt ($D = 60$ bis 300 mm, $l = 3$ und 4 m, $p = 5, 10$ und 15 at). Im Bergbauggebiet sind Asbestzementrohre wegen der Sprödigkeit des Werkstoffes nicht zu empfehlen. Bei ungünstigem Boden sollten nur Lichtweiten > 100 mm verwendet werden. Bei besonders ungünstigen Wasser- und Bodenverhältnissen kommt als Rohrwerkstoff auch eine aus teerartigen Bindemitteln und Gesteinsgrus bestehende Masse in Frage, z. B. Prodorite- und Karbobit-Rohre. Ein ebenfalls säurefestes Rohr stellt neuerdings die Heinrich Schrickler K.G. in Vach bei Nürnberg mit Bitumen, Naturasphalt und einem Kunststoff auf Phenolbasis als Bindemittel und Asbest und Speckstein als Zuschläge in l. W. von 40 bis 300 mm und $l = 6$ m mit Muffenverbindung her.

c) Verlegen und Dichten.

Besonders wichtig ist sachgemäßes Verlegen und Dichten der Rohrleitungen von den tieferen nach den höheren Punkten auf 5 bis 10 cm dickem durchgehendem Sandbett, so daß die Leitung auf keiner unnachgiebigen Erhöhung der Rohrgrabensole (Felsen, Mauerreste) „reitet“ (Bruchgefahr!). Bei Stahlrohren empfiehlt sich Umbetten mit nicht angreifendem Boden (Kiessand). Die Widerstandsfähigkeit gegen Außendruck kann durch Verlegen auf durchgehender Betonschale erhöht werden [11, S: 529f.]. Bei Wasserversorgungsanlagen kommt Verlegen der Rohre auf Einzelstützen oder ohne Erdüberdeckung kaum vor. Bei Richtungswechsel entstehende Knickpunkte sind durch besondere Betonklötze festzulegen. Grobe Steine dürfen erst von 20 cm über dem Rohrscheitel ab in den Rohrgraben eingefüllt werden. Bei Stahlrohren mit äußerem Schutzüberzug oder -anstrich ist sorgfältige Ausbesserung von Schadensstellen vor der Rohr-

grabeneinfüllung (z. B. durch Denso-Binde) besonders wichtig. Vorher ist die Leitung in Abschnitten von 250 bis 500 m auf Innendruck zu prüfen¹.

Bei Lößboden sind Rohrleitungen aus Gußeisen, Steinzeug und Beton gegen die Schwellkräfte des Lößleimes in einer bis 20 cm über Rohrscheitel reichenden Kiespufferschicht zu verlegen (Schutz gegen Rohrbrüche und Leitungsverdrückungen).

Das *Dichten* der Leitungen geschieht bei *Eisenrohren* mit *Stemmuffen* unter Einstemmen von trockenen bzw. in Leinöl getränkten und mit Kalkstaub bestreuten bzw. geteereten oder bituminierten Hanfstricken oder (im Inland) von Holzwolle (verstricken). Hierauf wird die Muffe bei Inlandsausführungen mit Riffelaluminium, Aluminiumwolle, Plattaluminium, Weicheisendraht, Sinterit I oder Metallzement, bei Auslandsarbeiten mit Blei (Guß- oder Riffelblei, Bleiwolle) ausgefüllt und verstemmt. Indes liegen abschließende Erfahrungen mit den drei erstgenannten Heimstoffen, insbesondere mit Sinterit, noch nicht vor². Bei den — weil einfach und sicher auszuführen — immer häufiger werdenden *Schraubmuffen* (Stahlrohre 40 bis 300 mm l. W., Gußeisenrohre 30 bis 800 mm l. W.) wird die Abdichtung durch einen Gummiring mit Schraubring oder Gummirolldichtungen bewirkt (DIN 3525 bis 3527 U, 3511 bis 3519 U, 1397 U, 2435 U, 2437, 2465 U). *Flanschrohre* werden durch Flachringe aus Blei, Klingerit, Gummi usw. gedichtet und verschraubt; besonders vorteilhaft ist das neue zwischendichtungslose Abdichtungsprinzip Dilo von Hans Zeller, Dresden A. 44. Vorzug der Muffenleitungen gegenüber den zugfesten Flanschleitungen ist, daß Langsbewegungen und -kräfte durch die Beweglichkeit der Muffen verteilt und verkleinert werden. Im Wasserleitungsbau gewinnt neuerdings auch die *Schweißverbindungen* bei größeren Lichtweiten zunehmende Bedeutung.

Bei *Steinzeugrohren* DIN 1230 wird eine Lage geteerter Hanf- oder Holzwollestrick eingebracht und der Rest der Muffe bei drucklosen Rohren mit Letten oder Ton (Gefahr der Wurzelverwachsung!), bei höheren Ansprüchen mit Asphaltkitt (DIN 1996) gedichtet. Bei *Betonrohren* werden als Dichtungsstoffe bildsamer Ton, Zement oder Zementmörtel, Schwefelsandmischung mit Asphalt und Teer, Asbeston, Gummi usw. verwendet, je nachdem es sich um Falz-, Rillen-, Glocken- oder Überschiebemuffendichtungen handelt.

Bei langen Leitungen erfordern die hydrodynamischen Erscheinungen besondere Rücksichtnahme in bezug auf Ausrüstung mit Armaturen (Absperr- und Regelschieber, Rohrbruchventile), Druckregler, Standrohre usw. Zu weitgehende Selbung kann die Betriebssicherheit der Leitung gefährden³.

d) Das Reinigen der Rohrleitungen

von Sand, Schlamm und Ausscheidungen von Kalk, Eisen und Mangan ist nötig, um Querschnittsverengerungen⁴ sowie Trübung und Färbung des Wassers zu verhindern. Hierzu dienen regelmäßige Spülungen und Anwendung von Geräten, die mit Bürsten, Messern und Schneiden versehen sind und vom Wasserdruck durch die Leitung bewegt werden; auch Auflösen durch verdünnte Säuren ist möglich. Indes sollten diese Maßnahmen nur dann angewandt werden, wenn gleichzeitig durch Beeinflussung der Wassereigenschaften die Ursachen der Rohrverkrustung beseitigt werden.

19. Die hydraulische und statische Berechnung von Rohrleitungen⁵.

a) Höhenverluste bei Querschnitts- und Richtungsänderungen.

Ist $v = Q/F$ die mittlere Geschwindigkeit in der geraden Rohrleitung, dann werden die Druckhöhenverluste durch Widerstandsziffern ζ ausgedrückt: $h = \zeta \frac{v^2}{2g}$.

1. **Eintrittsverluste.** Beim Eintritt in eine Leitung wird das Wasser von der Zulaufgeschwindigkeit v_0 auf v hinter dem Einlauf beschleunigt, so daß der Verlust an Spiegelhöhe

$$h = \zeta \frac{v_0^2 - v^2}{2g} \tag{46}$$

oder bei vorher ruhendem Wasser ($v_0 = 0$):

$$\zeta \text{ beträgt bei} \quad h = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g}, \tag{47}$$

scharfkantiger Abzweigung der Leitung	0,25
sehr guter Abrundung	0,05 bis 0,005
freiem Vorstehen des Rohranfanges	0,56
desgleichen mit scharfen Kanten	3,00

Zweigt die Leitung scharfkantig unter dem Winkel α ab, dann ist:

$$\zeta = 0,5 + 0,3 \sin \alpha + 0,2 \cdot \sin^2 \alpha. \tag{48}$$

¹ RICHARTZ: Technik und Unfallverhütung beim Herstellen von Leitungsgräben und beim Verlegen von Leitungen in der Erde. Berlin-Wien-Leipzig 1939. — MARQUARDT: Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 62, 78 u. 86.

² Merkblatt 1 für die Ausführung von bleisparenden Muffenverbindungen vom September 1935 und DIN 1986U „Muffenverbindungen für gußeiserne Muffendruckrohre und Formstücke“. — SCHEMEL-CLODIUS: Gas- u. Wasserfach 80 (1937) S. 151 u. 187; 79 (1936) S. 145 u. 592.

³ HANNEMANN: Gas- u. Wasserfach 78 (1935) S. 317. — WIEDERHOLD: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 138.

⁴ LEHR: Gesundh.-Ing. 52 (1929) S. 145.

⁵ WEYRAUCH-STROBEL: Hydraulisches Rechnen, 6. Aufl. Stuttgart 1930. — RICHTER: Rohrhydraulik. Berlin 1934.

2. Durchtrittsverluste, wie sie bei Pfeiler- usw. -Einbauten, Rechen auftreten, sind dem Eintrittsverlust wesensgleich und nach Gl. (46) und (47) zu berechnen¹.

3. Krümmungsverluste werden noch vielfach nach WEISBACH berechnet. Ist D = Rohrdurchmesser und R = Achshalbmesser des Krümmers, dann ist:

$$\zeta = 0,13 + 0,16 \left(\frac{D}{R} \right)^{3,5}. \quad (49)$$

Hierzu kommt noch der im geraden Rohr gleicher Länge sich einstellende Reibungsverlust. Neuere Versuche über Verluste in Rohrverzweigungen und Krümmern, bei denen sich der Krümmerverlust — im Gegensatz zu WEISBACH — auch vom Ablenkungswinkel abhängig zeigte, sind in den Mitteilungen des Hydraulischen Institutes der Technischen Hochschule München veröffentlicht². Krümmerverluste müssen besonders bei häufiger Wiederholung scharfer Krümmungen (Hausleitungen) berücksichtigt werden.

4. Höhenverlust bei Querschnittserweiterung. Ist v_0 = Fließgeschwindigkeit vor, v_u jene hinter der Erbreiterung in m/s, dann ist:

$$h = \frac{(v_0 - v_u)^2}{2g}. \quad (50)$$

Für genauere Berechnungen der Druckhöhenverluste in Querschnittserweiterungen und Verengungen, Schiebern und Klappen, die weitgehend von der Bauart abhängen ($\zeta = 0,1$ bis $1,5$) siehe Sonderwerke [4], [22]³.

b) Druckhöhenverluste durch Wandreibung⁴.

Es ist

Q = die in einer Leitung fließende Wassermenge in m³/s,
 v = Fließgeschwindigkeit in m/s,
 U = benetzter Umfang in m,
 F = Wasserquerschnitt in m²,
 $R = F/U$ = hydraulischer Radius in m,
 J = Wasserspiegelgefälle je Längeneinheit (bezogene Fallhöhe) infolge Reibung des Wassers an den Gerinnewandungen (Druckliniengefälle),
 l = Leitungslänge in m, d. h. die in der Rohrachse gemessene „wahre“ Länge,
 k = Geschwindigkeitsbeiwert der Formel von BRAHMS-CHÉZY, der den Rauigkeitsgrad des Profils berücksichtigt, in m^{1/2}/s.

Dann ist nach BRAHMS-CHÉZY

$$v = k \cdot \sqrt{\frac{F}{U} \cdot J} = k \sqrt{R \cdot J} \quad (51)$$

oder

$$J = v^2/k^2 \cdot R. \quad (52)$$

Der Druckhöhenverlust auf der Strecke l ist:

$$h = J \cdot l = v^2 \cdot l/k^2 \cdot R. \quad (53)$$

Von den zahlreichen, für die Berechnung von Wasserleitungsrohren aufgestellten Formeln sind die bequemsten und beim heutigen Stand der Rohrhydraulik zuverlässigsten:

STRICKLER⁵:

$$v = k \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}; \quad (54)$$

LUDIN⁶:

$$v = k \cdot R^{0,65} \cdot J^{0,54}. \quad (55)$$

Die hierbei in die Rechnung einzuführenden und für Nenndurchmesser von 100 bis 350 mm und mittlere Geschwindigkeiten von 1,50 m/s geltenden Geschwindigkeitsbeiwerte sind der Tabelle 12 zu entnehmen⁷. Daneben sei noch die Formel von KUTTER erwähnt:

$$Q = \frac{39,25 \cdot D^3}{2m + \sqrt{D}} \cdot \sqrt{J}, \quad (56)$$

¹ Weiteres vgl. KIRSCHMER: Untersuchungen über den Gefällsverlust an Rechen. Mitteilungen des hydraulischen Institutes der Technischen Hochschule München 1926, H. 1.

² H. 1 (1926) S. 75; H. 2 (1928) S. 70, 72; H. 3 (1929) S. 45, 68, 121; H. 4 (1931) S. 70; H. 5 (1932) S. 53.

³ VIESOHN: Gas- u. Wasserfach 75 (1932) S. 679, 695, 715, 735, 838.

⁴ POSPISCHIL: Z. öst. Ver. Gas- u. Wasserfachm. 59 H. 13/14. — JAEGER: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 31 (1936) S. 273. — NEUMANN: Gas- u. Wasserfach 82 (1939) S. 217, 232, 308 u. 452. Gesundh.-Ing. 63 (1940) S. 91. — ZIMMERMANN: Arch. Wärmew. 21 (1940) S. 133.

⁵ STRICKLER: Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. Bern 1923.

⁶ LUDIN: Ermittlung der Fließwiderstände in Asbestzementrohren. (Mitteilung Nr. 13 des Institutes für Wasserbau der Technischen Hochschule Berlin.) Würzburg 1932.

⁷ EHRENBARGER: Wasserwirtschaft u. Technik, Wien 2 (1935) S. 277. — BRINKHAUS: Gas- u. Wasserfach 79 (1936) S. 773.

wo je nach dem Rauigkeitsgrad $m = 0,20$ bzw. $0,25$ bzw. $0,35$ ist. Bei Ermittlung der Rohrlichtweite D werden Abzweige, Bögen, Schieber usw. bei vorstehenden Formeln nicht berücksichtigt.

Tabelle 12. Geschwindigkeitsbeiwerte k für neue Wasserleitungsrohre und Abminderungszahlen m zur Ermittlung der k' -Werte für gebrauchte Leitungen (Mittelwerte!).

Rohrart	Einzelrohrlänge m	k nach		m	Anmerkung
		STRICKLER	LUDIN		
Asbestzement	6,0	120	134	1,0—1,04	} $k' = m \cdot k$
Mannesmann	9,0—12,0	114	126	0,90	
Schleuderguß	4,0	110	120	?	
Sandguß	2,0—4,0	95	106	0,7—0,8	
Genietete Stahlrohre*	1,5—3,0	90	110	0,7	

* Überlappt, einreihig genietet, $D = 700$ mm. Alles auf Nenndurchmesser und $v = 1,50$ m/s bezogen.

c) Gesamte Druckhöhenverluste.

Zur Vermeidung von Fehlern und Erhöhung der Übersichtlichkeit sollen die Ergebnisse der hydraulischen Berechnung listenförmig dargestellt und in den Übersichtslängenschnitt der Zuleitung eingetragen werden. Die Summe aller in der Zuleitung usw. vorkommenden Druckhöhenverluste ist nach Gl. (46) und (53):

$$\sum H = (1 + \zeta) \frac{v^2 - v_0^2}{2g} + \sum \zeta_n \frac{v_n^2 - v_{n-1}^2}{2g} + \sum \zeta_{Kr} \cdot v^2 + \sum \frac{v^2 \cdot l}{k^2 \cdot R} \quad (57)$$

Eintritt Durchtritte Krümmungen Wandreibung

Mit $v = Q/F$, $v_0 = Q/F_0$ usw. wird:

$$\sum H = \left\{ (1 + \zeta) \frac{1}{F^2} - \frac{1}{F_0^2} + \sum \zeta_n \frac{1}{F_n^2} - \frac{1}{F_{n-1}^2} + \sum \zeta_{Kr} \cdot \frac{1}{F^2} + \sum \frac{1 \cdot l}{k^2 \cdot F^2 \cdot R} \right\} \cdot Q^2 \quad (58)$$

Zur Verringerung der Druckhöhenverluste gibt es drei Möglichkeiten:

a) Hydraulisch günstigste Querschnittsgestaltung. Nach neueren Versuchen¹ ergibt sich bei Kreis- und ähnlichen Profilen die größte Wasserführung bei volllaufendem Rohr und nicht bei 0,95 d . Freispiegelleitungen vermeidet man bei Eisenrohren wegen Rost- und Krustenbildung, bei Holzrohren wegen Faulnis. Günstigste Querschnittsform für Druckleitungen ist (meist auch in statischer Beziehung) der Kreis mit $R = d/4$.

b) Verringerung der Wandrauigkeiten durch regelmäßige und glatte Leitungswandungen.

c) Verringerung der Fließgeschwindigkeit durch Wahl des wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmessers (IC 14 S. 1131). Indes wählt man bei flachen Rohrstrecken $\min v = 0,5$ bis 1 m/s, um Versanden und Verschlammungen, bei Eisenrohren $\min v > 0,8$ m/s (bei kohlenstoffhaltigem Wasser mehr), um zu starkes Rosten oder Verkrustung zu verhindern.

d) Leitungsberechnung.

Für das gefüllte Kreisrohr vom Halbmesser r ist:

$$U = 2 \pi \cdot r; \quad R = r/2 \quad (59)$$

$$Q = 2,221 k \cdot \sqrt{r^5 \cdot J} \quad (59)$$

$$v = 0,707 k \cdot \sqrt{r \cdot J} \quad (60)$$

$$J = \frac{64}{k^2 \cdot \pi^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5} = \lambda \cdot \frac{Q^2}{D^5} \quad (61)$$

$$D = \sqrt[5]{\lambda \cdot \frac{Q^2}{J}} \quad \text{bzw.} \quad \sqrt[5]{\frac{l}{k} \cdot \left(\frac{Q}{23,2}\right)^2} \quad (62)$$

k ergibt sich aus der Formel von GANGUILLET-KUTTER. Für die verschiedenen Arten der Wasserabgabe aus Hauptleitungen sollen die DUPUITschen Formeln wegen ihres einfachen Baues angegeben werden².

¹ VON BÜLOW: Gesundh.-Ing. 50 (1927) S. 241 u. 257. — MAHR: Gesundh.-Ing. 54 (1931) S. 180.

² DUPUIT: Traité de la conduite et de la distribution des eaux. Paris 1865.

1. Bei Abgabe am Leitungsende kann die Drucklinie und Lichtweite aus Gl. (53) und (54) bzw. (55) berechnet werden.

2. Bei Abgabe an einzelnen Leitungspunkten (Abb. 49) und bei gleichbleibendem Druckliniengefälle sind die Durchmesser der Teilstrecken:

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= \sqrt[5]{\lambda \frac{L}{H} (q_1 + q_2 + q_3 + \dots)^2} \\ D_2 &= \sqrt[5]{\lambda \frac{L}{H} (q_2 + q_3 + \dots)^2} \quad \text{usw.} \end{aligned} \right\} \quad (63)$$

3. Bei auf ganze Leitungslänge L gleichmäßig verteilter Abgabe ist die je 1 m abgegebene Wassermenge $q = Q/L$. Die Gleichung der Drucklinie ist:

$$H = \lambda \cdot Q^2 L / 5 D^4 \quad (64)$$

$$D = 0,803 \sqrt[5]{\lambda \cdot \frac{L}{H} \cdot Q^2} \quad (65)$$

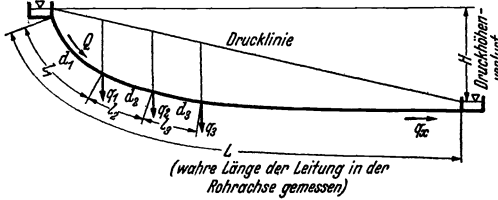


Abb. 49. Wasserabgabe an einzelnen Punkten der Hauptpeiseleitung.

d. h. ein Rohrdurchmesser von 0,803 desjenigen, der bei gleichem H zur Beförderung der Gesamtmenge Q bis ans Leitungsende nötig wäre.

4. Soll Q aus einem Hauptstrang D auf mehrere (n) Nebenstränge von den Durchmessern $d_1, d_2, d_3 \dots$ mit den Fördermengen $q_1, q_2, q_3 \dots$ verteilt werden, deren Druck-

höhenverlust wie der im Hauptstrang ist, dann ist:

$$\begin{aligned} \sqrt{D^5} &= n \cdot \sqrt{d^5} \\ d &= D/n^{2/5} \end{aligned} \quad (66)$$

d. h. die Teilstränge werden im Verhältnis $1/n^{2/5}$ kleiner. Bei Ersatz einer Hauptleitung $\varnothing D$ durch 2 Leitungen vom $\varnothing d$ wird:

$$d = 0,758 D,$$

d. h. die Rohrlichtweite für halbe Leistung beträgt 76% jener für ganze Leistung¹.

Ein besonders einfaches zeichnerisches Verfahren zur Bestimmung des Wasserabführungsvermögens zusammengesetzter Rohrleitungen hat O. SPIESS angegeben, zu dem R. WINKEL nachträglich die theoretischen Grundlagen schuf und das durch Versuche bestätigt worden ist².

e) *Elementare Statik von Leitungen.*

1. **Außendruck.** Durch Erdeindeckung und Verkehrslasten auf Leitungen kommender Außendruck ist bei handelsüblichen Eisenrohren nur ausnahmsweise zu untersuchen. Bei Steinzeug-, Beton- und Stahlbetonrohren sowie Stahlrohren l. W. > 800 mm ist Querschnittsberechnung auf Außendruck selten zu umgehen (vgl. hierüber II A 5 b S. 1183)³.

2. **Innendruck.** Handelsübliche Eisenrohre genügen Betriebsdrücken bis zu 10 bzw. 15 at (Abb. 48). Für größere Drücke sind die Wanddicken zu ermitteln (für Gußeisenrohre DIN 2411, für Stahlgußrohre DIN 2412, für Flußstahlrohre DIN 2413). Ist H die Druckhöhe in m, dann ist der Druck in kg/cm^2 (at):

$$p = 0,1 H. \quad (67)$$

Für Eisenrohre ist die Wanddicke in cm:

$$s = p \cdot D / 2 k_z \cdot \varphi, \quad (68)$$

wo D = Lichtweite in cm, p = Betriebsdruck = statischer Druck + Druckanstieg in kg/cm^2 , k_z = zulässige Zugbeanspruchung in kg/cm^2 (für Gußeisen 250 bis 300, Flußeisen 800 bis 1000, Stahl 900 bis 1300 kg/cm^2), φ = Gütegrad der Schweiß- bzw. Nietnaht (0,70 bis 0,90). Hierzu kommt für Gußeisen ein Rostzuschlag von 7 bis 10 mm, für Stahl von 2 bis 4 mm. Je nach Auflagerung, Bettungsart usw. treten weitere Zusatzkräfte auf (bis zu 32)⁴. Zur Beurteilung des Dehnungs-

¹ Über den Anlagenkostenkleinstwert von Leitungen vgl. MANNES: Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Wasserleitungen, 2. Aufl. München und Berlin 1912.

² KEUTNER: Gas- u. Wasserfach 79 (1936) S. 259.

³ JÄGER: Die Belastung von Rohrleitungen im Erdreich. Mitt. d. Hannoverschen Hochschulgemeinschaft, Hannover 1934.

⁴ HRUSCHKA: Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke. Berlin 1929. — [3]. — von JÜRGENSONN: Elastizität und Festigkeit im Rohrleitungsbau. Berlin 1940. — Vgl. auch die Veröffentlichungen des Deutschen Druckstoßbauschusses im Archiv für Wasserwirtschaft.

spieles in den Muffen (wichtig z. B. bei Dichtigkeitsprüfungen) dient die Gleichung:

$$l_t = w \cdot t \cdot l, \tag{69}$$

wo l_t = Ausdehnungs- bzw. Zusammenziehungslänge in cm infolge Temperaturänderung, w = Ausdehnungsziffer (Flußstahl = 0,00012), t = Temperaturänderung in °C, l = Länge des Rohres in cm.

20. Das Rohrnetz.

a) Allgemeines¹.

1. Das Ortsrohrnetz hat die Aufgabe, das für Versorgungs- und Feuerlöschzwecke nötige Wasser unter Vermeidung von Umwegen in den einzelnen Straßen-

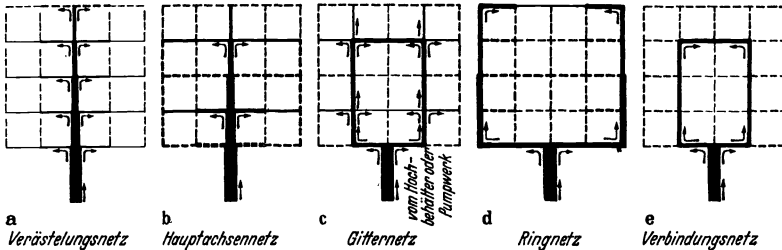


Abb. 50. Die wichtigsten Rohrnetzarten.

Die Strichstärken entsprechen den Rohrlichtweiten. Die Stammleitungen (Hauptseise- und Hauptversorgungsleitungen) sind ganz ausgezogen.

zügen zu verteilen. Jede Straße wird in der Regel mit einer (bei größeren Straßenbreiten und Plätzen auch 2 und mehr) Leitung versehen. Für die Lage der Leitungen im Straßenquerschnitt gilt DIN 1998. Die Rohrlichtweiten hängen von der Art der Wasserverteilung ab (Abb. 50).

Beim *Verästelnetz* wird jeder Rohrnetzpunkt von einer Seite gespeist. Nachteile: Unterbrechung der Wasserlieferung bei Rohrbrüchen und Bränden, Verschlechterung der Beschaffenheit und Temperatur des Wassers in den Endsträngen, daher häufige Spülungen. Diese Netzart sollte daher möglichst vermieden werden. Das *Hauptachsennetz* hat wie das *Gitternetz* gegenüber dem *Ringnetz* den Nachteil mangelhaften Versorgungsdruckes in den entlegeneren Rohrnetzteilen. Bei gleicher Leistungsfähigkeit läßt sich vielfach das *Verbindungsnetz* am sparsamsten bemessen. Da Rohrnetze zu den kostspieligsten Anlagen von Wasserversorgungen gehören, sollte ein wirtschaftlicher Vergleich der verschiedenen Netzarten nicht unterlassen werden. Dabei genügt i. d. R. die Ermittlung der Rohrgewichte. Aus Feuerschutz- und Sicherheitsgründen wird man die Punkte größten Verbrauchs und höchster Lage ringförmig durch Stammleitungen verbinden, wie überhaupt jeder Punkt zweiseitig gespeist und tote Endstränge vermieden werden sollten (Vermaschung) [25].

2. Zur *Berechnung von Rohrnetzen* [1], [2, II S. 77] wird für jeden Straßenzug ein Längenschnitt gezeichnet, die Stammleitungen und Versorgungsstränge in ihrer Rangordnung festgelegt, der Wasserverbrauch auf die einzelnen Straßenzüge aufgeteilt und für jeden Rohrstrang die Wassermenge zur Zeit des Höchstverbrauches auf Grund der zu versorgenden Gebietsgröße, Wohndichte (s. IA 3 S. 1094) und Hydrantenzahl (Löschwasserbedarf 7,5 bis 15 l/s und mehr, s. IA 4 S. 1098) ermittelt². Dabei wird der Mindestdruck für jeden Netzpunkt zur Zeit des stärksten Verbrauches aus seiner Meereshöhe und dem vorgeschriebenen Versorgungsdruck (IA 4 S. 1098) festgestellt. Die Stammleitungen werden möglichst auf Geländerrücklinien gelegt, damit das Wasser bergab fließt. Zur Festlegung der Rohrdurchmesser nimmt man mehrere mittlere Fließgeschwindigkeiten (z. B. 0,85; 1,0; 1,2; $\max v <$

¹ Richtlinien für die Einordnung und Behandlung der Gas-, Wasser-, Kabel- und sonstigen Leitungen und Einbauten bei der Planung öffentlicher anbaufähiger Straßen. DIN 1998. — Richtlinien für Rohrnetzpläne der Gas- und Wasserversorgung. DIN 2425 samt Beiblatt. — Vgl. auch „Richtlinien für die Zulassung von Rohrleitungsbaufirmen zur Herstellung von Rohrnetz- und Fernleitungen für Nieder-, Mittel- und Hochdruck auf dem Gebiete des Gas- u. Wasserfaches“ August 1936. — EBNER: Gas- u. Wasserfach 77 (1934) S. 762. — MARQUARDT: Baustoff- und Werkstoff-Fragen in der Wasserversorgung. Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 99.

² H. MANNES: Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Wasserleitungen. München u. Berlin 1912.

1,5 m/s) an, ermittelt für jede Annahme die Gesamtjahreskosten (Verzinsung, Tilgung, Abschreibung, Betrieb, Kosten des Unterhalts und der Wasserhebung) und wählt die Ausführungsart mit den geringsten Jahreskosten (Benutzung von Rechentafeln). Zur Versorgung der Hydranten sind Kleinstdurchmesser festgelegt, die in ländlichen Rohrnetzen 80 mm, in städtischen 100 mm betragen. Ringförmig geschlossene Leitungen werden zur Berechnung an der Stelle durchschnitten angenommen, wo $v = 0$ (Wasserscheide)¹. Die Strangteile beiderseits der Wasserscheide werden so bemessen, daß an ihr der Druck gleich ist. Bei Druckunterschied wird die Wasserscheide gegen den Strang mit kleinerem Druck verschoben und die Rechnung wiederholt. Wegen der handelsüblichen Rohrweiten kann der Rechnung nicht scharf entsprochen werden. Man hüte sich vor zu kleinen Rohrdurchmessern. Eine 125 mm weite Leitung fördert z. B. das Doppelte einer 100 mm weiten und kostet nur 1,2mal so viel.

3. Die Frage mehrerer Versorgungszonen (neben- und übereinander) ist unter IA 4 S. 1099, die von getrennten Rohrnetzen (Trink- und Brauchwasserleitungen) unter IA 5 S. 1101 behandelt worden.

4. Bei den für ländliche Verhältnisse wichtigen *Gruppenwasserversorgungen*² bietet lediglich die Anpassung des Wasserdruckes an die oft verschiedenen Höhenlagen der zusammenzufassenden Orte einige Schwierigkeiten. Am sichersten wird sie erreicht, wenn für jede einzelne Gemeinde ein besonderer Hochbehälter angelegt wird, der von einem an höchsten gelegenen Haupthochbehälter gespeist wird. Um aber einerseits nicht alles Wasser auf die höchste Erhebung hinaufpumpen und andererseits nicht auch das Rohrnetz der tiefergelegenen Gebiete unter einen zu hohen Druck setzen zu müssen, ordnet man für einzelne Bezirke in verschiedener Höhe Ausgleichsbehälter, d. h. verschiedene Druckhöhenzonen an. Ortswassermesser werden in Umgangsleitungen von verschlossenen Absperrschiebern eingebaut, die nur im Brandfall zur Verringerung des Druckverlustes geöffnet werden. — Auf die Besonderheiten von Siedlungswasserversorgungen³ und der Verbandswasserwerke der Industriegebiete im Westen, in Schlesien, Sachsen usw. kann hier ebensowenig eingegangen werden wie auf die zunehmende Bedeutung überkommunaler Wasserwerke (Gruppen-, Fern- und Landeswasserversorgungen)⁴.

b) Ausrüstung des Rohrnetzes.

Mit den Rohrlichtweiten werden auch die für den Betrieb notwendigen Schieber, Hydranten, Entlüftungen, Entleerungen usw. festgelegt (vgl. hierüber die Firmenkataloge z. B. der Vereinigten Armaturengesellschaft m. b. H., Mannheim)⁵.

1. *Absperrschieber* werden in durchlaufenden Strängen alle 300 bis 500 m, bei jedem Seitenstrang hinter der Abzweigstelle (an jeder Abzweigung also drei, an einem Kreuzungspunkt vier) meist mit Flanschen entweder mit ovalem (DIN 3204 bis 3207) oder kreisrundem (DIN 3208) Gehäuse als Keilschieber, ein- und wechselseitig dichtende Kugelschieber oder als Ring-, Meßring- oder Kolbenschieber eingebaut. Bei größeren Lichtweiten sind zur Entlastung Umgangschieber nötig. Für die großen Gehäuseschieber der Stadtrohrnetze wird häufig elektrische Fernsteuerung verwendet. In Behälter-, Reinigungsanlagen usw. werden Schützenschieber angewandt: für kleine Abmessungen und Druckhöhen einfache Handzugschieber, für mittlere Verhältnisse Spindelschieber und bei großen Anlagen Doppelkettenrollenzugschieber.

¹ LEHR: *Gesundh.-Ing.* 56 (1933) S. 13 u. 263.

² HOLLER: *Gas- u. Wasserfach* 78 (1935) S. 341. — *Z. VDI* 80 (1936) S. 737. — EIGENBRODT: *Die Jahresausgaben von Gruppenwasserwerken und deren Verteilung*. München und Berlin 1932.

³ „Richtlinien für technisch-hygienische Wasser- und Abwasserwirtschaft in Siedlungen.“ *Gesundh.-Ing.* 58 (1935) S. 544.

⁴ COLLORIO: *Wasserwirtschaft, Wasserversorgung, Fernwasserversorgung*. Mitt. d. Reichsverbandes d. deutschen Wasserwirtschaft Nr. 41. Berlin 1937. — Über die Einsparungsmöglichkeit von Eisen für die Rohrnetze durch Einsatz elektrischer Energie und von Speichermöglichkeiten vgl. R. SCHMIDT: *Deutsche Wasserw.* 34 (1939) S. 394.

⁵ Anordnung zur Vereinheitlichung von Groß- und Dampfarmaturen vom 26. 10. 1940. Fachgruppe Armaturen und Maschinenteile.

⁶ Siehe Fußnote 1, S. 1108.

2. *Hydranten* werden als Ober- oder Unterflurhydranten (DIN 3221 und 3222) in Abständen von 80 bis 100 m (möglichst in Nähe der Straßenkreuzungen) abwechselnd auf beiden Straßenseiten angeordnet für Feuerlöschzwecke, Straßenbesprengung, Rohrnetz- und Abwasserleitungsspülung. Besondere Vorsicht ist bei frostschiebendem Boden nötig.

3. *Rückschlagklappen* (DIN 3212) finden unter anderem bei Hochbehältern, in langen Steigleitungen und hinter Druckwindkesseln Anwendung, um bei Rohrbrüchen übermäßige Geschwindigkeitszunahme und unnötige Wasserverluste zu vermeiden.

4. *Entlüftungsvorrichtungen* werden an den Hochpunkten der Leitungen angeordnet, an denen sich mit der Zeit ausgeschiedene Luft und Gase ansammeln.

5. *Druckregelbehälter* bezwecken das Gleichhalten des Druckes in einer Leitung. Zum Unterschied hierzu dienen *Druckminderventile* zur Herabsetzung höheren Druckes durch Drosselung.

6. *Rohrbruchsicherungen* sollen Wasserverluste und Wasserschäden bei Rohrbrüchen auf ein Mindestmaß beschränken. Fast alle Arten von Absperrvorrichtungen können als Rohrbruchsicherung verwendet werden (Ring- und Keilschieber, Drossel- und Rückschlagklappen).

7. *Streikästen* dienen zur Besichtigung, Reinigung (an den Tiefpunkten) und auch zur Entlüftung der Rohrleitungen (an den Hochpunkten). — *Teilkugeln* und *Teilkästen* werden in Straßenkreuzungen eingebaut, wo Abzweige vom Hauptstrang nach mehreren Richtungen nötig werden. Mit Luftauslaßventilen oder Entleerungen (bei den Teilkästen) versehen, wird ihr Zweck erweitert.

8. *Freistehende Brunnen* dienen zur öffentlichen Wasserentnahme und werden als Ventilbrunnen, Auslaufständer, Zier- und Springbrunnen aufgestellt. Die Aufstellung von Laufbrunnen zur Belebung des Straßenbildes¹ empfiehlt sich namentlich dort, wo die Wasserbezugsquelle reichlich Wasser ohne künstliche Förderung liefert, auch wenn sie in Mangelzeiten gesperrt werden müssen.

9. *Hinweisschilder* zum schnellen Auffinden der Absperrschieber, Hydranten, Luftventile usw. (DIN 4066 und 4067).

10. Auf die zum *Betrieb des Rohrnetzes* notwendigen Einrichtungen kann nur hingewiesen werden: Maßnahmen und Geräte zum Aufsuchen von Rohrleitungsschäden und Korrosionen (z. B. von Dr. Ambronn-Göttingen), Auftauen von Leitungen (Dampf, elektrischer Strom)² u. a. m.

c) Anschluß- und Hausleitungen.

An den unter Druck stehenden Straßenleitungen werden durch Anbohrrohranschlüsse mit und ohne Bügel (seltener durch Abzweigstücke, z. B. Schraubmuffenverbindung „Union“) die *Hausanschlußleitungen* angeschlossen und von der Wasserwerksverwaltung bis zu dem im Keller einzubauenden Wasserzähler mit Absperrvorrichtung geführt. Als Rohre kommen in Frage: rostgeschützte Gußeisenrohre (DIN 2420); einfach- oder doppeltbituminierte (nahtlose Habitrohre) bzw. feuerverzinkte Flußstahlrohre nach DIN 2440, 2441 und 2449; Bleirohre bis zu 40 mm l. W. aus Hüttenweichblei, Hartbleirohre nach DIN 1397 U-Bleimantelrohre; Kupferrohre nach DIN 1786 und — besonders für erdverlegte Leitungen — Asbestzementrohre. Um Werkstoff, Arbeitskraft und Kosten zu sparen, ist es vielfach möglich, an Stelle der bisher üblichen Einzelzuleitungen zu den Häusern gemeinsame Zuleitungen und Gruppenzuleitungen anzuwenden³. Hinter dem Wasserzähler verteilen sich die *Hausleitungen* 20 bis 50 mm l. W. im Innern des Hauses (DIN 1988 U, 3510 U und 3511 U), für die außer den vorerwähnten Rohrarten in Frage kommen: asphaltierte und juteumwickelte Aluminiumrohre sowie — bei frostfreier Lage — Mipolamrohre (nur bis —5° frostbeständig), unter Umständen auch Glas- und Porzellanrohre. An der

¹ VOLKMANN-KUENSTLER: Die Verwendung des Wassers im Städtebau. Berlin 1911.

² Merkblatt über das Auftauen eingefrorener Wasserleitungen. Bearbeitet vom Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern.

³ Vgl. Dtsch. Bauztg. 72 (1938) S. 401. — Gas- u. Wasserfach 81 (1938) S. 806.

höchsten Stelle der Hausleitung soll ein Zapfhahn das Entstehen von Luftsäcken vermeiden. Zapfhähne (DIN 3271 bis 3279) — die häufigste Ursache von Geräuschen in Wasserleitungsanlagen — werden in verschiedensten Bauarten verwendet (Niederschraubhahn mit Gummidichtung, langsam schließende Ventile mit Lederdichtung oder Dichtungskegeln). Bei allen Hauseinrichtungen ist der Rücktritt von Wasser und das Eindringen anderer Stoffe in die Reinwasserleitung unmöglich zu machen. Unterlagen für Lichtweitenberechnung von Hausanlagen enthält DIN 1988, Bau und Betrieb von Wasserleitungsanlagen in Grundstücken¹. Die im Schrifttum enthaltenen Angaben sind vielfach unzutreffend.

d) Wassermesser

dienen neben der Abgabe von Wasser an die Grundstückseigentümer zur Ermittlung der Rohrnetzverluste und zur Betriebsüberwachung in den Wassergewinnungs- und Zuleitungsanlagen. Die wichtigsten Bauarten sind:

Geschwindigkeitszähler (Flügelrad- und Woltmanwasserzähler), Raumwasserzähler (Scheiben-, Ringkolben- und Kolbenwasserzähler), Trommelwasserzähler, Wassermesser (Meßdüsen- und -flanschen, Venturirohrmesser, Schwimmerwassermesser), Messung freiströmender Wassermengen durch Meßwehre, Venturikanalmesser, Gefäßmessung und Kippwasserzähler. Zur Erweiterung des Meßbereiches werden Verbundwassermesser, d. h. das Parallel- oder Hintereinanderschalten von Einzelmessern angewandt. Die für die Wasserabgabe an Private gewöhnlich in Frage kommenden *Hauswasserzähler* (Verbrauchsmesser) sind vereinheitlicht (DIN-DVGW 3620 U und 3261) und werden unter weitestgehender Verwendung von Hartgummi als Ein- und Mehrstrahl-Flügelradzähler und als Ringkolben-Raumwasserzähler hergestellt. Die Wasserzähler werden von den Wasserwerken (vielfach) in neuem Zustand und nach jeweils zwei- bis dreijährigem Gebrauch in besonderen Prüfanlagen auf Anlaufempfindlichkeit (= jene Wassermenge, bei deren Durchfluß der Wasserzähler sich zu bewegen beginnt, i. a. = 0,6%), Meßgenauigkeit (im unteren Teil des Meßbereiches $\pm 5\%$, sonst $\pm 2\%$ der Durchflußmenge), Meßgleichförmigkeit und -dauerhaftigkeit sowie Druckverlust geprüft und instandgesetzt. Für die Berechnung der Hausleitungen sollte ein Druckverlust der Wasserzähler < 10 m zugelassen werden.

Wegen der *Rechtsformen*, in denen die Wasserwerke betrieben werden, vgl. u. a. KNEIPMEYER-RICHTER: Die Wasserversorgung durch die Gemeinden. Stuttgart und Berlin 1939.

F. Reinigung und Verbesserung des Wassers² [41].

Natürliche Wässer, besonders aus Flüssen, Seen und Talsperren³, sind selten so beschaffen, daß sie naturbelassen, also ohne weitere Behandlung verwendet werden können. Häufig muß das Wasser aufbereitet werden, um es hygienisch einwandfrei (Klärung, Geschmacksverbesserung, Entkeimung) und chemisch schadlos (keine wirtschaftlichen Störungen in Behältern, Rohrnetz, Wasserzählern und technischen Betrieben) zu machen. Die Aufgaben sind i. a.: Beseitigen oder Minderung der schwebenden ungelösten, wirklich oder quellstofflich (kolloid) gelösten Stoffe (Tabelle 5, S. 1101), Unschädlichmachen krankheits-erregender Kleinlebewesen und Verbessern der Temperatur. Welche Verfahren am besten angewandt werden, hängt von den zu entfernenden Stoffen, den örtlichen Verhältnissen und Ansprüchen, den Betriebsrücksichten und Kosten, kurz: vom einzelnen praktischen Betriebsfall ab. Um Fehlschläge zu vermeiden, ist stets der Wasserchemiker und -hygieniker beizuziehen. Zufriedenstellende Arbeits-

¹ HOLLER: Gas- u. Wasserfach 73 (1930) S. 385. — VIESOHN: Gas- u. Wasserfach 75 (1932) S. 679, 695, 715 u. 735. — MENGERINGHAUSEN-MÜLLER-KENNIN: Gas- u. Wasserfach 75 (1932) S. 865; 76 (1933) S. 14. — MENGERINGHAUSEN: Gas- u. Wasserfach 77 (1934) S. 14 u. 206. — MÜLLER: Gas- u. Wasserfach 77 (1934) S. 354. — Richtlinien für die Ausführung von Hausanschlußleitungen und Hausanschlußkellern, Merkblatt Nr. 1 der Fachstelle Haustechnik beim VDI. — MENGERINGHAUSEN-EHLERS: Richtig installieren! Berlin 1933. — BAESE-LÜNING: Gas- u. Wasserfach 79 (1936) S. 225. — Gas- u. Wasserfach 83 (1940) S. 345 u. 359.

² BAMES, BLEYER, GROSSFELD: Handbuch der Lebensmittelchemie, 8. Bd. Wasser und Luft. 1. Teil: Technologie des Wassers. Berlin 1939. — LEICK: Das Wasser in der Industrie und im Haushalt. 2. Aufl. Dresden und Leipzig 1941.

³ Bezüglich der Sonderfragen bei Aufbereitung weicher Talsperrenwässer vgl. insbesondere A. F. MEYER: Trinkwasser aus Talsperren. München und Berlin 1937.

weise bedingt sorgfältige Betriebsüberwachung und Verwendung entsprechend reiner Zusatzchemikalien. Der hohe Stand der Wasserreinigungstechnik darf nicht dazu verleiten, sich mit einem von Natur weniger geeigneten Wasser zu begnügen, weil auch dieses entsprechend aufbereitet werden kann. Ebenso wenig darf der Wert einer geregelten Wasserwirtschaft für die Sicherung guter Wasserbeschaffenheit sowie die Bedeutung des natürlichen Kreislaufs des Wassers unterschätzt werden (vgl. z. B. Bedeutung von Talsperren für Flußwasserverbesserung, Maßnahmen gegen Versalzung und Verhärtung des Flußwassers). Die strengsten Anforderungen müssen an Trink- und Hausgebrauchswasser gestellt werden; bei Betriebswasser für technische Zwecke stehen wirtschaftliche Gesichtspunkte im Vordergrund.

In den seltensten Fällen wird eines der nachstehend beschriebenen Verfahren allein angewandt werden. Meist werden mehrere Verfahren zur Erzielung bestimmter Wassereigenschaften in entsprechend folgerichtiger Verbindung nötig. Zur Klärung der vielseitigen Wechselbeziehungen zwischen den einzelnen Stufen des gesamten Reinigungsvorganges und zur Bestimmung des Reinigungsverfahrens sind unter Umständen Laboratoriumsversuche und Versuche mit einem der Betriebsanlage nachgebildeten Modell notwendig, wenn nicht ausnahmsweise Versuche mit der Betriebsanlage selbst ausgeführt werden können.

21. Entfernen der Schweb- und Quellstoffe.

a) Absetzbecken

bzw. Klärtürme dienen in Verbindung mit Sandfängen, Rechen und Sieben (Siebbänder, Siebtrommeln, Drucksiebtrommeln) zur Vorklärung (Schönung, Verbesserung von Geruch und Geschmack) von Oberflächenwasser mit oder ohne chemische Fällmittel. Ohne solche kommt man aus bei spezifisch schweren Schwebestoffen, besonders Sand (vgl. Klärwirkung natürlicher Seen oder Talsperren). Bei größeren Schwimm- und Schwebestoffen ist dem Absetzbecken ein Grobrechen (2 bis 5 cm), Feinsiebe (2 bis 5 mm), Siebband oder Siebtrommel (z. B. Bamag-Meguín A.G., Berlin) vorgeschaltet. Für die Becken kommt aussetzender oder — häufiger — fortlaufender Betrieb in Betracht.

Die Klärtiefe ist $h = 3,5$ bis $4,5$ m, die Durchflußgeschwindigkeit $v = 0$ bis 10 mm/s. Je nach dem geforderten Reinheitsgrad wird die Beckenlänge l für eine Aufenthaltsdauer von 4 bis 24 h bemessen. Ist Q die zu liefernde Wassermenge in m^3/s , dann ist mit b und h in m und v in m/s:

$$b = Q/v \cdot h; \quad v = Q/b \cdot h.$$

Bei 24stündiger Aufenthaltsdauer des Wassers im Becken ist:

$$l = 86400 \cdot v = 86400 Q/b \cdot h.$$

Obwohl das Quadrat die wirtschaftlich günstigste Grundrißform ist, soll $l \geq 4b$ bis $6b$ sein. Auf die Verwendung der Absetzbecken als Vorratsbehälter (für Spitzendeckung oder Trockenzeiten), wie z. B. in Königsberg und London, wird hier nicht eingegangen. Wichtig ist, daß das Becken in ganzer Breite gleichmäßig durchströmt wird. Daher ist — neben Tauchplatten, Leitwänden usw. — die Zu- und Ableitung des Wassers in voller Beckenbreite nötig (Abb. 51). Über die bei der Reinigung nötige Beckenzahl siehe I A 2 b S. 1092, wenn nicht während des Betriebes entschlammt wird.

Bei guter Klärwirkung werden 60 bis 70 % der gesamten Schwebstoffe beiseitigt. Wo dies nicht ausreicht (z. B. bei Moorwässern), werden *Ausflockungsmittel* zugesetzt, von denen verlangt wird, daß sie gut und schnell ausflocken, daß sich die Flocken rasch absetzen, das Wasser weitgehend klären und entfärben und im Absetzbecken liegenbleiben, also nicht durch Aufschwemmen die Filterlaufzeit verkürzen. Als Fällmittel werden unter anderem Aluminium- und Eisensulfat, Eisenchlorid usw. entweder allein, gemischt oder unter zusätzlicher Beigabe von Kalk, Soda u. a. verwendet; insgesamt kommen 15 Chemikalien in Betracht. Neuerdings treten Eisensalze (Eisensulfatchlorid, Ferro- und Ferrisulfat) mit kurzen Ausfällzeiten und kräftiger Flockenbildung an Stelle des zum Teil aus dem Ausland stammenden Aluminiumsulfates, die uns in den Abwässern der Beizeereien in großen Mengen billigst zur Verfügung stehen. Der *Fällmittelzusatz* ist der Wasserbeschaffenheit und -menge anzupassen. Hierzu bedarf es der fortlaufenden Bestimmung des pH-Wertes und der einwandfreien Dosierung, bei der man zwischen Naß- und Trockenverfahren unterscheidet. Die Naßdosierung wird bei kleineren Wassermengen bevorzugt. Weiter ist für wirtschaftlichen Betrieb beste *Vermischung* von Fällmittel und Rohwasser erste Voraussetzung. Sie geschieht durch Mischrinnen und -kanäle, Paddelräder, Rührwerke, Dorr-schrauben, Pumpen, Überfälle und Wassersprung. Vielfach ist es zweckmäßig,

zwischen Mischvorrichtung und Absetzbecken durch einen *Fällungsbeschleuniger* (Rühren oder Einblasen von Luft) die Flockenbildung zu beschleunigen und die Absetzzeit zu verkürzen. So gestattet die Vorrichtung der Bamag-Meguin A.G., Berlin eine 25 %ige Ersparnis der Fällmittelmengen und des Absetzraumes (Abb. 51).

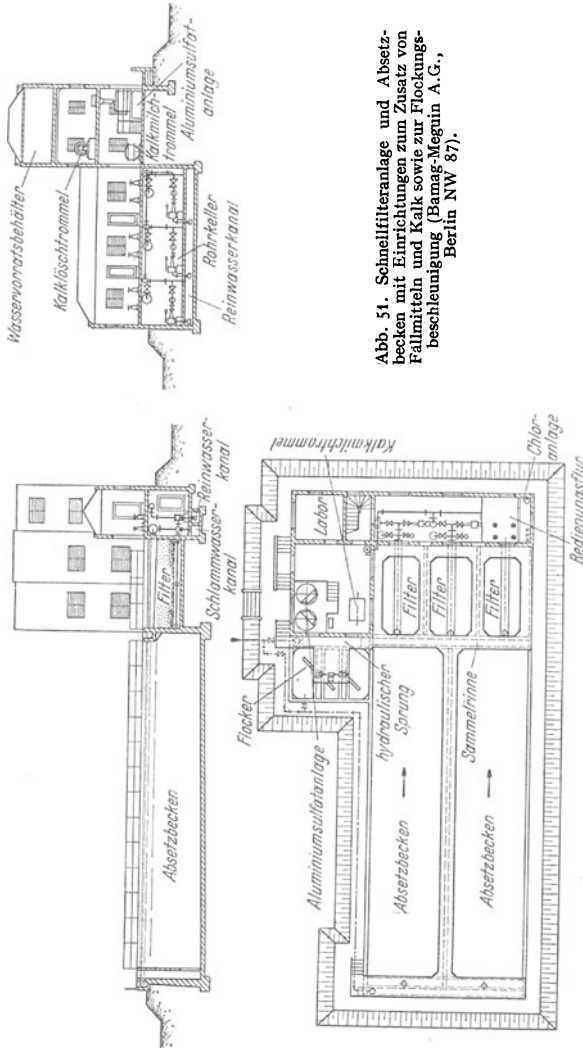


Abb. 51. Schnellfilteranlage und Absetzbecken mit Einrichtungen zum Zusatz von Fällmitteln und Kalk sowie zur Flockungsbeschleunigung (Bamag-Meguin A.G., Berlin NW 87).

Um den Schlamm ohne mechanische Nachhilfe (z. B. Dorrkratzer) ablassen zu können (Abschwemmen, Pumpen), ist ebene oder trichterförmige¹ Beckensohle mit *Schlammablaßleitungen* (mit aussetzendem oder fortlaufendem Betrieb) nötig. Die tiefste Stelle des Beckens liegt in Einlaufnähe oder im Abstand von $\frac{1}{8}$ der Beckenlänge vom Einlauf. Die Umfassungswände sind meist geböschet und ge-

¹ LINK: Gas- u. Wasserfach 69 (1926) S. 965 u. 996.

pflastert, letzteres besonders im Wasserspiegelbereich, um das Loseisen im Winter zu erleichtern. Die Sohle und Wände sind erforderlichenfalls durch Ton- oder Lehm Schlag zu dichten. Für große Wassermengen sind offene, für kleine überdeckte Becken vorzuziehen.

Da das Entfernen von Trüb-, Farb-, Geruchs- und Geschmacksstoffen durch Fällmittel meist eine weitgehende Unterteilung des Reinigungsvorganges bedingt (Vorreinigung und Fällung in Absetzbecken, Filterung, Geruchs- und Geschmacksbehandlung, Entkeimen), so muß eine ungünstige Beeinflussung des Rohwassers durch die chemische Behandlung bei der Vorreinigung vermieden werden.

b) Filterung¹.

1. Allgemeines. Die Wirkung natürlicher und künstlicher Filter beruht auf dem Haften (Adsorption) der Schweb- usw. -stoffe auf der Oberfläche der Filterkörner. Dazu kommen biologische Vorgänge, die den Abbau der angesaugten und der im Wasser gelösten organischen Stoffe bewirken. Die sich abspielenden Vorgänge sind: mechanisches Absieben der Schwebestoffe, hierdurch Bilden gallertartiger, klebrig-toniger Filterhaut, in der sich Bakterien, Algen, Protozoen usw. entwickeln.

2. Natürliche Bodenfilterung wird bei der Erzeugung von ufergefiltertem oder künstlichem Grundwasser (rheinisch-westfälisches Industriegebiet) und bei Rieselwiesen (Talsperrenwasser) angewandt (IB 11 S. 1125).

3. Langsamfilter (biologische Filterung) sind große mit Sandfilterschicht versehene Becken, unter der die Sohlenentwässerung liegt (Abb. 52). Kleinanlagen

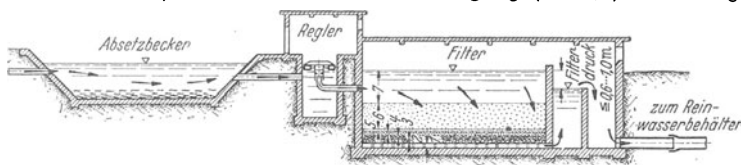


Abb. 52. Langsamfilter mit Absetzbecken.

- | | |
|---|----------------------------|
| 1 0,15 m Steine, dazwischen alle 1 bis 3 m Sammelrohre; | } Stützschicht |
| 2 0,10 m Kies \varnothing 35 mm; | |
| 3 0,10 m Kies \varnothing 15 mm; | |
| 4 0,10 m Kies \varnothing 6 mm; | |
| 5 0,05 m Kies \varnothing 2 mm; | |
| 6 0,6 bis 1,2 m Filtersand $d_w = 0,35$ mm; | 7 0,9 bis 1,5 m Rohwasser. |

haben eine Filterfläche bis zu 1000 m², mittlere von 1000 bis 2500 m² und große bis zu 5000 m².

Größe und Anordnung der Filterbecken ergibt sich aus der Arbeitsgeschwindigkeit v der Filter und der zu reinigenden Wassermenge. Bei dem größten Tagesverbrauch Q m³ ist die nötige nutzbare GesamtfILTERfläche $F = Q/v$. Die Kosten der Umfassungswände werden wesentlich billiger, wenn die Filter zusammenhängend, d. h. mit gemeinschaftlichen Mittelmauern angelegt werden.

Je nach Wasserbeschaffenheit erfordert das „Einarbeiten“ des Filters, d. h. die Filterhautbildung (2,5 bis 5 mm) wenige Tage bis zu mehreren Wochen; während dieser Zeit ist das Filtricht nicht verwendungsfähig. Durch anfänglichen Zusatz von Ausflockungsmitteln (z. B. Lehmeinschwemmung mit Aluminiumsulfat, aktive Pulverkohle) kann die Einarbeitungszeit abgekürzt werden. Die Betriebsdauer eingearbeiteter Filter schwankt von wenigen Tagen bis zu 2 Jahren, dann hat sich das Filter „totgearbeitet“ und muß gereinigt werden.

¹ „Grundsätze für die Reinigung von Oberflächenwasser durch Sandfiltration“ vom 22. 12. 1899, Journ. für Gasbel. u. Wasservers. 42 (1899) S. 330 u. 43 (1900) S. 589 u. 613. — „Anleitung für die Einrichtung, den Betrieb und die Überwachung öffentlicher Wasserversorgungsanlagen, welche nicht ausschließlich technischen Zwecken dienen“ vom 16. 6. 1906. — BRINKHAUS: Gesundh.-Ing. 53 (1930) S. 410.

Tabelle 13. Gegenüberstellung von Langsam- und Schnellfiltern.

Filterart	Dicke der		Wasserhöhe über der Filter- schicht	Wirksamer Korndurch- messer d_{50} mm	Ungleichförmig- keit d_{90}/d_{10}	Filter-			Biologische Wirkung: Verhältniszahl der Keime vor und nach der Filterung
	Stütz- schicht m	Filtersand- schicht m				geschwin- digkeit m/h	leistung $m^3/m^2/Tg$	druck m	
Langsamfilter . . .	0,50	0,6—1,2	0,9—1,5 ¹	0,28—0,40	1,5—3,2	0,4—0,2	0,4—5,5	0,5—1,4	1000 : 1 10 : 4 bis 20 : 1
Schnellfilter . . .	0,30	0,6—1,0	0,3—0,7	0,6—1,0	1,3—1,7	5—10	120—150	bis 4	

¹ Bei offenen Filtern wegen Frostwirkung 1,25—1,5 m, in heißen Klima mindestens 1,5 m. ² Bei Dünsand $d_{50} = 0,48$ mm.

Offene Filter erhalten Pflasterböschungen (Eisschub!), sonst Beton- oder Stahlbetonmauern mit zuverlässiger Dichtung (Zementputz, Tonschlag usw.). Gedeckte Filter mit Holz- oder Stahldächern, Oberlichtern und Entlüftungen, keine Erdüberschüttung. Sohlngefälle 1 bis 2%. Wenn der Filterdruck auf 1 m angewachsen ist (Abb. 52), wird das Filter entleert und die Filterhaut mit der obersten 2 bis 4 cm dicken Sandschicht abgezogen. Diese Reinigungsart wird solange wiederholt, bis die Filterdicke auf 50 cm abgenommen hat; hierauf wird der ganze Sand gründlich gewaschen und auf das ursprüngliche Maß ergänzt.

HAZEN versteht unter Gleichförmigkeit des Sandes das Verhältnis des Durchmessers jenes Kornes, das den Sand in 60% feineren und 40% gröberen scheidet, zum wirksamen Korndurchmesser d_{50} , der ihn in 10% feineren und 90% gröberen scheidet (Tabelle 13).

Ob am besten offene (Nordseeküste, England, Holland) oder überdeckte Filter angewandt werden, hängt zunächst von klimatischen Verhältnissen ab. Überdeckte Filter sind gegen Temperatureinflüsse, Staub und Algenwachstum besser geschützt und haben daher längere Betriebsdauer als die billigeren offenen Filter. Die für Winterbetrieb nötigen Filter sollten stets überdeckt sein. Besondere Aufmerksamkeit erfordert die *Algenbekämpfung* (Geschmacksverschlechterung, Verstopfung der Filter!), für die sich vorherige Wasserbehandlung mit Chlor oder Zugabe von Kupfersulfat empfiehlt. Durch Einbringen von feinkörniger Aktivkohle in die Filtersandschichten können die Huminstoffe entfernt werden.

Die früher vorherrschenden Langsamfilter wurden wegen großen Flächenbedarfes, hoher Bau- und Betriebskosten, Versagen bei Algeninvasion, kostspieliger Reinigung und geringer Anpassung an die rasche Änderung der Rohwasserbeschaffenheit auch bei uns von Schnellfiltern zurückgedrängt, eignen sich aber gut zur Reinigung von verhältnismäßig reinem Rohwasser (See- und Talsperrenwasser, vgl. die neuen Filteranlagen von Zürich).

Der verschmutzte Filtersand wird durch Waschtrommeln (z. B. Excelsiormaschinenbau G.m.b.H., Stuttgart) oder die Wasserstrahlwäsche (Bauart Körtling) gereinigt. Der Wasserverbrauch einer Excelsiorwäsche beträgt 2 bis 2,5 m³, der einer Strahlwäsche 15 bis 25 m³ für 1 m³ Sand; letztere ist in den Anlagekosten billiger, in der Bedienung für die Wäsche aber teurer. Wahlentscheidend ist Wirtschaftlichkeitsberechnung. Handwäschen kommen nur in Kleinbetrieben vor.

In Paris verwendet man statt der Stützsichten durchlässige Betonplatten 30/60/6 cm aus Kies \varnothing 1—1,5 cm und 200 kg Z/m³; die Reinigung des Filters geschieht mit Druckwasser (4 at) durch hand- oder maschinengeführte gelochte Spülrohre \varnothing 2,5 cm und 70 cm lang.

4. Schnellfilter (mechanische Filterung in Verbindung mit gewissen adsorptiven Vorgängen) sind Raumfilter, d. h. die gegenüber den Langsamfiltern (Oberflächenfilter) etwas gröbere und gleichkörnigere Filtermasse (Tabelle 13) überzieht sich bis in größere Tiefen — also nicht nur an der Oberfläche — mit einer gallertartigen Masse. Hauptanwendungsgebiete sind: Beseitigen von Trübungen, Enteisung, Entmanganung und Entsäuerung des Wassers, obwohl Langsamfilter den Eisen- und Mangengehalt besser herabsetzen. Meist werden dem Wasser zur beschleunigten Bildung der Gallertmasse (künstliche Filterhaut) und zur Entlastung der Filter Fällmittel zugesetzt (Abb. 51), meist schwefelsaures Aluminium und — bei karbonatarmen Wässern — Kalkmilch. Da im Filter Bakterien nicht genügend zurückgehalten werden, findet nach der Filterung oft

noch Entkeimung durch Chlor oder Ozon statt. Wenn die Reinigungswirkung des Filters nachläßt, wird dieser durch Rückspülen so gereinigt, daß das Reinwasser mit etwa der 5fachen Filtergeschwindigkeit von unten nach oben gepreßt und der Filtersand durch Druckluft oder — wie beim Jewellfilter¹ — mechanisch durchgerührt wird. Schnellfilter sind — fehlende Infektionsgefährlichkeit vorausgesetzt — Langsamfiltern gegenüber unter anderem im Vorteil bei Platzmangel oder hohen Bodenpreisen, in Gegenden mit sehr strengem Klima, wenn nicht das ganze Jahr hindurch gefiltert wird, bei schlammigem Wasser, bei Tontrübungen, bei Entfärbung; daher besonders verbreitet in Industriebetrieben, die für ihr Brauchwasser auf Oberflächenwasser oder sich öfters trübendes Quell- und Grund-

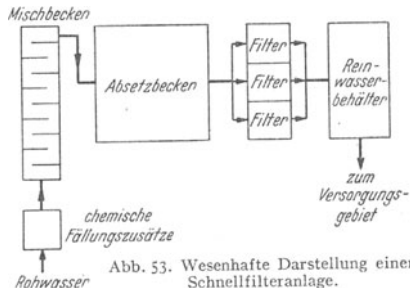


Abb. 53. Wesenhafte Darstellung einer Schnellfilteranlage.

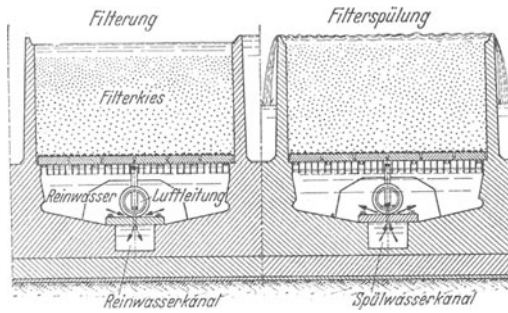


Abb. 54 a. Wabag-Patent-Filter. (Wasserreinigungsbau G.m.b.H., Breslau.)

wasser (Regen, Schneeschmelze!) angewiesen sind.

α) *Offene Schnellfilter* aus Flußstahl oder Stahlbeton arbeiten mit gleichbleibendem Wasserspiegel und haben kreisrunden oder rechteckigen Grundriß bis zu 100 bis 120 m² Fläche (Abb. 51 u. 53). Der Filterboden (Sieb-, Düsen- und Schlitzboden) muß gleichmäßige Beanspruchung der Filterfläche bei Filterung und Spülung gewährleisten. Dazu dient der Reinwasserraum unter dem Filterboden, aus dem auch das Spülwasser hochgedrückt wird (Abb. 54 a u. b). Die Wasser-spülung kann durch mechanisches Rührwerk unterstützt werden. Die aus Quarzsand mit abgerundeten Körnern, \varnothing 0,35 bis 1 mm, bestehende Filtermasse darf keine Flocken durchlassen und muß diese leicht abspülen lassen. Bei Enteisungs- und Schönungsfiltern ist gleichmäßiges Korn, \varnothing 1 bis 2 mm, nötig.

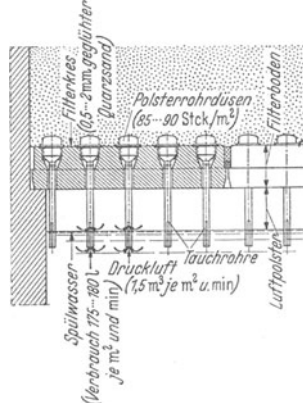


Abb. 54 b. Wabag-Patent-Filterböden.

β) *Geschlossene Schnellfilter* (Druckfilter) haben gegenüber offenen den Vorteil höheren Druckes (größere Filtergeschwindigkeit), der Notwendigkeit von nur einer

¹ LINK: Gas- u. Wasserfach 67 (1924) S. 593, 612 u. 631.

Pumpe (für Filter und Rohrnetz gemeinsam) und der Vermeidung zufälliger Wasserverunreinigung. Ihre Bauform sind stehende oder liegende kreisrunde Stahlblech- oder Stahlbetonbehälter von selten mehr als 6 m^2 Filterfläche. Sie unterscheiden sich hauptsächlich durch die Art der Filterböden (Düsenböden usw.) bzw. des Abflußrohrsystems und der Reinigung (Luft- oder Starkstromauswaschung). Letztere findet durch Rückspülung mit Druckwasser und Druckluft (Reisert, Bollmann, Wabag-Breslau, Bamag, Graumann) oder durch elektrisches Rührwerk (Bamag, Halvor-Breda, Wurl) statt. Dementsprechend ist auch der Spülwasserverbrauch verschieden (0,3 bis 5 % des Filtrichts).

Der *Bollmannfilter* (Abb. 55) hat kegelförmige Leitkörper, um den Filterquerschnitt besser auszunutzen und den Sand gleichmäßig durchzuspülen. Andere Bauarten sind: Seitzwerke G.m.b.H., Kreuznach, Riweg-Ritschel, Düsseldorf, L. Gartzweiler, Berlin, Dehne, Jewell, Warren, Ransome, Howatson u. a. Durch Einbringen von Pulverkohle in die Sandschicht von Schnellfiltern nach dem Einspülschichtenfilterverfahren können Huminwasser entfärbt werden, ohne daß eine Vorklärung des Wassers in Absetzbecken nötig ist. Bei Raumangel werden die Filterelemente als Stufenfilter übereinander angeordnet (3).

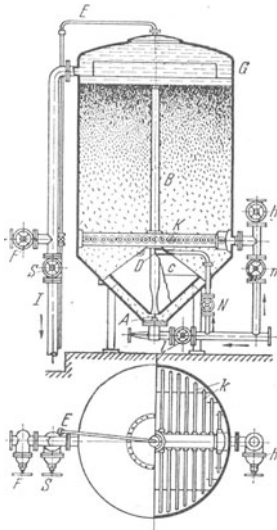


Abb. 55. Geschlossener Bollmannfilter: A Strahlöse, B Strahlrohr, C Lenkkörper, D Konusspülung, E Entlüftung, F Rohwasserschieber, G Ringrinne, H Filtrichtschieber, I Schlammwasserleitung, K Siebrohre, M Rückspülschieber, N Schieber für Konusspülung, S Schmutzwasserschieber, Z Druckwasserschieber.

Bei allen Filtern muß die Filtergeschwindigkeit unabhängig vom Druckverlust die gleiche bleiben, was — abgesehen von der veralteten Handregelung — durch *Filterausflußregler* erreicht wird (Teleskoprohr mit Schwimmer, Abb. 52, Venturiregler der Bamag, Siemens & Halske A. G., Abb. 57, oder Abflußregler von H. Reisert & Co., Köln). Filterregler und sonstige Meßvorrichtungen (für Filterwiderstand, Spüldruck und -wassermenge), Wasserstandsanzeiger, Steuerorgane der meist hydraulisch betätigten Schieber usw. sind in gemeinsamer Meßkammer übersichtlich anzuordnen. Sandfilter werden durch starke Chlorung des Rückspülwassers (30 bis 40 g/m^3) entkeimt.

5. Kleinfilter kommen nur für Hausgebrauch und Tropen, seltener für Gewerbebetriebe in Frage¹. Sie müssen daher keimdicht sein und ihre Reinigung, Entkeimung und Stofferneuerung muß leicht durchzuführen und ihre Wartung eine sachgemäße sein. Trotzdem sind sie nur ein Nothelf. Statt der Sande verwendet man geformte Filtersteine aus Kohle, Porzellan Ton, Asbest.

22. Beseitigen gelöster Stoffe.

Hier werden Verfahren behandelt, die in erster Linie wirtschaftliche Störungen und damit auch — wegen unserer Rohstofflage — volkswirtschaftliche Schäden verhindern sollen.

a) Enteisung

ist nötig, wenn der in Tabelle 7 und 8 (S. 1102 u. 1103) angegebene Eisengehalt überschritten wird. Das Wasser kann dabei einerseits genußwidrig und unappetitlich wirken und für viele gewerbliche Zwecke unbrauchbar sein, andererseits kann es durch Bildung von Eisenalgen und Eisenansätzen Störungen im Rohrnetz verursachen.

Eisen tritt am häufigsten im Grundwasser als Ferrobikarbonat gelöst auf. In solchen Fällen läßt es sich durch Belüften, Rieseln und anschließendes Filtern weitgehend beseitigen. Kommt es dagegen als Humat, Sulfat oder Chlorid vor, dann ist Chemikalienbehandlung nötig (Aluminiumsulfat und -chlorid, Ferrosulfat, Ferrichlorid, Kaliumpermanganat, Kalkwasser usw.) mit mehrstündigem Absetzenlassen und Filtern. Setzt man zur Sauerstoffabspaltung vor der Enteisung Chlor im Überschuß zu, dann ist nachfolgende Entchlorung, z. B. durch gekörnte, aktive Kohle,

¹ BRUNS: Gas- u. Wasserfach 80 (1937) S. 502.

nötig. Je nachdem die Oxydation in freier Luft oder im Druckkessel stattfindet, unterscheidet man offene und geschlossene Anlagen. Wahlentscheidend sind: örtliche Verhältnisse, Wasserbeschaffenheit (Höhe des Eisengehaltes und Abscheidbarkeit des Eisens), sowie die Verbindung mit anderen Wasserbehandlungsarten (Entmanganung, Enthärtung, Entsäuerung usw.). Gegenüber den früher bevorzugten offenen Anlagen sind die *Vorzüge* der geschlossenen: geringer Platzbedarf, einfacher und billiger Betrieb, Schutz gegen äußere Verunreinigung und Einbaumöglichkeit in jede Druckleitung, also nur einmalige Hebung des Wassers. *Nachteilig* ist die Unzugänglichkeit der Einzelteile, die ungleichmäßige und oft ungenügende Wirkung, so daß das Leitungswasser häufig mit gasförmigen Beimengungen belastet ist, die zur Wiedervereisung im Rohrnetz führen und dadurch die Korrosionsgefahr erhöhen. Bei schwer ausscheidbarem Eisen ($\text{pH} \leq 7,07$) werden offene Anlagen bevorzugt. Für kleinere Wasserwerke sind geschlossene Anlagen besonders geeignet.

1. Bei offenen Enteisungsanlagen wird belüftet durch Regenfall (Bauart Oesten), Wasserverteilung in 2 bis 5 m hohen Rieselern aus Holzhornden, Koks-

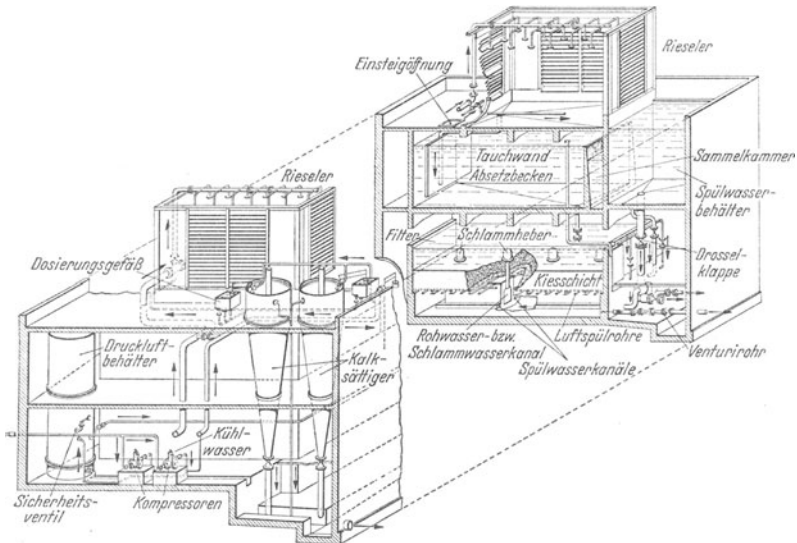


Abb. 56. Entsäuerungs- und Enteisungsanlage mit offenen Hochleistungsfiltern. (Permutit A.G., Berlin NW 6.)

Backsteinfüllung, durch Rinnen, Prallteller, Spritzplatten usw. (Bauart Piefke) oder durch Verspritzen mittels Streudüsen und nachfolgender Kiesfilterung (Abb. 56).

Beim *Regenfallverfahren* fällt das Wasser in Tropfenform aus Brausen 2 bis 3 m hoch durch die Luft auf den Spiegel eines Filters oder Reaktionsbeckens; also kurze Belüftungs- und Kontaktzeit. Die Filterung beginnt frühestens 1 h nach der Belüftung. — Beim *Rieselverfahren* entsteht auf der scharfkantigen Oberfläche der Rieselstoffe eine Kontaktschicht aus ausgeflocktem Eisenhydroxyd, die Eisenhydroxydsol in Gelform überführt. Bei mittlerem Eisengehalt genügt 1 m^3 waagrechte Rieselersfläche für 5 m^3 Wasser. Wichtig ist gute Lüftung der Rieselergebäude. Die Rieseler werden wöchentlich 1- bis 2mal durch kräftiges Spülen gereinigt; Spülwasserbedarf 1% der Rieselmenge. Die Kokspackung wird alle 1 bis 3 Jahre durch kräftiges Spülen vom Eisen-schlamm gereinigt und erneuert (bei Holz oder Klinker alle 3 bis 8 Jahre). — Am wirkungsvollsten ist das *Zerstäuben* des Wassers durch feingelochte *Spritzdüsen* oder durch Aufspritzen auf Prallteller, wobei neben feinsten Wasserverteilung auf 3 m Fallhöhe noch Stoßwirkung stattfindet, bei der auch schwer ausscheidbares Eisen ausgeflockt wird (Abb. 57). Hierauf 2stündiger Aufenthalt in Absetzbecken und Filtern durch $0,70 \text{ m}$ dicke Schicht aus gut gewaschenem, geglähten und gesiebten Quarzkies $\varnothing 0,75$ bis 1 mm (s. Schnellfilter)¹. — Schließlich wird durch Einblasen feinverteilter Luft auf der Sohle von Wasserbehältern mit anschließendem 1stündigem Aufenthalt in Reaktionsbecken gute Enteisung erreicht. — Dem Verrosten (Blechsiebe) oder

¹ G. THIEM: Gas- u. Wasserfach 71 (1928) S. 852.

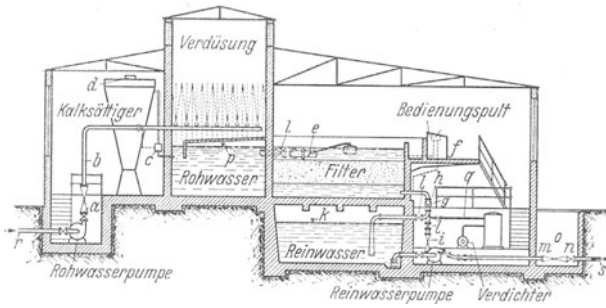


Abb. 57. Offene Enteisungsanlage mit Schnellfiltern und Wassermeß- und Regelgeräten. (Siemens & Halske A.G.)

a Rohwasser-Durchflußmessung; *b* Trübungs-Messung im Rohwasser; *c* Dosierung von chemischen Stoffen; *d* Kalksättigungs-Messung; *e* Rohwasser-Zuflußregelung; *f* Druckverlust-Messung; *g* Filter-Durchflußregelung; *h* Filter-Durchflußmessung; *i* Spülwasser-Durchflußmessung; *k* Reinwasserstand-Messung; *l* hydraulische Schiebersteuerung; *m* Reinwasser-Durchflußmessung; *n* Reinwasser-Druckmessung; *o* Trübungsmessung im Reinwasser; *p* Rohwasserstand-Messung; *q* Spülluft-Messung; *r* vom Rohwasser-Sammler *s* ins Verteilungsnetz.

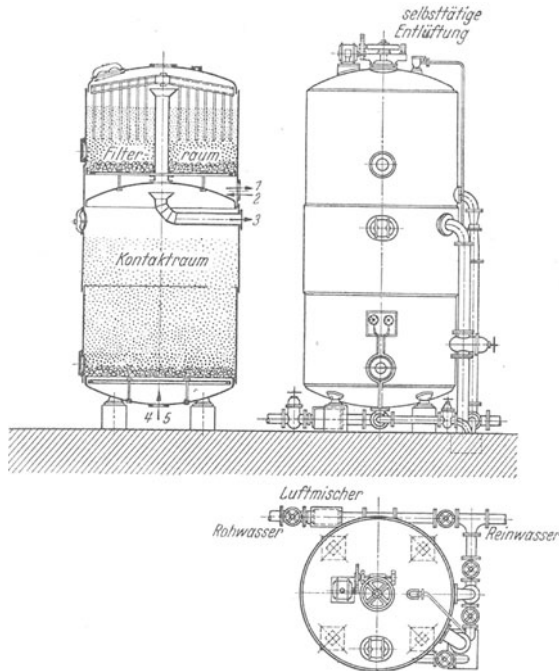


Abb. 58. 2-Phasen-Enteisener, Bauart Bamag.

1 Reinwasser-Austritt; 2 Spülwasser-Eintritt für Filterraum; 3 Schlammwasser-Auslauf;
4 Rohwasser-Eintritt; 5 Spülwasser-Eintritt für Kontaktraum.

Verfaulen (Holzhorden) ausgesetzte Bauteile sollten durch solche aus dauerhaften und leicht zu reinigenden Baustoffen ersetzt werden.

2. Bei geschlossenen Anlagen findet Belüften, Ausflocken und Filtern in zählernen, mit Spülvorrichtung versehenen Druckkesseln statt.

Wasser und Druckluft (2 bis 5% des behandelten Wassers) sind durch Dusen und Prallbleche vor dem Enteisener gut zu durchmischen (Luftmischkessel). Bei dem Zweiphasenteisener der Bamag (Abb. 58) enthält der untere Kesselraum (Kontaktraum) als Füllmasse grobkörnige (\varnothing 5 bis 6 mm) Mineralstoffe von rauher Oberfläche (Porzellankoks, Lavakrotzen, Kies usw.) und wird von unten nach oben durchflossen. Hierbei scheidet das Wasserluftgemisch das Eisen größtenteils aus (80%). Das Wasser steigt dann durch das in der Kesselachse stehende Rohr in den Filterraum, wobei der Rest des oxydierten Eisens durch Feinquarzkies (\varnothing 2 bis 3 mm) zurückgehalten wird. Bei Filterverschlammung durch Eisengel wird das Filter durch Ruckspulen, oft unterstützt durch Rechenwerk, gereinigt. Zuviel eingelassene Luft entweicht durch selbststättiges Entlüftungsventil. Bei leicht ausscheidbarem Eisen ($\text{pH} > 7,07$) werden einstufige, sonst zweistufige Enteisener verwendet. Weitere Bauarten sind unter anderem: Bollmann, Dehne, Gartzweiler, Halvor-Breda, W. Lehmann, Berlin W 35, H. Reiser u. Co., Köln.

b) Die Entmanganung¹

geschieht, da Mangan meist als Begleiter des Eisenkarbonats auftritt, mit oder nach der Enteisung durch Belüften und Rieseln oder Filtern in offenen oder geschlossenen Anlagen. Längere Einarbeitung des Rieselers oder Filters ist nötig, da die Entmanganung erst nach Bilden oberflächlicher Braunsteinschicht gelingt.

Chemisch-mechanische Verfahren, z. B. der Permutit-A.G., oder Wabag, Breslau bestehen in Rieselung über Braunstein, Manganpermutit, Magnomasse und Katarzit, bzw. in Sandfiltrierung, wobei man Braunsteinpulver in die Filterschicht einschlammt. Beim *Überschußkalkreinigungungsverfahren*² begünstigt eintretende hohe Alkalität ($\text{pH} = 10$ bis $10,5$) die Ausfallbarkeit des Mangans; anschließend Absetz- und Filtervorgang. Dabei findet eine teilweise Entthartung statt, die als Ausfällung derart vor sich geht, daß die Farb- und trübenden Stoffe durch Adsorption ausgeschieden werden. Infolge der kurzen Absetzzeiten und der hohen zulässigen Filtergeschwindigkeiten sind die Anlagekosten niedrig. — *Biologische Verfahren* nutzen die Tätigkeit mangan-speichernder Organismen aus. Beim Verfahren von VOLLMAR³ durchfließt das Wasser unter Druck mit Manganbakterien versetzte 1,4 m hohe Kiesschicht von 3 mm Korngroße mit $v = 25$ m/h. Meist spielen sich neben der chemisch-mechanischen Wirkung auch biologische Vorgänge ab. Abgelagerten Mangan- und Bakterien Schlamm beseitigt Ruckspülung. — Vor dem Bau größerer Enteisungs- und Entmanganungsanlagen empfehlen sich — unter Umständen mit dem Pumpversuch verbundene — längere Vorversuche.

c) Die Entgasung und Entsäuerung⁴

bezwecken die Entfernung der angreifenden Stoffe im Wasser (Korrosionsfrage)⁵. Hauptsächlich handelt es sich um Sauerstoff und Kohlensäure, die Zerstörungen an Hochbehältern aus kalkhaltigem Zementbeton und im Rohrnetz sowie Wiedervereisung des Wassers hervorrufen. Das Bleilösungsvermögen eines Wassers kann zu Gesundheitsschädigungen führen.

Bei der Korrosion des Eisens und der Angriffsfähigkeit auf Beton bzw. kohlen-sauren Kalk spielt der Gehalt an aggressiver Kohlensäure eine ausschlaggebende Rolle. Nach TILLMANS⁶ besteht die Hauptaufgabe der Entsäuerungsanlagen nicht so sehr in der Heraussetzung des pH-Wertes, als vielmehr in der Einstellung des Kalkkohlen-säuregleichgewichts, das Voraussetzung für die Bildung der Rostkalkschuttschicht ist. Bei einem pH-Wert von 7,6 bis 8,0 ist die Sauerstoffwirkung und damit die Lösung des Eisens vernachlässigbar. Mit kleiner werdendem pH-Wert zeigt sich der Einfluß des Sauerstoffs durch Angriffe auf die Rohre, Wassertrübung, Anfransungen an Armaturen und Wasserzählern usw. Zur Entsäuerung von Wasser werden hauptsächlich mechanische und chemische Verfahren angewandt:

1. Die Belüftung des Wassers in Form der Entgasung an der freien Luft, der thermischen Entgasung und der Vakuumentgasung wendet man bei hohen Kohlensäuregehalten an.

¹ TILLMANS: Gas- u. Wasserfach 70 (1927) S. 25 u. 58; 71 (1928) S. 481 u. 515. — SWYTER: Gas- u. Wasserfach 77 (1934) S. 553 u. 572. — PFEIFFER: Gas- u. Wasserfach 77 (1934) S. 479 u. 578.

² In England und USA. für die Aufbereitung stark verschmutzter und harter Flußwasser ziemlich verbreitet. — VOLLMAR: Gas- u. Wasserfach 77 (1934) S. 773.

³ VOLLMAR: Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 57 (1914) S. 944 u. 956; 63 (1920) S. 840.

⁴ TILLMANS: Vom Wasser, Bd. 4, S. 13. Berlin 1930. — NAUMANN: Gas- u. Wasserfach 79 (1936) S. 161.

⁵ HAASE: Werkstoffzerstörung und Schutzschichtbildung im Wasserfach, Teil I. Berlin 1939. — TOEDT, F.: Messung und Verhütung der Metallkorrosion. Berlin 1941.

⁶ TILLMANS-HIRSCH-SCHILLING: Gas- u. Wasserfach 72 (1929) S. 49, 78 u. 688. — TILLMANS-HIRSCH: Gesundh.-Ing. 54 (1931) S. 263. — TILLMANS-HEUBLEIN: Gesundh.-Ing. 35 (1912) S. 696. — BAUER, KRÖHNKE u. MASING: Die Korrosion metallischer Werkstoffe, 3 Bde. Leipzig 1936, 1938, 1940.

Das *Auswaschen* der Kohlensäure durch *Luft* findet, besonders bei Wässern mit höherer Karbonathärte (> 7 D.G.), durch Regenfall, Zerstäuben, durch Spritzsteller oder Düsen, durch Rieseln über Koks, grobe Steine, Betonhürden usw. statt (Abb. 56). Je feiner die Wasserstrahlen sind und je größer die Fallhöhe (mindestens 2 bis 3 m), desto vollständiger ist die Wirkung (z. B. bei den Amsterdamer Düsen). Auf 1 m^2 können 6 bis 10 l/s verregnet werden; also großer

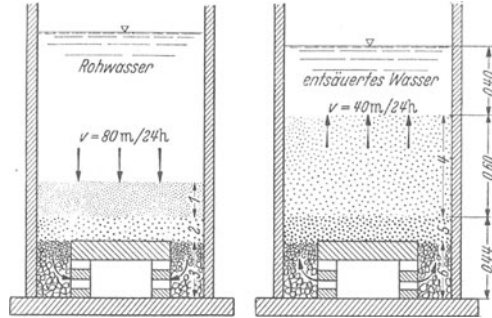


Abb. 59. Aufbau des Marmorfilters.

1 feiner Sand; 2 grober Sand; 3 Filterkies; 4 Marmorgrieß; 5 Marmorkies; 6 Filterkies.

Flächenbedarf. Die Kohlensäure muß durch gründliche Luftbewegung entfernt werden (Jalousien usw. am Rieselergebäude). *Vorteile:* Selbsttätiges Arbeiten, keine Reglervorrichtungen, zweckmäßige Verbindungsmöglichkeit mit Enteisung und Entmanganung in offenen Anlagen. *Nachteile:* Auf harte Wasser beschränkt, zweimaliges Pumpen. — *Thermische Entgasung* nur bei

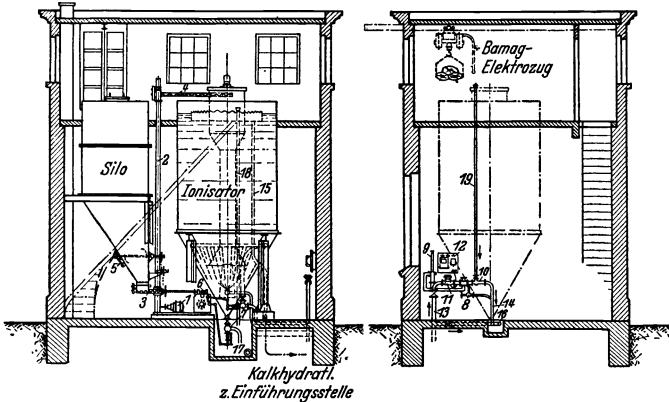


Abb. 60. Rohrschutzanlage Bauart Bücher.

Fördereinrichtung: 1 Fördermotor; 2 Hebewerk; 3 Meßschnecke; 4 Förderschnecke; 5 Klopfvorrichtung; 6 Rädergetriebe; 7 selbständige Spülung und Entschlammung.
Zusatzregelung: 8 Regelventil; 9 Leistungsanzeiger; 10 Luftdruckgerät; 11 Schaltwasseremesser; 12 Elektrisches Schaltgerät.
Wasserführung: 13 Zusatz-Rohwasser; 14 Wasserluftgemisch; 15 Kalkwasser; 16 Spülwasser; 17 Schlamm; 18 Überlauf; 19 Luft.

Brauchwasser und besonders bei Kesselspeisewasser. — Auch die *Vakuumentgasung* ist für öffentliche Wasserwerke bedeutungslos; zwar wenig Grundfläche, aber hohe Raum- und große Betriebskosten. Außer der Kohlensäure wird dem Wasser auch der für Rostschutz nötige Sauerstoff entzogen. — Die vorgenannten mechanischen Verfahren versagen, wo die saure Natur des Wassers nicht auf Kohlensäure, sondern auf freien Mineralsäuren oder Ferrosulfat beruht.

2. Bei der chemischen Entsäuerung (besonders bei weichen Wässern) wird die Kohlensäure durch Filtern über Marmor, Magnesit, Magnesiumspänen oder

durch Zusatz alkalischer Flüssigkeiten (Soda, Natronlauge oder — billiger — Kalk) gebunden.

a) Bei der *Marmorentsäuerung*¹ sind maßgebend: die Reibung des Wassers im Filter (also keine glatten Wände!), die Bemessung der *Schichthöhe und der Berührungszeit* (40 bis 60 min). Weiter ist Voraussetzung: vorherige gute Belüftung, Entfernen von Schwebestoffen, Eisen und Mangan, da sich sonst festhaftende Schicht auf dem Marmor bildet, die diesen unwirksam macht. Der Marmor darf nicht schwer angreifbar, also nicht zu hart und muß frei von Eisen und Arsen sein. Das offene oder geschlossene Filter wird von unten nach oben durchflossen (Abb. 59).

Vorteile: Geringe Wartung, unempfindlich gegen Schwankungen des Kohlensäuregehaltes. *Nachteile:* Beschränkt auf weiche (Karbonathärte nach Entsäuerung zwischen 2,5 und 7,5 D.G.), kohlen-säurereiche Wasser, empfindlich gegen trübe, gefärbte, eisen- und manganhaltige Wasser.

b) Da Marmorfilter höchstens bis zum Kalkkohlen-säuregleichgewicht ent-säuern, ist neuerdings geglühter Magnesit als Filtermasse empfohlen worden², der bei beliebigem Härtegrad anwendbar ist.

c) Der Zusatz *kohlensäurebindender Chemikalien* empfiehlt sich, wenn eine an Kalziumkarbonat übersättigte Lösung erreicht werden kann, die binnen längstens 6 Monaten eine Schutzschicht aus kohlensaurem Kalk und Rost auf der Rohrwand bildet (Aufhärtung). Die verbreitete *Kalkwasserentsäuerung* ist bei sehr weichen Wässern mit freier Kohlensäure am Platz. Bei dem Bücherverfahren der Bamag-Meguïn A.G. Berlin (Abb. 60)³, wird statt des sonst üblichen Sackkalkes ein aus bestem Rohstoff hergestelltes, staubförmiges, reines Kalkhydratpulver verwendet. Das daraus erzeugte Kalkwasser wird mit besonderer Meßeinrichtung dem zu entsäuern den Wasser zu-gesetzt. *Vorteile:* Beliebiger Grad der Entsäuerung möglich, Schutzschicht-bildung stets möglich, Trübungen, Eisen und Mangan ohne Einfluß. *Nachteile:* Sorgfältige Bedienung und Überwachung.

d) Zunehmende Bedeutung gewinnt die Filterung über *Magnomasse* (Magno-Werk G. m. b. H., Duisburg, Abb. 61), einem aus gebranntem und gekörntem Dolomit bestehenden und im wesentlichen Karbonate des Kalziums und Magnesiums sowie Magnesiumoxyd enthaltenden Stoff (71% CaCO₃, 22% MgO, 3% MgCO₃ und 4% andere mineralische Bestandteile)⁴. Gegen Eisen, Mangan und organische Stoffe ist die Magnomasse unempfindlich, weshalb Ent-säuerung, Enteisung und Entmanganung gleichzeitig möglich ist. *Vorteile:* Selbsttätiges Arbeiten, wenig Wartung, keine Zumeßvorrichtungen, großer Anwendungsbereich, gegen stark schwankende und hohe Filtergeschwindigkeit (bis zu 15 m/h) unempfindlich, bei einmal entkrusteten Röhren tritt keine neue Verkrustung auf. *Nachteile:* Kurze Einarbeitszeit nötig. Durch Verwendung der synthetischen Magnomasse (Magnosyn) kann die Zusammensetzung auf die jeweilige Wasserbeschaffenheit eingestellt werden, so daß man von der wechselnden Zusammen-setzung des Naturdolomits unabhängig ist. Trotz seines höheren Preises gegenüber Kalkhydratanwendung empfiehlt sich das Magnoverfahren besonders für Mittel- und Kleinanlagen, wo — im Gegensatz zu großen Werken — fachmännische Bedienung und Werkchemiker nicht verfügbar ist. — Auch das Entchlormittel *Katarsit* läßt sich in ähnlicher Weise als Kontaktfiltermasse zur Entsäuerung verwenden. Die mit der Zugabe von Flüssigkeiten und Gasen verbundenen betrieblichen Schwierigkeiten sind bei diesen Kontaktfiltermassen ver-mieden und damit eine Vereinfachung und Verbilligung angebahnt.

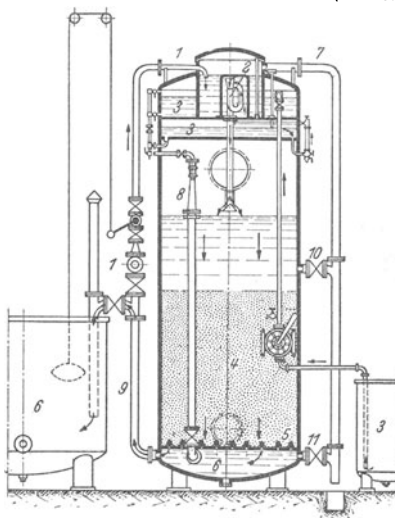


Abb. 61. Magno-Natrium-Entthärtungs-Filteranlage.

- 1 Rohwassereintritt; 2 Dosierungsvorrichtung;
- 3 Natronlauge; 4 MAGNO-Verbund-Filtermasse;
- 5 MAGNO-Filterdüsen; 6 Reinwasser; 7 Überlauf;
- 8 Dampfstrahlgebläse für Rückspülung; 9 Rückspülleitung; 10 Rückspülabwasserleitung;
- 11 Entleerung.

¹ TILLMANS-HIRSCH-ESCHENBRENNER: Vom Wasser, Bd. 4, Berlin 1932, S. 59. — BRÜCHE: Gas- u. Wasserfach 80 (1937) S. 488 u. 504.

² TILLMANS-HIRSCH-LÜRMANN: Gas- u. Wasserfach 74 (1931) S. 1097, 1128, 1147, 1172 u. 1195.

³ Gas- u. Wasserfach 70 (1927) S. 141, 171, 194, 219, 241 u. 271. — 71 (1928) S. 961 u. 988. — 75 (1932) S. 967; 76 (1933) S. 199. — Mitt. Landesanst. Wass- u. Hyg. 1931 H. 1 bis 4. — ENGELS: Gas- u. Wasserfach 78 (1935) S. 701.

⁴ BACH: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 545. — NAUMANN: Vom Wasser, Bd. 10, S. 201. Berli 1935; Gas- u. Wasserfach 79 (1936) S. 163 u. 575. — SARTORIUS: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 614

Bei der *Entgasung* handelt es sich im wesentlichen um Entfernen von Sauerstoff sowie um Entzug von Schwefelwasserstoff und leicht flüchtigen Geruch- und Geschmackstoffen. Entgasungseinrichtungen sind bei Trinkwasserwerken selten, wichtiger sind sie bei Kesselspeisewasser. Man bedient sich hierzu folgender Verfahren:

Das Entfernen des Sauerstoffes auf *mechanischem Wege* geschieht durch Verrieselung in sauerstofffreier Atmosphäre: Vakuumverrieselung. — Bei der *thermischen Entgasung* muß das Wasser bis auf 100° durch Dampfüberschuß mit oder ohne Anwendung von Luftlere erwärmt werden. Dieses Verfahren ist dort am Platz, wo es sich um hohen Sauerstoffgehalt und große Warmwassermengen handelt. — Die *chemische Entgasung* kommt wegen ihrer Kostspieligkeit nur bei kleineren Wasserwerken in Frage. Bei größeren Anlagen schaltet man mechanische oder thermische Entgasung vor. Der Sauerstoff wird entfernt durch Filtern über Eisenfeilspänen mit Nachfilter zum Abfangen des Eisenhydroxyds, durch Zugabe von sauerstoffverbrauchenden Chemikalien (Natriumsulfit). — Um zu verhindern, daß das Wasser wieder Sauerstoff aufnimmt, legt man bei allseitig geschlossenen Reinwasserbehältern ein Dampf- oder Stickstoffpolster auf die Wasseroberfläche, während man Saugpumpen mit ihren luftaufnehmenden Schnuffelventilen durch Druckpumpen ersetzt. — An weiteren aggressiven Säuren kommen Kieselsäure (für Kesselspeisewasser), Huminsäure (durch Bindung mit Kalkwasser, Natronlauge oder Soda) und Fettsäuren (durch Holzwole- oder Kiesfilter, unter Umständen durch Zusatz von schwefelsaurer Tonerde oder Soda) in Frage.

d) Die Enthärtung

des Wassers ist bisher bei uns in öffentlichen Wasserversorgungsanlagen als Hauptzweck nicht durchgeführt worden, so erwünscht sie vielfach für Sammelheizungen und Heißwasserbereitungen, neuerdings aber auch vom Standpunkt unserer Fettwirtschaft aus (Seifen- und Brennstoffersparnis, Wäscheschonung) in besonderen Fällen wäre (I A 5 S. 1102)¹. Demgegenüber sind bereits 1933 in rd. 160 größeren nordamerikanischen Städten zentrale Enthärtungsanlagen — überwiegend Oberflächennasser, daher vielfach als Nebenzweck — im Betrieb gewesen, die größtenteils nach dem Kalk-Sodaverfahren (hohe Koste, große Reaktionsräume, Schwierigkeit der Schlammabeseitigung), zum Teil auch nach dem Kalkverfahren oder mit Zeolithen (Aluminiumsilikate wie z. B. Natrolit) arbeiten. Die wichtigste Rolle spielt die Wasserhärte bei den Kesselspeisewässern und in zahlreichen Industrien (Textil- und Kunstseideindustrie, Bleichereien, Färbereien, Wäschereien u. a. m.), wo man ihr auch bei uns schon bisher größte Aufmerksamkeit schenkte (DIN 8104 bis 8108).

Die Entfernung der in erster Linie störenden Kalzium- und Magnesiumsalze geschieht — abgesehen von den thermischen und chemothermischen Verfahren — durch Zusatz von Ätzkalk, Soda, Ätznatron, Permutit, Trinatriumphosphat u. a., sowie den neuen Kunstharzen der I. G. Farben A.G. (Basen-Austauschverfahren)². An die in Grundsatz und Bauart sich meist wenig unterscheidenden Enthärtungsanlagen schließt sich in der Regel zur Trennung der ausgeschiedenen Härtebildner vom Wasser ein Schnellfilter an (Abb. 61). Sollen außer den Härtebildnern auch andere gelöste Salze aus dem Wasser entfernt werden, dann stehen verschiedene elektrolytische Verfahren zur Verfügung, mit denen man Wasser von jedem gewünschten Reinheitsgrad herstellen kann (Elektroosmose)³. Das jeweils zweckmäßigste Verfahren zur Enthärtung muß nach den örtlichen Verhältnissen und dem technisch-wirtschaftlichen Bedürfnis, dem das Wasser dienen soll, ausgewählt werden (z. B. Dehne, Halle, Grove-Berlin, Halvor-Breda, Charlottenburg, Permutit A.G.-Berlin, Reisert, Köln, Wabag, Breslau).

Das Permutitverfahren empfiehlt sich i. a. für Wäschereizwecke und Haushalt, das Kalk-Sodaverfahren für Kesselspeisewasser.

Bei dem neuen *Wirbelstrom-* (Wistros-) *Verfahren* der Permutit A.G. bildet sich bei der Ausscheidung der vorübergehenden Härte — im Gegensatz zu der Entkarbonisierung nicht lästiger Kalkschlamm, sondern verwertbarer fester Kalksand⁴.

Neue Wege zur Beseitigung und dauernden Verhütung von Kesselstein und Rostkrustenbildung geht das *Tonisorator-Verfahren* (O. Wülfrath, Köln-Braunsfeld), bei dem eine mit Quecksilber und Neongas gefüllte Glaskugel durch ihre Entladungen die sich im Wasser befindlichen Kesselsteinbildner ionisiert, so daß

¹ NAUMANN: Gas- u. Wasserfach 80 (1937) S. 7. — Vom Wasser, Bd. 11, S. 187. 1936. — HAUPT-STREFFENS: Gas- u. Wasserfach 80 (1937) S. 72.

² HOFER: Arch. Wärmew. 21 (1940) S. 185. — Auch die neuerdings bei Badeanstalten verbreitete Kalkenthärtung nach dem Verfahren der Petunia G.m.b.H., Grötzingen i. B., gehört hierher.

³ R. SCHMIDT: Mitt. Landesanst. Wass. usw. Hyg. 11 (1935) S. 27, 142; 12 (1936) S. 63. — STUMPER: Speisewasser und Speisewasserpflege im nezeitlichen Dampfkraftbetrieb. Berlin 1931. SPILTTGERBER: Kesselspeisewasserpflege. Leipzig 1937. — Eignung von Speisewasser-Aufbereitungsanlagen im Dampfkesselbetrieb, 2. Aufl. Berlin 1940.

⁴ ENSTR: Arch. Wärmew. 21 (1940) S. 169.

sich die Kristalle bei Erwärmung des Wassers als Schlamm — also erst im Kessel — niederschlagen. Da jedoch die vorherige Fortnahme der Stein- bzw. Schlammbildner aus dem Speisewasser erstes Erfordernis für einwandfreien Kesselbetrieb ist, kommt der Tonisator vorerst nicht als Kesselsteigenmittel in Frage.

e) *Beseitigen von Geruch- und Geschmackstoffen.*

Neben Algen und anderen Kleinlebewesen können schon ganz geringe Mengen von Schwefelwasserstoff, Eisen, Mangan, Kupfer, Phenol u. a. den Geruch und Geschmack von Trinkwasser ungünstig beeinflussen, z. B. aus Flüssen, die Abwässer und Phenole führen oder aus seichten Seen, deren Plankton zeitweilig abstirbt. Außer den bei der Enteisenung und Entmanganung erörterten Verfahren

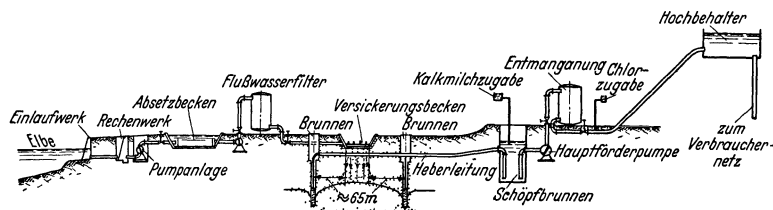


Abb. 62. Wassergewinnung und -aufbereitung in der Grundwasseranreicherungsanlage Hosterwitz bei Dresden.

stehen folgende Wege zur Beseitigung von Geruch- und Geschmackbelästigungen zur Verfügung (Abb. 62)¹:

1. *Belüftung* mittels Regnung, Versprühung und Preßluft (nur bei gelösten gasförmigen oder flüchtigen Geruchstoffen von Erfolg, nicht aber z. B. bei Phenolgeschmack);

2. *Zerstörung* der Geschmackstoffe durch Hochchlorung² mit nachfolgender Entchlorung durch schweflige Säure, Natriumthiosulfat oder aktive Kohle (aus Holz, Kohle, Torf, Lignit hergestellt);

3. *Vorbeugung* durch Ammoniakzusatz vor der Chlorung, Anwendung von Chloramin statt Chlor, Zerstörung der Algen durch Kupfervitriol oder Chlorung, Vorbehandlung des Wassers mit Kaliumpermanganat oder Wasserstoffsperoxyd;

4. *Adsorption* durch Langsamfiltration, Ausfällen mit Alaun usw. vor dem Schnellfiltern, Behandlung mit aktiven Kohlen³ auf gekörntem a-Kohlenfilter oder durch Zusatz gepulverter a-Kohlen vor dem Schnellfiltern.

Auf die mit der Umwandlung von Oberflächenwasser in Grundwasser, mit der Kühlung des Wassers in tiefen Becken oder Schächten, mit dem Rieseln über Gradierwerke verbundene Geschmacksverbesserung sei nur hingewiesen.

f) *Entölen des Wassers*⁴.

Die Ölverschmutzung der zur Wasserversorgung dienenden Flüsse entstammt den Kühl- und Kondenswässern der Industrie, dem von Kraftwagen verschmutzten Straßenniederschlagswasser, dem von den Schiffen mit dem Bilgewasser abgestoßenen Öl und Fett u. dgl. m. Sogar Grundwasserfassungen können durch undichte Benzintanks verunreinigt werden.

Bei der *mechanischen Entölung* durchfließt das ölhaltige Wasser in Zickzacklinie mit vermindertem Strömungsgeschwindigkeit Absetzbecken verschiedener Bauart. Die letzten Becken enthalten adsorptive Filterstoffe (Holz-, Putzwolle, Koks usw.). Auch Filtertücher aus dichtem Gewebe (z. B. Terrystoff) werden angewandt. Zunehmender Verwendung erfreuen sich Filter aus aktiver Kohle, wobei Vorentölung nötig ist. — Die *chemische Entölung* macht von der Adsorptionskraft verschiedener in dem zu entölen Wasser erzeugten Gele, besonders dem Aluminium-

¹ VOLLMAR: Gas- u. Wasserfach 74 (1931) S. 805 u. 900.

² ADLER: Gas- u. Wasserfach 72 (1929) S. 675. — LINK: Z. VDI 75 (1931) S. 170. — Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 8 (1931) S. 99. — Gas- u. Wasserfach 73 (1930) S. 985; 74 (1931) S. 787.

³ IMHOFF-SIERP: Gas- u. Wasserfach 33 (1931) S. 572. — SIERP: Techn. Gem.-Bl. 32 (1929) S. 153; Gas- u. Wasserfach 74 (1931) S. 764. — SMIT: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 52. — KOENIG: Gesundh.-Ing. 54 (1931) S. 273. — HAUPT-STEFFENS: Z. Ges. Technik u. Städte-Hyg. 25 (1933) S. 97. — KÜHNE-HELLER: Gas- u. Wasserfach 82 (1939) S. 769 u. 784.

⁴ SPLITZGERBER: Vom Wasser, Bd. 5, S. 146. Berlin 1931.

hydroxyd, Gebrauch. Die ausgeflockten Gele werden dann in Absetzbecken oder Filtern abgefangen. Auch chemische Fällmittel wie Alaun- und Sodalösung, Kalkwasser werden angewandt. — Bei den *elektrolytischen Entöler* wird das Wasser an Eisenelektroden vorbeigeführt (Stromverbrauch 0,2 kWh/m³); der sich bildende ölhaltige Eisenschlamm wird gefiltert. Bei öl- und benzinhaltigen Wässern dürfen asphaltische Bitumen, wie z. B. Palesit, für Dichtung von R-o-leitungen, Behälterauskleidungen usw. nicht verwendet werden, sondern nur ölfeste Massen, wie z. B. Thiokol.

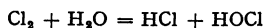
23. Entkeimung.

Die Möglichkeit, daß krankmachende Keime in das Trinkwasser gelangen, besteht bei allen Oberflächenwässern, aber auch bei ufergefiltertem Grundwasser, z. B. bei Hochwasser (vgl. IB 12 S. 1127). In solchen Fällen ist niedriger Keimgehalt, möglichst unter 10 Keime/cm³, mindestens aber unter 100 Keime/cm³ nötig. Für die Entkeimung stehen folgende Verfahren zur Verfügung:

a) **Abkochen**, d. h. 10 min dauerndes Erhitzen des Wassers auf 75°, kommt bei zentralen Wasserversorgungen schon wegen der hohen Bau- und Betriebskosten nicht in Frage. Es eignet sich u. a. für Expeditionen und den Haushalt bei plötzlich eintretender Verseuchung des Leitungswassers (z. B. bei Rohrbrüchen).

b) Durch **Langsamfilter** (IF 21 S. 1149) wird eine weitgehende Entkeimung erzielt, besonders wenn chemische Fällung und Klärung in Absetzbecken vorgeschaltet wird und die Filter genügend feinen Sand und mäßige Arbeitsgeschwindigkeiten haben. Fortlaufende Prüfung der Keimzahlen ist nötig.

c) Die **Chlorung** ist das zweckmäßigste, billigste und verbreitetste Entkeimungsverfahren¹. Sie findet Anwendung in Form von Chlorgas, Chloraugel, Chlorkalk oder geeigneten Chlorstickstoffverbindungen. Die Wirkung des Chlors beruht nach der Gleichung:



sowohl auf seiner Eigenschaft als Zellgift als auch auf seiner Fähigkeit, keimtötenden Sauerstoff frei zu machen.

Die billigste, einfachste und verbreitetste Anwendung hat das *Chlorgasverfahren*, wobei das Chlor flüssig oder gasförmig in Stahlflaschen oder Kesselwagen unter einem Druck von 4 bis 9 at bezogen wird. Beim *mittelbaren Verfahren* von ORNSTEIN (Chlorator-G.m.b.H., Berlin S 14) wird das aus der Stahlflasche entnommene Chlor durch ein Niederdruckventil auf gleichmäßig niedrigen Druck (0,5 at) gebracht und dann die durch eine Meßvorrichtung abgemessene Menge in fließendem Wasser gelöst. Diese Chlorlösung (1 bis 5 g Chlor im l Wasser) wird dem Trinkwasser unmittelbar und fortlaufend zugeführt.

Beim *unmittelbaren Verfahren* (Bamag-Meguin, Gartzweiler, Martiny & Co.) wird eine vorher abgemessene Chlormenge unmittelbar oder mit Hilfe von Druckwasser in dem zu behandelnden Wasser zerstäubt (Abb. 63). Zusatz von zu wenig Chlor bewirkt ungenügende Entkeimung, von zu viel Chlor dagegen Chlorgeschmack im Wasser. Die zuzusetzende Menge richtet sich nach dem Chlorbindungsvermögen des Wassers. Beim Vorkommen auch nur von Spuren phenolartiger Körper im Wasser (z. B. auch aus Rostschutzanstrichen von Röhren) ist Chlorung zu vermeiden, da der bereits erwähnte, sehr unangenehme Jodoformgeschmack auftritt. Durch Filtern des gechlorten Wassers über Aktivkohle oder durch Zusätze von Antichlormitteln (schweflige Säure, Sulfite, Natriumthiosulfat oder Ammoniumverbindungen) läßt sich indes dieser Nachteil beseitigen.

Von der mit einem starken Chlorüberschuß arbeitenden *Hochchlorung*, bei der eine weitgehende Entkeimung erreicht wird, ist in IF 22 S. 1159 berichtet worden. Sie ist z. B. dort am Platz, wo die einfache Chlorung am Ende weitverzweigter Leitungsnetze nicht mehr genügend wirkt, weil das Reinwasser noch schützende Schwebe- und Quellstoffe, oder größere Mengen organischer Bestandteile enthält. Sie ist von der *Überchlorung* zu unterscheiden, die bei Wässern notwendig werden kann, deren rasch wechselnder Gehalt an organischen Stoffen wechselnde Chlorzung verursacht². Über- und Hochchlorung setzen die Anwendung eines selbsttätig und zuverlässig arbeitenden Entchlorungsverfahrens voraus (körnige Aktivkohle, Schwefeldioxyd, Katarit)³.

Eine bequeme, für Wasserwerke geeignete Mechanisierung gestattet auch *Natrium- und Magnesiumhypochloritlösung*, die mit Hilfe des elektrischen Stromes in Elektrolyseuren (Siemens u. Halske, Deutsche Solvaywerke, A. Stahl, Aue i. S.) hergestellt wird⁴.

Gleichsinnig findet *Kaliumhypochlorit* bei der hauptsächlich in Frankreich (u. a. Lyon, Reims) verbreiteten „Verdünnung“ Anwendung.

Die Verwendung von *Chlorkalk* (25 bis 35% Chlorgehalt) ist für Wasserwerke weniger geeignet, da sie sich schlecht mechanisieren läßt. Chlorkalk kommt daher nur für vorübergehende Entkeimung bei plötzlich eintretender Verseuchungsgefahr von Wasserversorgungsanlagen in Frage. — Bequemer zu handhaben, aber ebenfalls nur für kleine Wassermengen geeignet, ist *Caporit*

¹ HAASE: Gas- u. Wasserfach 71 (1928) S. 385; 72 (1929) S. 217. — ORNSTEIN: Gas- u. Wasserfach 71 (1928) S. 1081; Gesundh.-Ing. 53 (1930) S. 694.

² PICK-GRUSCHKA: Gas- u. Wasserfach 79 (1936) S. 365 u. 425.

³ IMHOFF-SIERP: Gas- u. Wasserfach 72 (1929) S. 465.

⁴ BRUNS-PABST: Gas- u. Wasserfach 78 (1935) S. 37.

(Calciumhypochlorit der I. G. Farben A.G.), das 75% aktives Chlor enthält. — *Chloramine* sind dort am Platze, wo man dem Wasser eine mindestens 2stündige Einwirkungszeit geben kann. Sie bilden sich, wenn Ammoniak und Chlor gleichzeitig auf Wasser einwirken und verhindern die bei unvorsichtiger oder zu starker Chlorung sehr leicht auftretenden Geruchs- und Geschmacksbelästigungen.

d) Der **Zusatz von Ätzkalk** setzt gründliche Vermischung mit dem Wasser und genügend lange Einwirkungsdauer in großen Absetzbecken (mindestens 12 h) voraus. Neben Entkeimen findet auch Entfärben und Abnahme der organischen

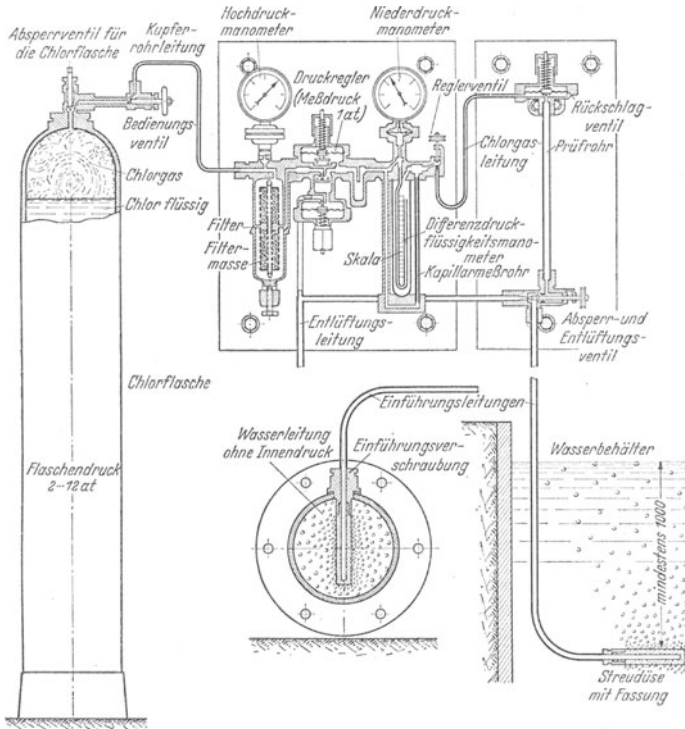


Abb. 63. Chlorgas-Entkeimungsanlage zur Einführung des Chlorgases in offene Wasserbehälter, Rohrleitungen, die Wasser ohne Druck führen usw. (Bamag-Meguin AG., Berlin.)

Stoffe statt. Anwendungsgebiete: Tropen, Entkeimen von Schachtbrunnen und Reinigen von weichem Talsperrenwasser.

e) Die **Ultraviolettbestrahlung** durch mit Quecksilberdampf gefüllte Quarzlampen kommt — weil kostspielig — nur für kleine Wassermengen in Frage (z. B. Usterapparat der Quarzlampengesellschaft Hanau oder Anwendung des Moore-Lichtes beim SCHNIDTSCHEN Verfahren). Auch darf das Wasser weder zu trübe noch gefärbt oder zu keimreich sein¹.

f) Die **Ozonierung** empfiehlt sich nur bei billigem Strom. Die keimtötende Wirkung des dreiatomigen Sauerstoffs ist eine sehr gute; dazu kommt, daß das Wasser keinen fremden Geschmack annimmt, vielmehr sind neuerdings auch gute Erfahrungen mit der Farb-, Geruchs- und Geschmacksverbesserung durch Ozonbehandlung gemacht worden². Die Ozonanlage besteht in der Hauptsache

¹ VAGEDES: Gas- u. Wasserfach 78 (1935) S. 80. — JOLLASSE-LAUSTER: Z. VDI 80 (1936) S. 909.

² SCHÖNFELDT: Gas- u. Wasserfach. 80 (1937) S. 130.

aus Lufttrockner, Ozonerzeuger, Hochfrequenzgenerator mit Umformer, Verdichter oder Mischer und Ozonverteilungseinrichtung im Entkeimungsturm, in den das in Langsam- oder Schnellfiltern (mit oder ohne Fällmittel) vorgereinigte Wasser eingeleitet wird (Abb. 64). Statt der Ozontürme wird neuerdings ein Strahlapparat benutzt, der das Ozon ansaugt und das Gemisch von Ozon und

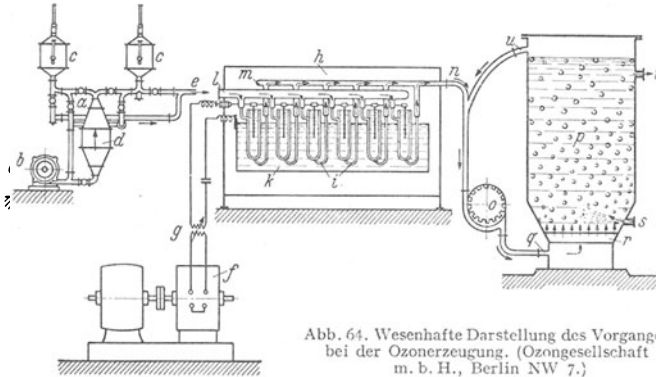


Abb. 64. Wesentliche Darstellung des Vorganges bei der Ozonzeugung. (Ozongesellschaft m. b. H., Berlin NW 7.)

a Lufttrockeneinrichtung; b Frischlufteintritt; c Behälter zur Aufnahme der Trockenmasse; d Heizelement; e Trockenluftaustritt; f Stromerzeuger; g Resonanztransformator; h Ozongerät; i Ozonröhren; k Kühlwasserbehälter; l Luftsammelrohr; m Ozonsammelrohr; n Ozonaustritt; o Ozonverdichter; p Sterilisationsturm; q Ozoneintritt in den Turm; r Ozonverteilungsplatte; s Wassereintritt; t Ozonwasseraustritt; u Ozonableitung.

Wasser weiterdrückt. Bevor das Wasser in den Reinwasserbehälter gelangt, durchfließt es Entlüftungskaskaden. Bemerkenswert ist die Zunahme der Ozonierung in Frankreich¹.

g) Als **weitere Oxydationsmittel** kommen Kaliumpermanganat, Jod, Brom, Wasserstoffsuperoxyd zur Entkeimung in Frage. Bei Sporenbildnern hat Brom die stärkste Wirkung. Wasserstoffsuperoxyd ist zu kostspielig.

h) Bei dem von **KRAUSE** eingeführten **Katadynverfahren** wird von der keimtötenden Wirkung der Metalle, besonders von Silber und Kupfer, Gebrauch gemacht². Gelöste oder schwebende Stoffe beeinflussen die Katadynwirkungen weitgehend. Für kleinere Wassermengen ist das Verfahren in Anwendung (Badewasser, Flaschensterilisatoren, Druckfilter zum Anschluß an die Wasserleitung³). Für öffentliche Trinkwasserwerke sind jedoch bei der langen Kontaktzeit die Kosten zu groß. — Dieser Mangel führte zum **Elektro-Katadynverfahren**, bei dem mit Hilfe eines schwachen Gleichstromes Silberionen aus formierten Silberkathoden in das Wasser gesandt werden. Von maßgebendem Einfluß auf Größe und Leistung der Anlage ist die Wasserbeschaffenheit (elektrische Leitfähigkeit, erzielbare Stromausbeute, pH-Wert, Wassertemperatur). Die hierfür nötigen Einrichtungen sind verhältnismäßig einfach, raumsparend und erfordern wenig Aufsicht. Für kleine Wasserversorgungsanlagen (Unterkunftsgebäude, Bäder, Industrien) kommt daher ihre Einführung in Frage⁴.

i) Wasserentkeimung durch elektrischen Strom mit oder ohne Silber ermöglicht das für große und kleine Wassermengen anwendbare **Cumansilververfahren** (Angelmi-Werke, Leipzig)⁵, bei dem die Ionisierung des Chlors aus den Chloriden des Wassers an der Anode in verdünnten Elektrolyten der grundlegende Gedanke ist. Die Cumanisierung ist etwas teurer als die Chlorung, verursacht aber keine übelriechenden chemischen Verbindungen.

k) Die Wasserreinigung durch **Elektroosmose** beruht grundsätzlich darauf, daß die im Wasser gelösten Salze und Beimengungen unter dem Einfluß des elektrischen Stromes zu den Zuführungen des Stromes, den Elektroden, wandern und dort durch vorgelegte porige Scheidewände (Diaphragmen) zurückgehalten werden. Das Verfahren hat für gewisse technische (chemische Industrie, Kesselspeise- und Brauwasser) und medizinische Zwecke Bedeutung⁶.

¹ Génie civ. 102 (1933) S. 118.

² OLSZEWSKI: Vom Wasser, Bd. 3, S. 91. Berlin 1929. — HERRMANN: Monatsbull. schweiz. Ver. Gas- u. Wasserfachm. 15 (1935) S. 262.

³ VIESOHN: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 317.

⁴ KRAUSE: Vom Wasser, Bd. 7, S. 74, Berlin 1933, mit Schriftenangaben. — VAN DER LEEDEN: ebenda, S. 90.

⁵ KRUSE-FISCHER: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 312.

⁶ JAEKEL: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 114.

II. Stadtentwässerung und Abwasserbehandlung (Abwasserwesen) ¹.

A. Stadtentwässerung.

1. Aufgabe und Umfang der Ortsentwässerung.

a) Aufgabe.

Alle den menschlichen Siedlungen entstammenden flüssigen oder an Flüssigkeiten gebundenen Abfallstoffe, die infolge ihrer physikalischen, chemischen, bakteriologischen und biologischen Beschaffenheit und ihrer Menge Belästigungen oder Schädigungen des Menschen oder wirtschaftlichen Schaden verursachen können, bezeichnet man als *Abwasser*. Hierzu gehört alles in menschlichen Haushaltungen und Wirtschaftsbetrieben (Hausabwasser), in Gewerbe, Industrie und Landwirtschaft (Gewerbe- usw. Abwasser) verwendete Wasser (Schmutzwasser) sowie die Niederschlags- oder Schmelzwässer (Regenwasser), die die Schmutzstoffe von den Plätzen, Straßen und Höfen der Siedlungen abschwemmen. Aufgabe der Entwässerungsanlagen ist es, die Abwässer möglichst rasch, vollkommen und schadlos aus den menschlichen Siedlungen zu beseitigen. Sie sind die naturgemäße Ergänzung der Sammelwasserversorgung. Darüber hinaus muß es aber Aufgabe jeder *Abwasserwirtschaft* sein, die Beseitigung der Abwässer und *Verwertung* der in ihnen enthaltenen Stoffe als Ganzes zu betrachten und nicht wie bisher die Entwässerung (Abwassersammlung und -ableitung) als das Wichtigere anzusehen oder sich mit der *Abwasserreinigung* allein zu begnügen.

b) Entwässerungsverfahren.

Die technisch und wirtschaftlich vollkommenste Art der Sammlung und Ableitung der Abwässer liegt vor, wenn sämtliche Abwässer einschließlich der Kotstoffe im Entwässerungsnetz abgeführt werden, also Aborte mit Wasserspülung, keine Abort- oder Versitzgruben und Grundstückskläranlagen: *vollkommene Entwässerung*. Im Gegensatz hierzu steht die *unvollkommene Entwässerung* ohne Aufnahme der Kotstoffe.

Dabei unterscheidet man zwei Arten der Vollentwässerung, je nachdem die Regenwässer zusammen mit den Schmutzwässern oder getrennt von ihnen abgeleitet werden. Die 1. Art nennt man *Mischverfahren* im Gegensatz zum *Trennverfahren*, bei dem die Regenwasser in besonderem Entwässerungsnetz (meist nur kurze Leitungen bis zum Flußlauf) oder oberirdisch in Gräben und Rinnen, also getrennt vom Haus- und Gewerbeabwasser abgeleitet werden. Um bei der Mischentwässerung den Leitungen und Kläranlagen nicht zu große Abmessungen geben zu müssen, werden zur Abführung überschüssiger Regenwassermengen *Regenauslässe* (R in Abb. 65) nach dem nächstgelegenen Vorfluter angeordnet (vgl. II A 6a 6 S. 1189). Gewerbe- oder Industrieabwasser von besonderer Reinheit, wie z. B. Kondenswasser oder das Überwasser von öffentlichen Auslauf- und Springbrunnen, wird nicht selten unmittelbar in den Flußlauf geleitet, um den Pumpbetrieb und die Abwasserbehandlungsanlagen zu entlasten.

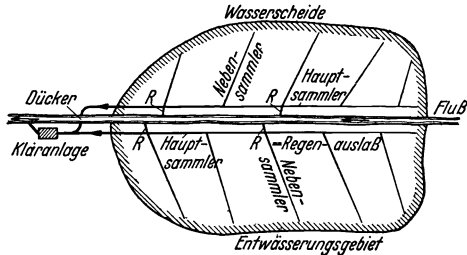


Abb. 65. Regenauslässe bei Mischentwässerung.

¹ Zur weiteren Vertiefung seien empfohlen: [26] bis [33] sowie die verschiedenen Jahrgänge von „Deutsche Wasserwirtschaft“, „Gesundh.-Ing.“, „Die Städtereinigung“ und „Wasser und Abwasser“. Vgl. ferner DIN 4015-Formelzeichen und Begriffsbezeichnungen in der Abwassertechnik. — Festlegungen von Begriffsbezeichnungen in der Wasserwirtschaft (Wasserversorgungs- und Abwassertechnik). Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 598. — REITER u. MÖLLERS: CARL FLÜGGES Grundriß der Hygiene, 11. Aufl., S. 252f. Berlin 1940. — Behelfe zur Kostenberechnung gibt A. SCHOKLITSCH: Kostenberechnungen im Wasserbau und Grundbau. Wien 1937.

Tabelle 14. Gegenüberstellung der Misch- und Trennentwässerung (unvollständig!).

Mischentwässerung	Trennentwässerung
Vorteile:	
Einfaches Leitungsnetz, raumsparend und stets billiger als Doppelnetz des Trennverfahrens, wenn Regenwasser nicht durch kurze Leitungen in Vorfluter geleitet werden kann. Hausanschlußleitungen kosten nur etwa halb soviel als bei Trennverfahren. Einfacher Betrieb.	Keine Kellerüberstauungen. Für Schmutzwasserleitungen kleine Querschnitte mit großer und gleichmäßiger Geschwindigkeit und Schwimmtiefe. Auch bei ebenem Gelände bestehen Regenwasserleitungen in kurzen Stichleitungen zum Vorfluter mit gutem Gefälle, kleinen Querschnitten, seichter Lage. Gleichmäßigere Beschaffenheit der Schmutzwasser verbilligt Bau und Betrieb der Kläranlage.
Nachteile:	
Tiefere Lage und größere Kosten für Hauptleitungen, Pumpwerke und Kläranlagen. Mißstände im Vorfluter, Geruchbelastigungen der Anwohner und Kellerüberstauungen infolge der Regenauslässe nicht immer vermeidbar. Schwerwiegende Folgen von Schätzungsfehlern in den Regenwassermengen.	Stärkere Inanspruchnahme des unterirdischen Straßenraumes. Umständlicher Leitungsbetrieb. Sorgfältige Überwachung, damit Straßen-, Hof- oder Gartenabläufe nicht versehentlich in Schmutzwasserleitungen geleitet werden.

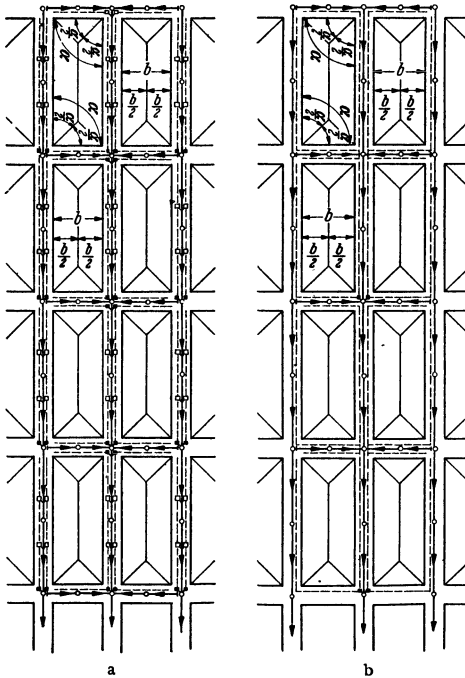


Abb. 66. a Mischentwässerung; b Verbundentwässerung.

Die Entscheidung über die Wahl des Entwässerungsverfahrens ist in jedem Fall von der wirtschaftlichen Gegenüberstellung aller Bestimmungsgrößen abhängig. Nicht selten wird es sich zeigen, besonders, wenn man von den eng bebauten Großstadtbezirken absieht, daß das Trennverfahren billiger als das Mischverfahren ist. So z. B. bei kurzen, geeigneten Entwässerungsgebieten, oder wo das Schmutzwasser gepumpt werden muß, oder wo das Leitungsnetz der Bebauung voranleitet, oder wo bestehende Leitungen zur Schmutzwasserableitung ungeeignete Gefälle haben. Insbesondere bietet das Trennverfahren bei den heute vorwiegend in deutschen Mittel- und Kleinstädten zu erbauenden Neuentwässerungen leichtere Möglichkeiten zur wirtschaftlichen Durchführung der Ortsentwässerung als das an sich hochwertigere Mischverfahren¹.

Für kleine Orte kann ein *Verbundverfahren* in der Weise zweckmäßig sein, daß das Regenwasser solange als möglich in den Rinnsteinen geführt und es erst dann den Mischwasserleitungen übergeben wird, wenn es die Straßenrinnen nicht mehr fassen können. In Abb. 66b sind die Leitungen der Seitenstraßen nur für Schmutzwasser zu bemessen, besitzen also keine Straßenabläufe.

2. Allgemeine Anordnung der Entwässerungsnetze.

a) Begrenzung und Aufteilung des Entwässerungsgebietes.

1. Allgemeines. Als Hauptleitung oder Hauptsammler bezeichnet man die Leitung, welche die gesamten Abwässer eines Gebietes (Einzugsgebiet) aufnimmt

¹ BRITUNG: Gesundh.-Ing. 57 (1934) S. 382.

und der Kläranlage oder dem Pumpwerk zuführt. In sie münden die Nebenleitungen oder Nebensammler ein. Die Anordnung eines Entwässerungsnetzes hängt vor allem ab von der Grundrißform, Geländegestalt und Größe der Ortschaft, von der Lage des Vorfluters, der Kläranlage oder des Pumpwerkes sowie von der Behandlungsart des Abwassers. Stets ist anzustreben, daß die Abwässer in *frischem* Zustand auf schnellstem, billigstem und kürzestem Wege entfernt werden. Daraus ergibt sich die Lage der Hauptsammler in den tiefsten Geländepunkten und die Aufteilung des Entwässerungsgebietes nach den natürlichen Wasserscheiden. Von letzteren aus führen die Nebensammler die Abwässer auf dem kürzesten Weg zum Hauptsammler. Für die Führung der Leitungen im einzelnen sind die bestehenden oder im Bebauungsplan vorgesehenen Straßen bestimmend. Für die wichtigeren Sammler sind enge, krümmungsreiche Straßen zu meiden. Stets hat die Kostenfrage zu entscheiden. So setzt sich ein Gesamtentwässerungsnetz aus zahlreichen, vom Straßennetz abhängigen Einzelnetzen zusammen, deren Berührungslinien meist auf den Wasserscheiden des Geländes liegen.

2. Entwässerungsnetze. Je nach der Verschiedenheit der bestimmenden Verhältnisse unterscheidet man verschiedene Leitungszarten (Abb. 67):

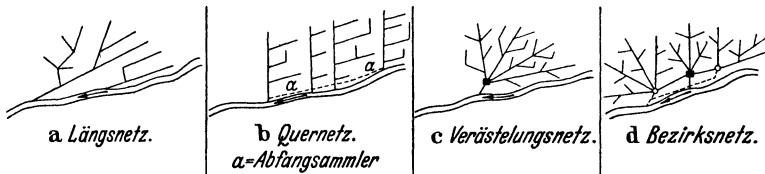


Abb. 67. Entwässerungszarten.

Längsnetz.	Quernetz.	Verästelungsnetz.	Bezirksnetz.
Mehrere unter sich und mit dem Vorfluter gleichlaufende Sammler (Abb. 67a), z. B. Chemnitz, Dresden, Düsseldorf, Hamburg, Magdeburg, Wien, London, Cleveland.	Ein oder mehrere zum Vorfluter gleichlaufende Hauptsammler, in welche die einzelnen Leitungen einmünden, oder Regenwasseretze, die senkrecht zum Vorfluter unmittelbar in diesen einmünden (Abbildung 67b) z. B. alte Stadtentwässerung von Kiel, Passau, Verden, New York-Manhattan.	Mehrere Einzelsammler laufen unmittelbar ohne Zwischenschaltung eines Hauptsammlers in eine Kläranlage oder ein Pumpwerk zusammen (Abb. 67c), z. B. Aachen, Hannover, Karlsruhe, Leipzig, Stuttgart.	Mehrere getrennte Zonen werden durch Verästelungsnetz entwässert und die Abwässer nach einem oder mehreren Aufnahmepunkten geführt (Abb. 67d), z. B. die 12 Netze von Berlin.

Die örtlichen Verhältnisse, insbesondere die Rücksichtnahme auf bestehende Leitungen, können sowohl zu Verbindungen von verschiedenen Netzen als auch zum Vorkommen mehrerer dieser Netzarten in derselben (großen) Stadt zwingen. Praktischen Wert hat die vorstehende Netzeinteilung nicht.

3. Entwässerungsverbände usw. Der Zusammenschluß mehrerer, auch räumlich getrennter Gemeinden zur Abwasserableitung kann notwendig werden infolge Besonderheiten der örtlichen Lage, Oberflächengestaltung und Vorflutverhältnisse, etwa bei Führung des Hauptsammlers für die Außenbezirke, bei Anordnung der Regen- und Notauslässe oder wenn Bau und Betrieb einer gemeinsamen Leitungsnetz- oder Kläranlage billiger ist, als wenn jede Gemeinde selbständig vorgeht oder wenn mehrere Gemeinden auf denselben Vorfluter angewiesen sind u. dgl. m. Für alle derartigen Fälle ist Zusammenschluß mehrerer Gemeinden zu *Entwässerungsverbänden* zweckmäßig.

Wo die Anwendung des hierfür in Preußen einschlägigen Zweckverbandsgesetzes vom 19. 7. 1911 nicht möglich ist (dieses umfaßt nur öffentlich-rechtliche Körperschaften), schließen sich alle Abwasserzeuger (Gemeinden und Industrie) — und Wasserentnehmer — auf Grund besonderen Gesetzes zu einer *Abwassergenossenschaft* (z. B. Emscher-Genossenschaft und Ruhrverband-Essen) zusammen oder treffen eine vertragliche Regelung. Ihre Aufgaben können sein:

Reinhalten oder Regelung des Vorfluters, gegenseitige Abstimmung von Wasserversorgung und Abwasserableitung usw., kurz Betonung der übergeordneten Wasserwirtschaft. Auch die Riesel-
feldgenossenschaften gehören hierher¹.

b) Bebauungsplan und Abwasserableitung².

Die innigen Beziehungen zwischen Bebauungsplan und Entwässerung werden immer noch nicht hinreichend gewürdigt. Bei Planung von Entwässerungsnetzen ist man fast immer gezwungen, auf mehr oder weniger weit über das gegenwärtige Baugebiet hinausgehende Einzugsflächen Rücksicht zu nehmen, zumal bei den künftig zu beachtenden Forderungen des neuzeitlichen Städtebaues (Weiträumigkeit, aufgelockerte Bauweise usw.). Auch kann man weder die Lage der Hauptsammler noch den Standort der Kläranlage mit dem so vorteilhaften Vogelschutzgehölz festsetzen, ohne das zukünftige Straßennetz wenigstens in seinen Hauptzügen zu kennen. Hierzu bedarf es vor Planung des Entwässerungsnetzes der Aufstellung eines wenigstens generellen Bebauungsplanes oder eines Flächenaufteilungsplanes, in dem der Verlauf der Verkehrswege und die künftige Art der Nutzung des Geländes (Wohn-, Gewerbe- usw. -viertel, Freiflächen, Eisenbahnen usw.) bestimmt ist. Falsch wäre es, die *verfrühte* Aufstellung eines *ins Einzelne* gehenden Bebauungsplanes erzwingen zu wollen, um angeblich zuverlässige Unterlagen für die Leitungsnetzberechnung zu erhalten. Die in der Möglichkeit einer späteren Änderung der Bebauungspläne liegende Unsicherheit sollte auch bei der beim Entwurf von Entwässerungsnetzen anzuwendenden Rechnungsschärfe nicht unbeachtet bleiben.

3. Vorarbeiten.

Sie erstrecken sich auf die Beschaffung der Planunterlagen (Übersichtsplan 1:25000³, Stadtplan 1:10000, Bebauungsplan) mit Einträgen der Gebäude mit besonders großem Wasserverbrauch, der in den nächsten 10 bis 20 Jahren auszuführenden Hauptverkehrszüge, des städtischen Grundbesitzes, der Höhen der Straßenkreuzungen, Straßenquerschnitte mit Befestigungsart, unterirdischen Leitungen, auf Angaben über die Wasserversorgung, über Linienführung, Gefälle und Tiefenlage, etwa schon bestehender Entwässerungsanlagen, Kraftwerke, offene Gewässer, klimatische und Bevölkerungsverhältnisse, Wohndichte, besondere Wünsche für die Stadtentwässerung (Anschluß- und Benutzungszwang, Gebührensatzung, Verwertung der Abwässer usw.).

Mit diesen *vor* Beginn der Planung abzuschließenden Vorerhebungen ist möglichst frühzeitig zu beginnen; man kann sie kaum zu weit ausdehnen, will man sich und die Auftraggeber vor Enttäuschungen und die Unternehmer vor Schaden bewahren. Die Grenzen der Verantwortung hinsichtlich der dem Entwurf zugrunde liegenden Annahmen sind schriftlich festzulegen.

Der *Vorentwurf* (bei kleinen und mittleren Orten entbehrlich) hat zu bestehen aus: Meßtischblättern 1:25000 oder Übersichtsplan 1:10000 für die allgemeine Beurteilung mit äußerer Begrenzung des Entwurfs, den Grenzen der Leitungsnetze und den Hauptsammlern (Wasserscheiden), Langenschnitte der Hauptsammler mit Regen- und Notauslässen (Längen wie im Lageplan, Hohen 1:100 oder 1:200), Bohrergebnisse bei einigen Punkten der Hauptsammler und der Kläranlage, einem Erläuterungsbericht⁴ und einem Übersichtsplan der voraussichtlichen Bau- und Betriebskosten.

Der *Entwurf* muß enthalten: Übersichtsplan 1:25000 bis 1:10000 mit Höhenschichtenlinien (Luftbildplane), Stadtplan 1:5000 bis 1:2000 mit sämtlichen Leitungen, Regen- und Notauslässen; Langenschnitte sämtlicher Leitungen ($H = 1:100$ oder $1:200$) mit Kellertiefen und Grundwasserständen; Bauzeichnungen der Leitungsstrecken mit Hausanschlüssen, Einsteigschächten und Straßenabläufen, Sohlengefälle, Leitungsquerschnitte 1:100 bis 1:50 (jedoch nur in festliegenden Straßen); Bauzeichnungen der Schächte, Abläufe, Sonderbauwerke, Kläranlage, sämtliche Bohrergebnisse; Ausschreibungsbedingungen; Erläuterungsbericht; Leistungsverzeichnis mit Kostenanschlag; Kostenaufbringung. Bei Normenblättern genügt deren Angabe.

Für den Betrieb der fertigen Entwässerungsanlage, für Umbauten und Erweiterungen sind *Bestandspläne* der Leitungen 1:500 oder 1:250 zu erstellen (DIN 4050).

¹ Vgl. auch das Gesetz über Wasser- und Bodenverbände vom 10. 2. 1937 (Reichsgesetzbl. I, S. 188 u. 933).

² Vgl. auch „Richtlinien für die Ordnung der Wasserwirtschaft in der Landes- und Stadtplanung“, Raumforschung und Raumordnung 3 (1939) H. 11/12 und Gesundh.-Ing. 63 (1940) H. 11. — SEYFRIED: Totalplanung im Sulmtal bei Heilbronn. Gartenkunst 53 (1940) S. 33.

³ Hinsichtlich der Fehlergrenzen für die Oberflächendarstellung in topographischen Karten vgl. EGERER, A.: Untersuchungen über die Genauigkeit der topographischen Landesaufnahme (Höhlenaufnahme) von Württemberg im Maßstab 1:2500. Württ. Jahrbücher für Statistik und Landeskunde 1915, H. 1.

⁴ Bei Einreichung von Entwässerungsentwürfen an preußische Behörden vgl. Min. Erl. vom 30. 3. 1896. Vjschrift gerichtl. Medizin u. öff. Sanitätswesen, Suppl. 1896.

Besondere Bedeutung für die Entwurfbearbeitung, Veranschlagung der Kosten und Abgabe der Unternehmerangebote kommt der *Bodenerkundung* zu¹. Hierzu dienen Angaben aus alten Bauakten, Brunnen, Steinbrüche, Kies- und Schürfgruben, Probebohrungen ($d \geq 10$ cm), die bis auf 2 m und mehr unter die künftige Leitungssohle zu führen sind. Unter gewissen Voraussetzungen kommen auch geophysikalische Bodenuntersuchungen in Frage. Die Wahl des Untersuchungsverfahrens und der Abstand der Schürfungen richtet sich neben allgemeinen geologischen Erwägungen nach der Art des Bodens und der Aufgabe. Zuziehung eines Ingenieurgeologen ist zweckmäßig.

Bei der *äußeren Begrenzung* des Entwurfes sind die bereits in IA2 und 3 (S. 1092ff.) erörterten Grundsätze über die Voraussichtnahme und Bevölkerungsvermehrung zu berücksichtigen [32]².

Als *durchschnittlicher Zeitraum*, für den Entwässerungs- und Klaranlagen zu bemessen sind, können 20 bis 30 Jahre zugrunde gelegt werden. Über 40 Jahre läßt sich die Zunahme der Ansprüche selten berücksichtigen.

4. Abwassermengen.

Das einer Leitung zulaufende Abwasser besteht aus 99,9 % Wasser und 0,1 % mineralischen und organischen Stoffen und hat ein spezifisches Gewicht von 1,001. Es setzt sich zusammen 1. aus Haus-, Gewerbe- und Industrieabwasser (Schmutzwasser), 2. aus Regenwasser, 3. aus Sickerwasser, das als Grundwasser oder bei unmittelbarer Nähe von Wasserläufen als Flußgrundwasser in die Leitungen zusetzt und 4. aus etwa eingeleitetem Bachwasser, dem Überlaufwasser öffentlicher Brunnen, Leitungspülwasser und eingeworfenem Schnee. Die Abwassermenge wird nach der Größe der zum Abfluß in die Leitung beitragenden Fläche in ha und nach der Wohndichte beim Schmutzwasser bzw. nach der Abflußspende in $l/s \cdot ha$ beim Regenwasser berechnet. Die den einzelnen Leitungssträngen zugehörigen Einzugsgebiete lassen sich aus dem Höhenschichtenplan leicht festlegen, indem man für wenig geneigtes Gelände genügend genau die einzelnen Teilgebiete wie in Abb. 68 gegeneinander abgrenzt: Man teilt die Baublöcke in der Mitte der Schmalseiten und zieht von den Baublockenden die winkelhalbierenden Abgrenzungslinien (Abb. 66). Bei stark bewegtem Gelände sind die Beitragsflächen nach der Geländeneigung festzusetzen.

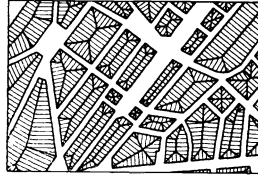


Abb. 68. Verteilung der Beitragsflächen auf die Abwasserstränge. (Nach SCHOKLITSCH.)

a) Schmutzwasserabfluß.

Bei den Schmutzwassermengen fallen die menschlichen Kotstoffe nicht ins Gewicht, da sie nur $1,3$ l/ET betragen. Haus- und Straßenmüll sind ausgeschlossen. Bei mittleren und kleineren, mit gemeinsamer Wasserversorgung versehenen Städten werden die Schmutzwassermengen genügend genau aus der zugeführten Wassermenge (Wasserverbrauch) bestimmt, mit einem nicht selten größeren Zuschlag für Zusammendrängung des Abflusses auf kurze Zeiten (größte Stundemenge = $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ des 24stündigen Abflusses) und für Wasser aus privaten Wassergewinnungsanlagen (S. 1096 u. 1097). Hierzu legt man dem Schmutzwasserabfluß den durchschnittlichen Tageswasserverbrauch q_m und für die Stunde des Höchstverbrauches $0,10 q_m$ zugrunde (S. 1096 und Tabelle 2, Spalte 3 bis 7). Ist E die Einwohnerzahl je ha (Wohndichte, Tabelle 2, Spalte 3 und 4) und fließt die Tagesverbrauchsmenge von 150 l/E in 12 h ab, dann ist der Schmutzwasserabfluß $150 E/12 \cdot 60 \cdot 60 = 0,00347 E$ $l/s \cdot ha$. Der größte Teil des Schmutzwassers kommt in Städten in 16 h, in mittleren Ortschaften in 14 h und in kleineren Ortschaften in 12 h zum Abfluß. Für die Festsetzung der Verdünnung bei Notauslässen ist der *mittlere* Trockenwetterabfluß maßgebend.

¹ DIN 4021 Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben und DIN 4022 Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse. — „Richtlinien für bautechnische Bodenuntersuchungen.“ 3. Aufl. Berlin 1941. — Vorläufige Richtlinien zu Bodenuntersuchungen für die städtebauliche Planung. Reichsarbeitsblatt Nr. 10—11 vom 15. 4. 42 S. I 170—175. — R. MÜLLER: Dtsch. Wasserrw. 37 (1942) S. 113, 160, 223

² MUNKNER: Gesundh.-Ing. 44 (1921) S. 597.

Es ist aber keineswegs immer gestattet, den Schmutzwasserabfluß dem Wasserverbrauch der zentralen Wasserversorgung gleichzusetzen. Vielfach gelangt nur ein Teil des letzteren (bis zu < 50%) in die Abwasserleitungen, während viel Wasser aus fremden Bezugsquellen in das Entwässerungsnetz kommt. So schwankte das Verhältnis der Abwassermenge zur Zuflußmenge der Sammelwasserversorgung zur Stadt von 1900 bis 1926 in Massachusetts zwischen 111 und 145%, Worcester zwischen 109 und 158%, Quincy zwischen 105 und 143%, Providence zwischen 102 und 195%.

Bei gewerblichen und industriellen Betrieben ist fallweise Mengenermittlung nötig (ob aus privater Eigenversorgung, ob stoßweise oder gleichmäßig verteilte Schmutzwasserzufuhr),

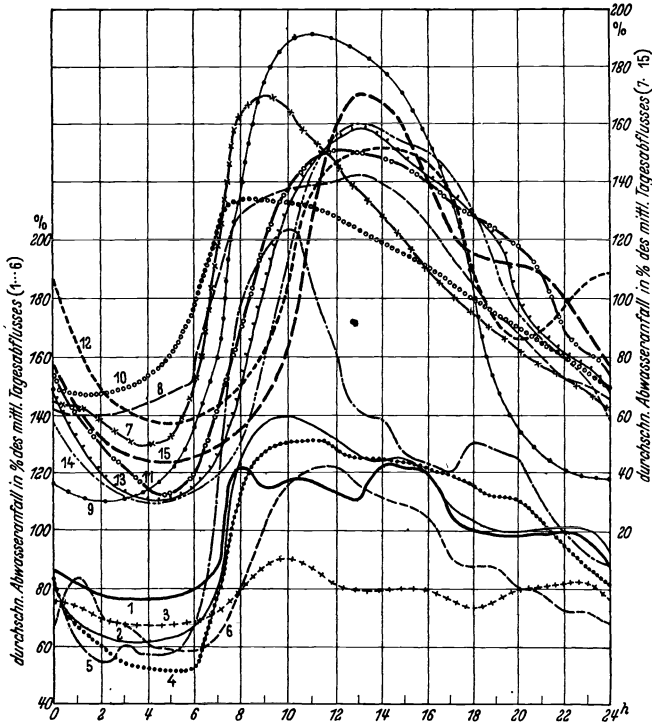


Abb. 69. Tägliche und stündliche Schwankungen in der Abwassermenge.

1 Toledo: Gewerbeabwasser, im Durchschnitt; 2 Toledo: Gewerbeabwasser, am Sonntag; 3 Toledo: Gewerbeabwasser, am Montag; 4 Toledo: Hausliches Abwasser, im Durchschnitt; 5 Toledo: Hausliches Abwasser, am Sonntag; 6 Toledo: Hausliches Abwasser, im Durchschnitt; 7 Cincinnati: Industrieabwasser, im Durchschnitt; 8 Cincinnati: Hausliches Abwasser, im Durchschnitt; 9 Cincinnati: Abwasser aus dem Handelsviertel, im Durchschnitt; 10 Durchschnitt von 7 amerikanischen Städten; 11 Leipzig: Größte Tagesmenge am 10. 7. 1934 (Dienstag); 12 Leipzig: Kleinste Tagesmenge am 26. 12. 1934; 13 Leipzig: Mittlere Sommertagesmenge ohne Sonn- und Feiertage (Mai bis Oktober 1934); 14 Leipzig: Mittlere Wintertagesmenge ohne Sonn- und Feiertage (November 1933 bis April 1934); 15 Leipzig: Mittlere Feiertagesmenge aus 44 Sonn- u. Feiertagen.

Anhaltspunkte über die Schwankungen des Schmutzwasserabflusses geben die Abb. 3, 4 (S. 1098) und 69; sie sind unter anderem für den Betrieb von Abwasserpumpwerken wichtig. Bei uns bewegt sich der Anteil des Gewerbeabwassers am Trockenwetterabfluß zwischen 5% (Bunzlau) und 93% (Nordhorn).

Beim Mischverfahren hat die Schmutzwassermenge auf die Leitungsdimensionierung fast keinen Einfluß; die Regenwassermengen können 50- bis 100mal so groß sein als die Trockenwettermenge. Letztere hat nur Bedeutung bei Berechnung der Teilfüllung bei Trockenwetter, bei Bemessung großer Hauptsammler, von Regenausläßen und Kläranlagen (Tabelle 2). Beim Trennverfahren dient die Schmutzwassermenge zur Berechnung des Leitungsnetzes.

Für die Bemessung des Schmutzwasseranfalls sind einem ständigen Einwohner gleichzusetzen bei Schulen 10 Schüler, bei Gasthäusern 3 Gäste, bei Sommerwirtschaften 15 Gäste, bei Geschäftshäusern und bei Fabriken je 3 Betriebsangehörige.

b) Regenwasserabfluß¹.

Da die Kosten einer Mischentwässerung — abgesehen von großen Haupt-sammelrnen und Zuleitungen zu Kläranlagen — hauptsächlich von den angenehmen Regenabflußmengen abhängen, so ist ihre richtige Bestimmung eine der verantwortungsvollsten Ingenieuraufgaben. Unter der großen Zahl möglicher Regenfälle sind nur stärkere Regen von geringer Ausbreitung und Dauer (Stark- oder Platzregen, Wolkenbruch) von Bedeutung².

Die Regenstärke in mm/min ist:

$$i = \frac{N}{T} = \frac{\text{Regenhöhe}}{\text{Regendauer}}$$

Die Regenspende in l/s · ha ist:

$$r = 166,7 \cdot \frac{N}{T}$$

Der Umwandlung von Regenhöhen in Regenspenden für stärkere Einzelregen dient Abb. 70.

Für die Bestimmung der Regenabflußmenge kommen die Verfahren unter 1. bis 5. in Betracht, bei deren Auswahl man sich aber stets der unsicheren Berechnungsgrundlagen bewußt sein sollte: die Unsicherheit hydrometeorologischer Mittelwerte, die auf S. 1166 erwähnten Änderungsmöglichkeiten des Bebauungsplanes, die unsicheren Annahmen der Wohndichten, Abflußbeiwerte usw. Auch ist der Verringerung der Leitungsquerschnitte auf Grund solcher mehr oder weniger näherungsweise Rechnungen schon deswegen zu widerraten, weil bei den Entwässerungsnetzen eine möglichst hohe Sicherheit aus hygienischen Gründen notwendig ist und weil die Leistungsfähigkeit der Leitungen bei zunehmenden Querschnitten rascher wächst als der Bauaufwand.

1. Für die Schätzung aus der Fläche des Niederschlagsgebietes gibt IMHOFF die in Abb. 71 enthaltenen Linien an, die aus sehr vielen der Praxis entnommenen Werten zusammengestellt sind. Sie eignen sich für Entwürfe einfacher Art, vorläufige Schätzungen und zum Nachprüfen von Entwürfen.

2. Die abgekürzte Berechnung aus der Lauflänge *l*, geschätzter Abflußgeschwindigkeit *v* und

¹ Anweisung zur Auswertung von Schreibregennesseraufzeichnungen für wasserwirtschaftliche Zwecke (AAR1936). Abwasserfachgruppe der Dtsch. Ges. f. Bauwesen e. V. Sonderdruck aus Gesundheits-Ing. 60 (1937) S. 22, 40 u. 55. — REINHOLD: Regenspenden in Deutschland. Berlin 1940. Arch. für Wasserwirtschaft H. 56.

² Starkregen sind alle Regenfälle oberhalb der Grenze $h = \sqrt{5t - \left(\frac{t}{24}\right)^2}$,

wo *h* = Regenhöhe in mm, *t* = Regendauer in min. Im Gegensatz hierzu werden unter Dauerregen alle Regenfälle verstanden, die bei einer ununterbrochenen Dauer von mindestens 6 h eine Stundenstärke von mehr als 0,5 mm aufweisen (in den Alpen 4,0 mm).

³ Aus Taschenbuch der Stadtentwässerung von Dr. Ing. K. IMHOFF, 9. Aufl., München u. Berlin 1941.

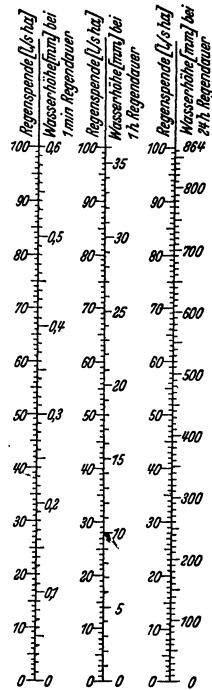


Abb. 70. Rechentafel für Starkregen.

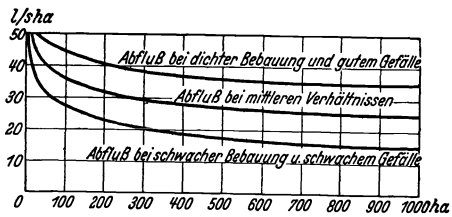


Abb. 71. Schätzung der Abflußmenge aus der Fläche des Niederschlagsgebietes für Straßenleitungen in geschlossenen Städten³.

Abflußbeiwert ψ gestattet die ebenfalls von IMHOFF stammende Abb. 72. Der Abflußbeiwert ψ bestimmt jenen Teil der Regenmenge, der nach Abzug der

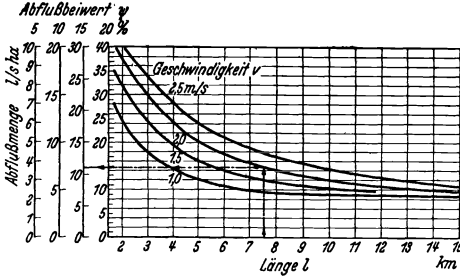


Abb. 72. Abgekürzte Berechnung aus Lauflänge l , geschätzter Abflußgeschwindigkeit v und Abflußbeiwert ψ^1 .

Versickerungs- und Verdunstungsmenge zum Abfluß kommt:

$$\psi = \frac{\text{Abflußspende}}{\text{Regenspende}} = \frac{q1/s \cdot ha}{r1/s \cdot ha}$$

Er hängt ab von der Beschaffenheit der Niederschlagsfläche (Oberflächenbefestigung, Bodenart, Geländeneigung, Baumbestand), Regendauer und -stärke, Jahreszeit, den Temperatur- und Feuchtigkeitsverhältnissen².

Als Durchschnittszahlen für flaches Gelände und Sommerregen gelten die in Tabelle 2, Spalte 8 (S. 1096) enthaltenen Werte. Da die richtige Annahme des Abflußbeiwertes besonders wichtig ist, kann seine genauere Ermittlung aus den einzelnen Arten der Überdeckung von Ortsflächen durch Dächer, Höfe, Straßen, Gärten usw. notwendig sein (Tabelle 15).

Tabelle 15. Einzelabflußbeiwerte.

Beschaffenheit der Auffangflächen	Abflußbeiwert ψ
Metall- und Schieferdächer	0,95
Gewöhnliche Dachziegel und Dachpappe	0,90
Holzzement-, Preßkiesdächer, also Flachdächer verschiedener Herstellungsweise	0,5 — 0,7
Asphaltpflaster und dicht abgedeckte Fußwege	0,85 — 0,90
Fugendichtes Pflaster aus Stein oder Holz	0,75 — 0,85
Reihenpflaster ohne Fugenverguß	0,5 — 0,7
Schotterstraßen, wassergebunden und Kleinsteinpflaster	0,25 — 0,60
Kieswege	0,15 — 0,30
Unbefestigte Flächen, Bahnhöfe	0,1 — 0,2
Park- und Gartenflächen	0 — 0,1

Für ein Niederschlagsgebiet F , das sich aus verschiedenen Teilflächen $F_1, F_2 \dots$ mit den Abflußbeiwerten $\psi_1, \psi_2 \dots$ zusammensetzt, ergibt sich der Mittelwert des Abflußbeiwertes zu:

$$\psi = \frac{F_1 \cdot \psi_1 + F_2 \cdot \psi_2 + \dots}{F_1 + F_2 + \dots} \tag{70}$$

Während man früher die Abflußbeiwerte für Niederschläge kurzer Dauer — abgesehen von der Verschiedenheit einzelner, morphologisch unterscheidbarer Teilflächen — als Festwerte angenommen hat, sind sie nach neueren Untersuchungen unter anderem abhängig von der Jahreszeit, Regendauer T und Regenstärke i in der Form³:

$$\psi = \mu \cdot i^x \cdot T^y, \tag{71}$$

wobei μ die Oberflächenbeschaffenheit und den Einfluß des örtlichen Klimas berücksichtigt Die Versuche von REINHOLD ergaben:

$$\psi = \mu \cdot i^{0,587} \cdot T^{0,228}, \tag{72}$$

- wo für leicht gewalzte Sandoberfläche $\mu = 0,0064$
- für Kopfsteinpflaster, Fugen mit Sand gefüllt $\mu = 0,0214$
- für Kopfsteinpflaster, Fugen mit Asphalt vergossen $\mu = 0,0238$.

Für größere Gebiete ist nach REINHOLD:

- für dichtbebaute Flächen in der Innenstadt $\mu = 0,022$
- für halbdichtbebaute, geschlossene Vorstädte $\mu = 0,0169$
- für offenbebaute Flächen $\mu = 0,0117$
- für unbebautes Gelände $\mu = 0,0065$.

¹ Aus Taschenbuch der Stadtentwässerung von Dr. Ing. K. IMHOFF, 9. Aufl., München u. Berlin 1941.

² KARG: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 136. — REINHOLD: Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 294. — WEBER: Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 671 u. 683.

³ POGGI: Le fognature di Milano, 1914. — H. EIGENBRODT: Gesundh.-Ing. 45 (1922) S. 1, 77, 85 u. 137. — F. REINHOLD: Bautechn. 7 (1929) S. 507 u. 529.

3. Die einfache Rechnung mit Berechnungsregen und festem Abfluß.
 beiwert geht davon aus, daß für jeden Punkt eines Entwässerungsgebietes nur ein Regen von bestimmter Stärke und Dauer der ungünstigste ist.

Aufgabe einer richtigen Leitungsberechnung ist es nun, mit Rücksicht auf Größe, Länge und Gefälle des Leitungsnetzes einerseits, die für die Berechnung anzunehmende größte Regenmenge und -dauer festzusetzen, die sich die betreffende Gemeinde nach dem möglicherweise in Frage kommenden Schaden bei Überlastungen der Leitungen finanziell noch leisten kann und andererseits zu entscheiden, welche kleinsten Regen nach Stärke und Dauer man im vorliegenden Fall noch verantworten darf. Mit Hilfe der Regenschreiberaufzeichnungen ergeben sich für einen bestimmten Ort Regenfälle von verschiedener „Wertigkeit“. Aus wirtschaftlichen Gründen kann man nun nicht den Regen der höchsten Wertigkeit, d. h. selten vorkommende, besonders große Regenfälle, der Leitungsbemessung zugrunde legen, da die Kosten — namentlich für kleinere Orte — unerschwinglich wurden. Man entscheidet sich daher für geringerwertige Regenfälle und nimmt eine gewisse jährliche Anzahl schädlicher Leitungsüberlastungen in Kauf [32]¹. Heute begnügt man sich beim Mischverfahren meist mit Regenfällen, die in 1,5 bis 2 Jahren einmal überschritten werden, während beim Trennverfahren eine Regenreihe mit alle 1/2 oder alle Jahre einmal überschrittenen Regen als ausreichend gilt. Dabei empfiehlt es sich nicht, unter 5 min Regendauer herabzugehen (in steilem Gelände), weil kurze Regen von nur wenigen Minuten nicht zur vollen Geltung kommen (Aufnahmefähigkeit der trockenen Bodenoberfläche und der noch leeren Leitungstrecken). Bei normalen Geländebeziehungen genügen 15 min als kürzeste Dauer eines Berechnungsregens; in steilem Gelände wird man auf 10 oder 5 min herabgehen.

Die beim heutigen Stand der Auswertung der gesamten deutschen Beobachtungen zuverlässigste Berechnungsgrundlage für Regen- und Mischwasserleitungen stellt der von der Arbeitsgruppe Abwasserwesen ausgewertete Beobachtungsstoff dar². In Abb. 73 sind die Werte für r'_{15} , d. h. die Regenspenden in l/s · ha für einen jährlich einmal überschrittenen Regen von $T = 15$ min Dauer dargestellt. Für den alle Jahre einmal überschrittenen Regen ergibt sich die Regenreihe der Tabelle 16 (S. 1174). Die landschaftsmäßige Zusammenfassung des Beobachtungsstoffes führte zur Abgrenzung von 5 Gebieten, und zwar:

	Landschaftsmittelwert r'_{15} in l/s · ha
I Nordwestdeutschland	85
II Nordost- bis Mitteldeutschland	94,5
III Westdeutschland	96
IV Sachsen, Schlesien	106
V Südwestdeutschland	119

In Abb. 75 sind die Landschaftsregenspendenlinien für jährliche Häufigkeit $n = 1$ dargestellt. Die für Deutschland allgemeingültige Mittelkurve entspricht der Gleichung

$$r'' = \frac{2385}{T + 9},$$

wo r'' die Regenspende des Deutschlandmittels ($n = 1$) in l/s · ha und T die Regendauer in min ist.

Um die Regenspende r' in Abhängigkeit von dem jeweiligen r'_{15} darstellen zu können, ist mit dem von IMHOFF eingeführten Zeitbeiwert φ (S. 1178):

$$r' = \varphi \cdot r'_{15}.$$

Daraus ergibt sich für den Zeitbeiwert der jährlich einmal erreichten oder übertroffenen Regenspenden:

$$\varphi = \frac{24}{T + 9},$$

während für Regenspenden beliebiger Häufigkeit wird:

$$\varphi = \frac{38}{T + 9} \left(\frac{1}{\sqrt[n]{n}} - 0,369 \right)$$

oder angenähert:

$$\varphi = \frac{24}{n^{0,385} \cdot (T + 9)}.$$

Die Leitungsbemessung geht also in der Weise vor sich, (S. 1178, Zeitbeiwertverfahren), daß aus Abb. 74 zu einer gegebenen Regendauer T der Zeitbeiwert φ für die gewählte Regenhäufigkeit n abgelesen und mit dem aus Abb. 73 zu entnehmenden Wert r'_{15} des betr. Ortes in Deutschland vervielfacht wird, um die gesuchte Regenspende r zu erhalten.

Beispiel: Für eine süddeutsche Stadt mit $r'_{15} = 120$ l/s · ha, $n = 0,5$, $T = 30$ min wird mit Abb. 74 $\varphi = 0,80$, so daß die gesuchte Regenspende $r = 120 \cdot 0,80 = 96$ l/s · ha ist.

¹ W. BREITUNG: Auswertung von Regenbeobachtungen und Bestimmung der Regenabflussmengen für städt. Kanäle. Diss. T. H. Stuttgart 1911.

² F. REINHOLD: Deutsche Wasserwirtschaft 34 (1939) S. 275; 35 (1940) S. 170. — Regenspenden in Deutschland. Archiv für Wasserwirtschaft H. 56. Berlin 1940.

Nr.	$r_{s,1}$ l/s·ha	Meßstelle
1	100	Duisburg-Hamborn-Alte Emscher
2	94	Duisburg-Hamborn-Schwelgern
3	80	Duisburg-Hamborn-Schmidtthorst
4	94	Oberhausen
5	92	Essen-Frohnhausen
6	84	„ -Nord
7	90	„ -Ruhrhaus
8	92	Gelsenkirchen-Horst
9	88	Gelsenkirchen-Schalke
10	84	Gelsenkirchen-Altstadt
11	110	Wanne
12	80	Bochum
13	100	Habinghorst
14	84	Kruckel
15	93	Waltrop
16	90	Kamen
17	112	Herringen
18	102	Düsseldorf (Stadt)
19	104	Duisburg (Stadt)
20	108	Bochum (Stadt)
21	82	Oberhausen (Stadt)
22	100	Solingen (Stadt)

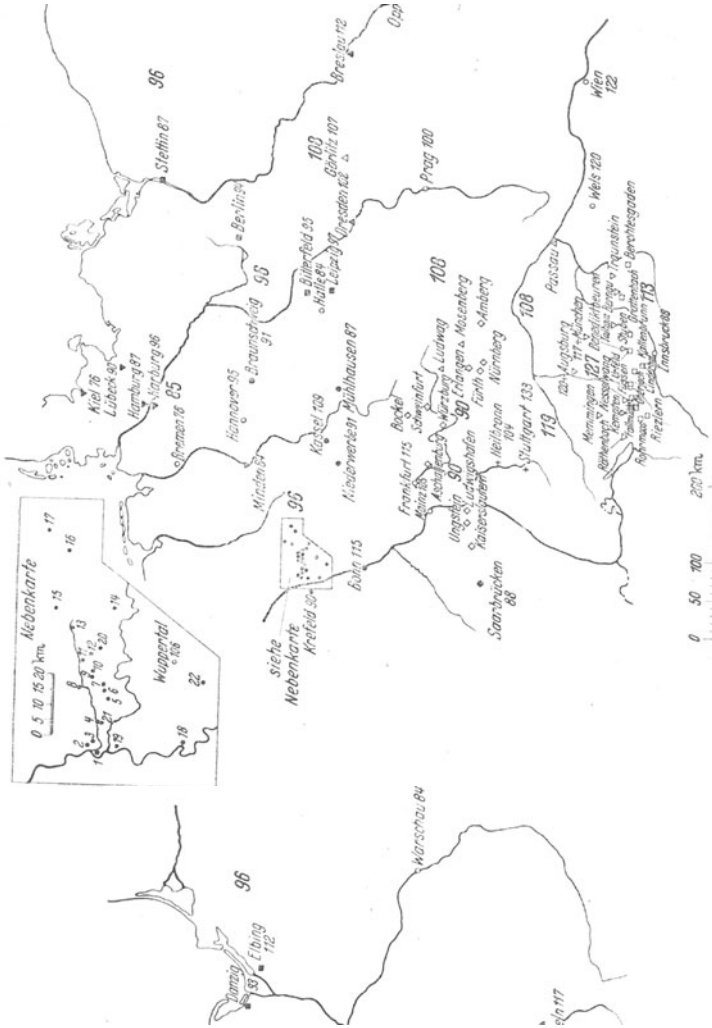


Abb. 73. Jährlich einmal überschrittene Regespanden in l/s·ha für eine Regendauer $T = 15$ min. (Nach Reinhold.)

Erläuterung zur Abb. 73. Zur Ermittlung der Landschafts-Hauptwerte verwendete Zahlen.

Hauptwert r_{15} l/s · ha	Auswertungen der Arbeitsgruppe Abwasserwesen und gleichwertige Angaben			Angaben der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde			
	Meßstellen- bezeichnung	r_{15} l/s · ha	Gebiet	Meßstellen- bezeichnung	r_{15} l/s · ha	Gebiet	
85	▼	85	I Nordwest- deutschland				
96	■	94,5	II Nordost- bis Mittel- deutschland				
	●	96		III West- deutschland			
90	◆	88	(Saarbrücken)	◇	87,5	Vorderpfalz Nordbayerisches Flach- und Tiefland	
					88		Nordbayerisches Hügelland
108	▲	106	IV Sachsen- Schlesien	△	107	Bayer. Mittelgebirge, Hoch- und Innenlagen	
					108		Bayer. Mittelgebirge, Rand- gebiete
					107		
119	+	119	V Südwest- deutschland				
127				▽	123 126,5	Alpenvorland Schwäb.-Bayer. Hochebene, südlicher Teil	
113				□	113	Alpengebiet	

Aus der Rechentafel Abb. 76 kann nach der Formel $r = \varphi \cdot r_{15}$ die Spende eines Regens beliebiger Häufigkeit und Dauer für jede Gegend Deutschlands

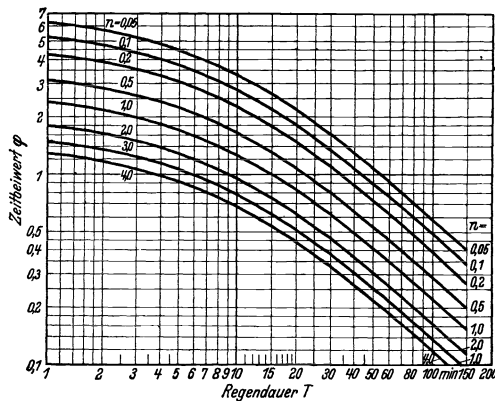


Abb. 74. Zeitbeiwertlinien. (Nach REINHOLD.)

leicht abgelesen werden. Auch die Umhüllungskurve der Verbindungslinien r , T für die größten in Deutschland beobachteten Regenspenden ist dort eingetragen¹.

Die so errechneten Regenspenden sind *Mittelwerte* der betr. Landschaft, so daß — namentlich innerhalb von Städten — infolge örtlich bedingter Einflüsse erhebliche Abweichungen der tatsächlich auftretenden Regenspenden möglich sind. Wo daher infolge Mangels an Schreibregensmesseraufzeichnungen Rückschlüsse aus wetterkundlich ähnlich gelegenen Orten gezogen werden, ist Vorsicht nötig.

¹ FISCHER: Zbl. Bauverw. 44 (1924) S. 370.

Tabelle 16. Regenspendenmittelwerte für Deutschland für $n = 1$ in $l/s \cdot ha$ für eine Dauer von :

5	10	15	30	60	90	150	min
169	125	98	61	35	24,5	16	$l/s \cdot ha$

Bei Leitungsnetzen, die nach der Regenreihe der Tabelle 16 bemessen werden, ist anzunehmen, daß alle Teile einmal im Jahr überlastet werden. Eine Reihe solcher Sturzregen von verschiedener Dauer und Stärke, aber gleich häufiger Belastung bezeichnet man daher als *wirtschaftlich gleichwertige Regen*, weil die Entwässerungsanlage nirgends eine Überbemessung aufweist.

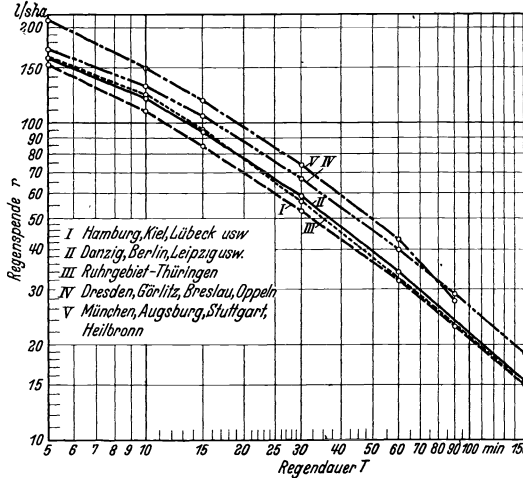


Abb. 75. Regenspendelinien der Landschaftsgebiete I—V ($n = 1$). (Nach REINHOLD.)

Um die für die Bemessung der Leitungen maßgebenden Abflußzahlen zu erhalten, legt man als Berechnungsregen z. B. den von 15 min Dauer in einer Regenspende von $98 l/s \cdot ha$ bei unterirdischen Leitungen und von $200 l/s \cdot ha$ bei offenen Abwasserläufen zugrunde, womit sich die Werte der Tabelle 2, Spalte 9 und 10 (S. 1096) ergeben. Die einfache Rechnung mit Berechnungsregen und festem Abflußbeiwert ist für Gebiete bis zu $400 ha$ in der Regel genügend genau. Der Kopf der hierbei verwendeten Liste ist in Tabelle 17 wiedergegeben.

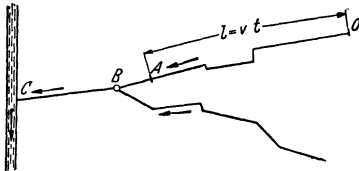


Abb. 77. Abflußverzögerung.

Sobald nun der *Berechnungsregen*, d. h. die Regenreihe für den alle Jahre oder alle 2 Jahre usw. einmal erreichten oder überschrittenen Regen festgelegt ist, muß nun für jede Abwasserleitung jener Regen der Reihe gesucht werden, dessen Beitrag am größten wird. Dabei zeigt es sich, daß lang dauernde, weniger starke Regen für die unteren Leitungsstrecken unter Umständen eine größere Wertigkeit besitzen als heftige, kürzer dauernde. Infolgedessen können für ein Leitungsnetz *mehrere* Berechnungsregen in Frage kommen.

4. Das Summenlinienverfahren. Die in irgendeinem Punkt *A* eines Leitungsnetzes (Abb. 77) mögliche Größtabflußmenge, $\max Q$ hängt ab:

- a) Von der Größe der Einzelflächen F_1, F_2, \dots , die zu den einzelnen Strängen S_1, S_2, \dots gehören;
- b) von der Regenspende r der Berechnungsregen, die für die Bemessung der oberhalb *A* liegenden Leitungsstränge ΣS_x zugrunde gelegt sind;
- c) von den zu den Einzelflächen F_x gehörigen Abflußbeiwerten ψ_x ;
- d) von den sich aus a) und c) ergebenden einzelnen Abflußmengen

$$Q = \Sigma \psi_x \cdot F_x \cdot r;$$

- e) von der Dauer T der benutzten Berechnungsregen.

Wenn t die Fließzeit vom entferntesten Punkt *O* des Leitungsnetzes bis zum Punkt *A* ist, dann kann $t \leq T$ sein. Die Größtabflußmenge in *A* ist dann in den beiden ersten Fällen:

$$\max Q = \psi \cdot F \cdot r.$$

— wenn auch „verzögert“ — ab. Für diesen gegenüber der (kurzen) Regendauer langsamen Abfluvorgang des Regenwassers hat man den unzutreffenden Ausdruck „Abflußverzögerung“ geschaffen und diese Erscheinung nach dem Vorgang von BÜCKL-ZIEGLER durch den „Verzögerungsbeiwert“

$$\eta = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$$

berücksichtigen wollen. Die Unzulänglichkeit dieses früher häufig angewandten Verfahrens (mit $n = 4$ bis 8) ist heute allgemein anerkannt und der Begriff der Verzögerung im früheren Sinn als überholt zu betrachten.

Die Einflüsse, unter denen der Abfluvorgang des Regenwassers steht, sind:

1. Die ungleiche Regenhöhe auf großen Flächen macht sich um so mehr geltend, je größer das Gebiet bzw. je länger die Zeit ist, die das Wasser zum Durchfließen des Gebietes braucht.
2. Die größte Flutwelle des Regenwasserabflusses verflacht sich allmählich beim Abwärtswandern in der Leitung. Diese Erscheinung der Verflachung kann verstärkt werden durch den im Leitungsnetz vorhandenen Ausgleichraum, zu dem auch Rückhaltebecken gehören¹.
3. Die Zugrichtung des Regens kann für größere Gebiete von Bedeutung sein.
4. Von ausschlaggebendem Einfluß ist die vorerörterte „Verzögerung“ infolge der kurzen Dauer der Starkregen.
5. Die Abhängigkeit des Abflußbeiwertes von der Jahreszeit, Regendauer und -stärke ist zwar nachgewiesen, aber noch nicht abschließend erforscht.

Die Gesamtheit dieser Erscheinungen wird *Abflußverminderung* genannt, obwohl einzelne dieser Einflüsse vermehrend auf den Regenwasserabfluß einwirken. Die Möglichkeit, die unter 4. genannte „Verzögerung“ mathematisch genau zu behandeln, hat zu einer großen Zahl rechnerischer und zeichnerischer Verfahren geführt (z. B. von BARTOŠEK, BREITUNG, EIGENBRODT, TH. HEYD, JUDT, JUVA, KALBFUSS, KUDIELKA, POGGI, RANGE, REINHOLD, SCHRANK), die im wesentlichen auf die Arbeiten von FRÜHLING und HAUFF zurückgehen². Man wendet dabei folgenden *Berechnungsvorgang* an:

- a) Aus einem Lageplan 1 : 2000 bis 1 : 5000 mit Höhen- und Längenangaben ermittelt man planimetrisch die Einzugsgebiete F_1, F_2, \dots der einzelnen Leitungsstrecken.
- b) Zur Ermittlung der ihnen zufließenden Regenwassermengen wählt man einen Starkregen nach Abb. 73 bis 76.
- c) Aus a) und b) erhält man die Beanspruchung in der Mitte der einzelnen Leitungsstrecken (Listenrechnung).
- d) Bei größeren Gebieten berücksichtigt man die Verzögerung durch Tabellenrechnung und gleichzeitig zeichnerisch durch Aufstellen des „Verzögerungsplanes“, bestehend aus Anlaufkurve, Parallelanlaufkurve und erforderlichenfalls 2. Verzögerungsplan.

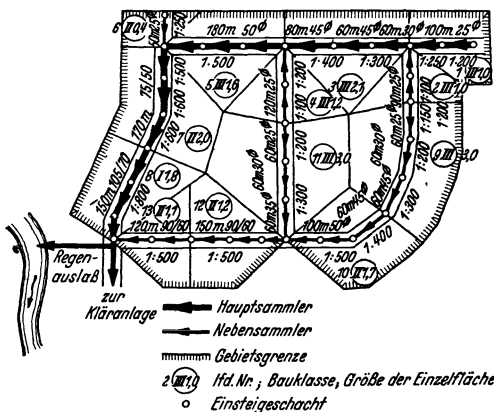


Abb. 78. Lageplan zum Summenlinienverfahren. (Nach KEHR.)

Wenn auch die verschiedenen zeichnerischen Verfahren einen zuverlässigen — obgleich nicht fehlerfreien — Nachweis für das Auftreten und die Größe der Abflußverminderung infolge der kurzen Dauer der Starkregen liefern, so ist doch der Arbeitsaufwand bei ihnen ein ganz erheblicher, demzufolge verschiedene Vereinfachungen vorgeschlagen wurden. Die neuesten Verbesserungen unter den verschiedenen mit dem früheren „Verzögerungs-

plan“ arbeitenden Verfahren weist das von KEHR entwickelte *Summenlinienverfahren* [34] auf, das die Form des Entwässerungsgebietes berücksichtigt, also

¹ SCHRANK: Gesundh.-Ing. 37 (1914) S. 560. — REINHOLD: Gesundh.-Ing. 50 (1927) S. 321 485 u. 565. — EIGENBRODT: Über die Bestimmung der in den Stielnetzen abzuführenden größten Regenwassermengen. Diss. T. H. Darmstadt 1921.

² FRÜHLING: Handbuch der Ingenieurwissenschaften III, Bd. 4, 4. Aufl. Die Entwässerung der Städte, S. 16. Leipzig 1910. — VICARI: Techn. Gem.-Bl. 10 (1907) S. 33 und Gesundh.-Ing. 32 (1909) S. 569. — Eine gute Übersicht gibt STRECHER: Gesundh.-Ing. 57 (1934), S. 297, 309 u. 550 HEYD.

namentlich bei sehr unregelmäßig geformten Einzugsgebieten oder bei größeren Entwürfen mit festliegenden Straßenzügen am Platz ist, bei denen die Annahme $T = t$ zu größeren Fehlern führen würde.

Für das in Abb. 78 und 79 dargestellte Anwendungsbeispiel von KEHR ist zur Kleinhaltung der Abb. 80 (kurze Fließzeiten) der 5 min-Regen als kürzester Regen angenommen. Eine Verallgemeinerung dieser für das Beispiel gemachten Annahme ist jedoch unzulässig; i. a. genügt als kürzeste Dauer eines Berechnungsregens 10 min. Wegen der Übersichtlichkeit sind

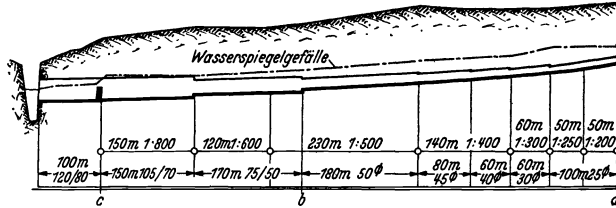


Abb. 79. Längenschnitt des Hauptsammlers. (Nach KEHR.)

in Abb. 79 die auf N.N. bezogenen Höhen des Geländes und der Leitungssohle weggelassen. Das zeichnerische Verfahren wird zweckmäßig mit der Listenrechnung vereinigt (Abb. 80). Nach Festlegung der Linienführung der Leitungen, Abgrenzung und Größermittlung der Teilgebiete und der aus ihnen abfließenden unverminderten Wassermengen lassen sich die Spalten 1, 2, 4 und 8 der Abb. 80 ausfüllen. Sodann wird die Summenlinie aus Wassermengen (Ordinaten)

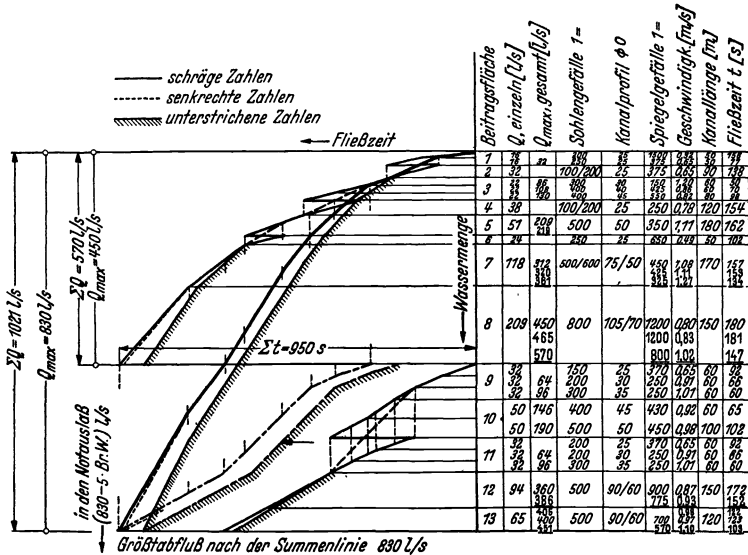


Abb. 80. Summenlinie und Zahlentafel. (Nach KEHR.)

und Fließzeiten (Abszissen) im 3. Quadranten eines rechtwinkligen Koordinatensystems derart aufgetragen, daß die Endpunkte der Fließzeiten von gleichzeitig durchflossenen Flächen (z. B. Einmündung eines Nebensammlers) untereinanderliegen, während die Fließzeiten von nacheinander durchflossenen Flächen zusammengestellt werden. Durch zeichnerisches Zusammenzählen der Ordinatenabschnitte erhält man die „Summenlinie“. Solange die Summe der Fließzeit die kürzeste Regendauer nicht überschreitet, tritt keine Abflußverminderung ein: die Summenlinie ist richtig und die in die Tabelle eingetragenen Werte sind endgültig. Geht aber die Fließzeit über die kürzeste Regendauer hinaus, dann vermindert sich die Wassermenge und die Fließzeiten verändern sich. Diese müssen daher fortlaufend mit dem Auftragen der Zeichnung berichtigt werden, während die Wassermengen auch weiterhin unvermindert aufgetragen werden

(Näherungsverfahren). Auf die so erhaltene Summenkurve wird das auf Pauspapier gezeichnete (HAUFFSCHE) *Regenbild* gelegt (Abb. 81), in welchem die Maßstäbe für die Wassermengen entsprechend den Stärken der Regenreihe verzerrt sind und die Größtabflußmenge $\max Q$ abgelesen.

Für die dem Anwendungsbeispiel von KEHR zugrunde liegende Regenreihe

Regendauer T . . .	5	10	15	20	30	40 min
Regenspende r . . .	116	106	90	76	58	47 l/s · ha

wird nun ein Regenabflußbild aufgezeichnet (Abb. 81), das eine Schar divergierender Linien aufweist, die infolge gleichen Maßstabes im Schaubild und in der Summenlinie entsteht. Ist z. B. die Einheit des Q -Maßstabes der Summenlinie beim 5 min-Regen 1 cm = 100 l/s · ha, dann ergeben sich die in Abb. 81 eingeschriebenen Maßstabeinheiten. Das Regenabflußbild der Abb. 81 wird nun in der Weise benutzt, daß man unter Parallelhalten der Achsen mit seinem Nullpunkt auf der Summenlinie entlang fährt, wobei der Größtabfluß $\max Q$ im Berührungspunkt der Summenlinie mit der höchstgelegenen Schräglinie des Regenbildes liegt. Für den so gefundenen Wert $\max Q$ werden dann wiederum Leitungsquerschnitt, Spiegelgefalle und Fließzeit bestimmt und die Summenlinie zuerst zugrunde gelegte Fließzeit danach berichtigt. Die berichtigte Summenlinie liefert dann wieder einen neuen $\max Q$ -Wert. Die Probe-rechnung wird so lange fortgeführt, bis Größtabfluß $\max Q$, Fließzeit und Summenlinie übereinstimmen. Die übereinstimmenden Werte werden als endgültige in die Tabelle eingeschrieben, danach die Summenlinie festgelegt und der Plan mit der nächsten Beitragsfläche fortgesetzt.

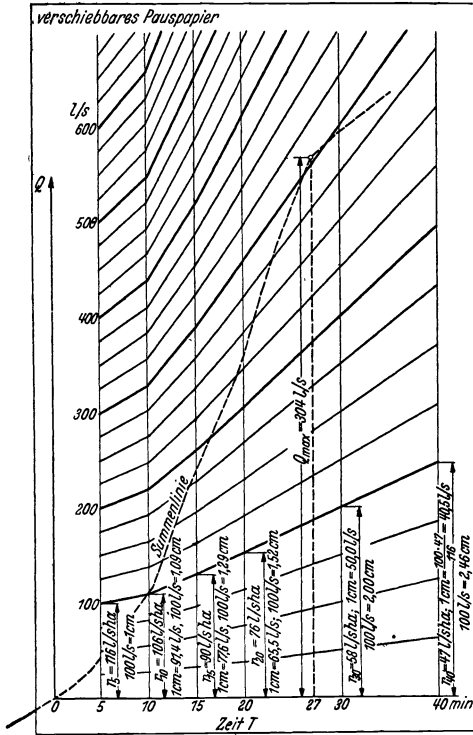


Abb. 81. Regenabflußbild.

Den Einfluß eines *Wanderregens* auf die Abflußverminderung hat unter anderem V. BRADEL untersucht¹.

5. Das unter 3. (S. 1171) erwähnte *Zeitbeiwertverfahren* von IMHOFF empfiehlt sich wegen seiner Kürze bei Überprüfungen und bei der Mehrzahl der praktisch vorkommenden einfacheren Entwässerungsanlagen, bei denen sich der mit dem Summenlinienverfahren verbundene große Arbeitsaufwand

wand trotz seiner höheren Genauigkeit (vgl. die auf S. 1166 erwähnten unsicheren Berechnungsgrundlagen) nicht rechtfertigen läßt. Es stützt sich auf die Annahme Regendauer $T =$ Fließzeit t . Neben dem festen Abflußbeiwert wird noch — als erweiterter Verzögerungsbeiwert — der veränderliche Zeitbeiwert eingeführt, wodurch die ganze Ermittlung der Größtabflußmenge eines Leitungsstückes auf die Bestimmung des Abflußbeiwertes und des Zeitbeiwertes zurückgeführt ist. Für die Tabellenrechnung wird ein gegenüber Tabelle 17 erweiterter Listenkopf verwendet, in dem auch der *Zeitbeiwert* des Regenabflusses aufgenommen ist (Abb. 73 und 74).

Bei der Berechnung wird zuerst die Abflußgeschwindigkeit v in der Abwasserleitung geschätzt und aus der Leitungslänge l die Fließzeit t ($t = l/v$) aus Abb. 82 abgelesen. Erforderlichenfalls wird v nach dem ersten Versuch berichtigt.

¹ SCHAFFERNAK: Hydrographie, S. 340. Wien 1935. — W. Vorr: Z. öst. Ing.- u. Archit.-Ver. 83 (1931) S. 177, 191 u. 208.

Bei der Tabellenrechnung wird v aus der Abflußmenge der vorhergehenden Leitungsstrecke ermittelt. Wenn mit $Q = \varphi \cdot \psi \cdot r \cdot F$ die Abflußgeschwindigkeit v von der ersten Annahme erheblich abweicht, müssen t und Q berichtigt werden.

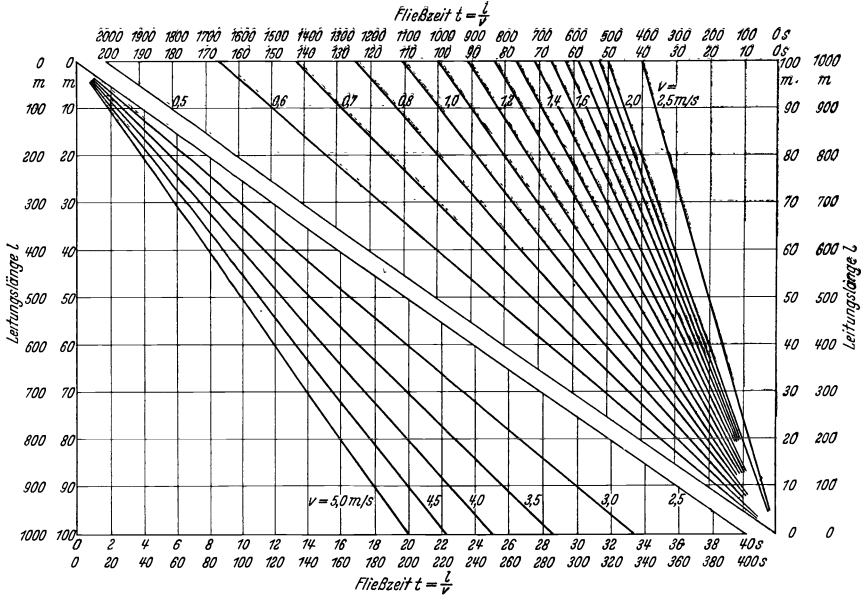


Abb. 82. Ermittlung der Fließzeiten in den Abwasserleitungen.

Die dem bisher erörterten Zeitbeiwertverfahren zugrunde liegende Annahme „Regendauer = Fließzeit“ trifft bei großen Verschiedenheiten der Teilflächen des Einzugsgebietes in Neigung und Abflußbeiwert oder bei sehr ungleichmäßiger diesem Fall erhält man den Größtwert der sekundlich abfließenden Wassermenge, wenn man die oberste Strecke l_2 mit ihrem schmalen Einzugsgebiet wegläßt und nur die Strecke l_1 mit der geschrafften Teilfläche einsetzt¹.

6. Die Aufnahmefähigkeit des Leitungsnetzes bezeichnet jene Wassermenge, die bei Füllung der ursprünglich leeren Leitungen bei einem Starkregen aufgenommen wird und die man im allgemeinen zugunsten der Sicherheit vernachlässigt. Indes kann die Frage bei Großstädten in ebener Lage bedeutungsvoll genug werden, so daß sich ihre genauere rechnerische Verfolgung lohnt². G. FANTOLI hat sich mit dem Einfluß dieses Ausgleichsraumes beim Entwässerungsnetz von Mailand eingehend und mit Erfolg befaßt³. In diesem Zusammenhang ist auch die Frage der Aufstauhähigkeit bei Leitungsberechnungen zu erwähnen.

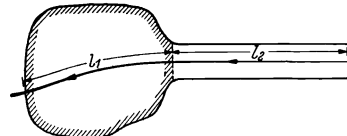


Abb. 83. Unregelmäßig geformtes Entwässerungsgebiet.

c) Zusätzliches Grundwasser.

Wenn es auch in vielen Fällen notwendig werden kann, durch die Ortsentwässerung das Grundwasser zu senken, so werden zu dessen Ableitung selbst meist besondere Sickerleitungen neben oder unter den Abwasserleitungen angelegt. So werden in Bielefeld 12 360, in Essen-Rellinghausen 30 000, in Kaiserslautern

¹ BAYERLE: Gesundh.-Ing. 63 (1940) S. 65.
² SCHRANK: Gesundh.-Ing. 37 (1914) S. 560. — EIGENBRODT: Gesundh.-Ing. 45 (1922) S. 1, 77, 85, 137. — REINHOLD: Gesundh.-Ing. 50 (1927) S. 321.
³ Le Acque di Piena nella Rete delle Fognature di Milano. Relazione della commissione Cipoletti, FANTOLI, Soldati per G. FANTOLI, S. 99. Milano 1904. — SCHOENEFELDT: Gesundh.-Ing. 60 (1937) S. 402, 415, 445.

55000 m³/Tag Grundwasser abgeleitet. Andere Städte wieder machen für die unbeabsichtigte oder unvermeidbare Aufnahme von Grundwasser in das Leitungsnetz Zuschläge zur Schmutzwassermenge bis zu 100 %. Besonders im Gebirge fließen, zum Teil aus tiefliegenden Kellern, oft erhebliche Grundwassermengen den Abwasserleitungen zu, namentlich wenn der Dichtung der Rohrverbindungen und Einsteigschächte nicht genügend Sorgfalt geschenkt wurde.

Die in amerikanischen Leitungsnetzen zuzitenden Grundwassermengen liegen zwischen 10 und 100 m³/km/Tag und darüber¹.

5. Berechnung, Planung und Ausführung der Abwasserleitungen.

a) Hydraulische Querschnittsbestimmung². (Vgl. auch S. 1139 ff.)

Berechnungsgrundlage bilden die nach 4 ermittelten Abwassermengen. Dabei wird die Berechnung der einzelnen Leitungstrecken an Hand des Lageplans und der Längenschnitte am einfachsten listenmäßig durchgeführt. Dadurch werden Fehler am ehesten vermieden und es wird an Übersichtlichkeit gewonnen. Je nach dem angewandten Berechnungsverfahren wird der Listenkopf von dem der Tabelle 17 abweichen und bis zu 30 Spalten und mehr umfassen. Der Berechnung der Leitungsquerschnitte jeder Art legt man Gl. (51) (S. 1140) zugrunde, in der der Beiwert k nach E. GANGUILLET und W. KUTTER keine Konstante, sondern von I (stets Wasserspiegelgefälle, nicht Sohlengefälle!, vgl. Abb. 79), R und der Rauigkeit der Gerinnewandung abhängig ist, so daß:

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{R^{0,5}}} \cdot R^{0,5} \cdot J^{0,5}. \quad (73)$$

Für den Rauigkeitsbeiwert n kommen für (gut instand gehaltene) Abwasserleitungen und Entwässerungsgräben die Werte der Tabelle 18 in Betracht. Weitere Werte finden sich in Werken über Hydraulik [4, 16].

Tabelle 18. Rauigkeitsbeiwert n nach GANGUILLET und KUTTER (Gl. 37) und $1/n = k$ (Gl. 54 und 55 S. 1140).

Lfd. Nr.	Art der Leitungswandung	n	$1/n = k$
1	Große Betonleitungen in bester Ausführung mit Durchflußgeschwindigkeiten von 0,9 m/s und darüber	0,012	83,33
2	Betonleitungen in gewöhnlicher Ausführung	0,013	76,92
3	Engfugige Ziegelsteinleitungen mit sorgfältiger Klinker- oder Hartbrandsteinauskleidung	0,014	71,43
4	Beton- und Steinzeugrohrleitungen* bis zu 0,6 m Ø sowie gewöhnliche Ziegelsteinleitungen	0,015	66,67
5	Ziegelsteinleitungen mit kleinem Gefälle und in grober Ausführung	0,017—0,020	58,82—50,00
6	Ältere Erdkanäle	0,025	40,0
7	Ältere Erdkanäle mit Steinen und Kräutern	0,030	33,3
8	Entwässerungsgräben	0,030—0,038	33,3—26,3

* Der für kleinere Rohrleitungen häufig verwendete Wert von $n = 0,013$ erscheint uns wegen der Möglichkeit der Verwendung ungenügend geglatteter oder schlecht verlegter Rohre sowie wegen des Einflusses von Seiteneinlässen und Einsteigschächten unzulässig.

Gl. (73) empfiehlt sich — abgesehen von Bächen und Flüssen — besonders dort, wo man die von der Herstellungsweise abhängige Beschaffenheit der Leitungswandungen ziemlich gut in ein Schema bringen kann (Abb. 84). Für voll- und halbkreisförmige Querschnitte ist k um 5 bis 6 Einheiten größer als Gl. (73) oder Abb. 84 ergibt.

Für regelmäßig ausgebildete Leitungsgerinne jeder Art (Freispiegel- und Druckleitungen) können auch die Gleichungen (54) und (55) verwendet werden (S. 1140), in denen der Beiwert k ungefähr $= 1/n$ gesetzt werden kann (Tabelle 18, letzte Spalte).

In der Abwassertechnik wird vielfach auch mit der kleinen KUTTERSchen Formel gerechnet:

$$v = \frac{100 \cdot R^{0,5}}{m + R^{0,5}} \cdot R^{0,5} \cdot J^{0,5}, \quad (74)$$

¹ MARQUARDT: Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 63.

² VON BÜLOW: Gesundh.-Ing. 50 (1927) S. 241 u. 257; 54 (1931) S. 695. — RASPER: Über Abflußverhältnisse in Kanalisationsrohren. Diss. Danzig. Berlin 1933.

die zwar eine weit geringere Genauigkeit besitzt, die aber für Gerinne von wechselndem Rauheitsgrad (Verschmutzung, Verkrustung usw.) auch mit empfindlicheren Formeln nicht erreichbar ist. Wichtig ist die richtige Einschätzung von m (Tabelle 19). Der meist angewandte Wert ist $m = 0,35$, weil die „Sielhaut“ die

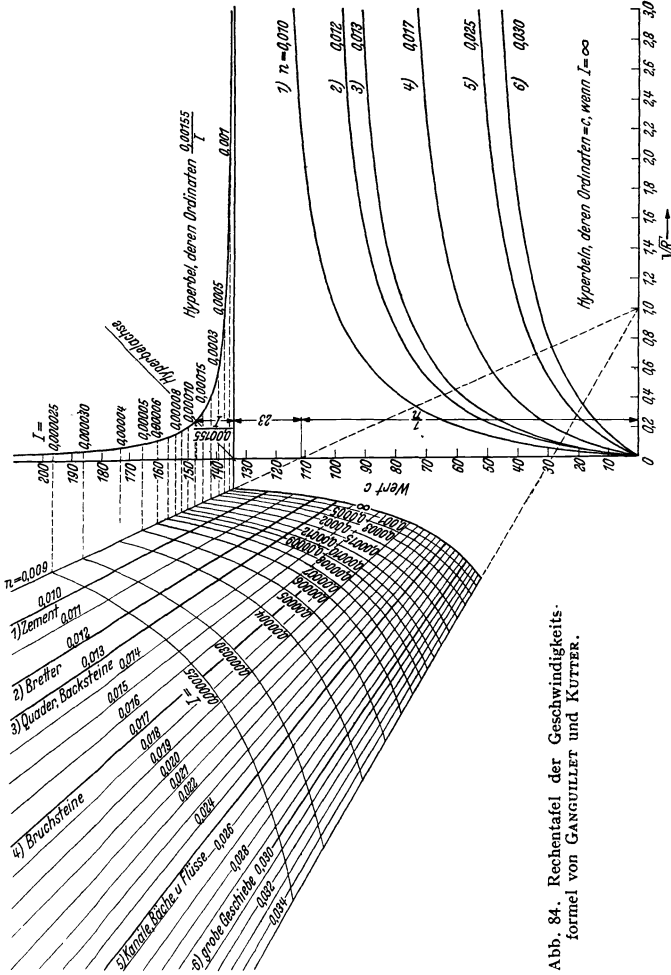


Abb. 84. Rechentafel der Geschwindigkeitsformel von GANGUILLET und KUTTER.

verschiedenartige natürliche Wandrauhigkeit aufhebt, so daß nur ein gleichartiger Rauheitswert zu berücksichtigen ist¹.

Die KUTTERSche Formel Gl. (74) gibt für das Kreisrohr bis zu einer Füllhöhe von $0,7 d$ und bei $J < 1 : 100$, also in den meisten Fällen praktisch richtige Werte, wenn sich auch die Rauigkeit bei sehr kleinen Füllhöhen etwas stärker auswirkt als nach Gl. (74)². Dagegen gibt Gl. (74)

¹ ENGEZ, N.: Untersuchungen über den Einfluß des Sinkstoffgehaltes auf den Fließwiderstand in Rohrleitungen. Diss. T. H. Berlin 1942.
² WIMMER: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 405.

Tabelle 19. Rauigkeitsbeiwerte m nach KUTTER [Gl. (74)].

Lfd. Nr.	Beschaffenheit der Leitungswände und -sohle	m
1	Feinst geglättete Werkstoffe	0,10—0,15
2	Gut geglätteter Zement und sehr sorgfältig gehobeltes Holz	0,15
3	Gut gefugte Bretter, weite Eisen- und Stahlbetonleitungen	0,20
4	Sorgfältig hergestelltes Ziegelmauerwerk, reine Steinzeugleitungen, gebrauchte, aber unverkrustete Eisenrohrleitungen	0,25
5	Ziegelmauerwerk, gebrauchte Beton- und Steinzeugleitungen, genietete Stahlrohre	0,30—0,35
6	Gewöhnliches Mörtelmauerwerk, älteres Ziegelmauerwerk, rauher Betonputz	0,45—0,50
7	Neuer bis alter Schalungsbeton	0,55—0,75

die Verhältnisse bei nahezu vollem Rohr ungenau wieder (Abb. 85, Nr. 1) ¹. In letzterem Umstand liegt jedoch eine gewisse Sicherheit. Das belüftete Rohr hat bei einem unter Vollfüllung liegenden Teilfüllungsgrad die gleiche Leistung wie bei Vollfüllung ².

In Abb. 85 sind einige öfter benutzte Leitungsquerschnitte mit ihren Bestimmungsgrößen zusammengestellt, wobei die verschieden gestalteten Querschnitte

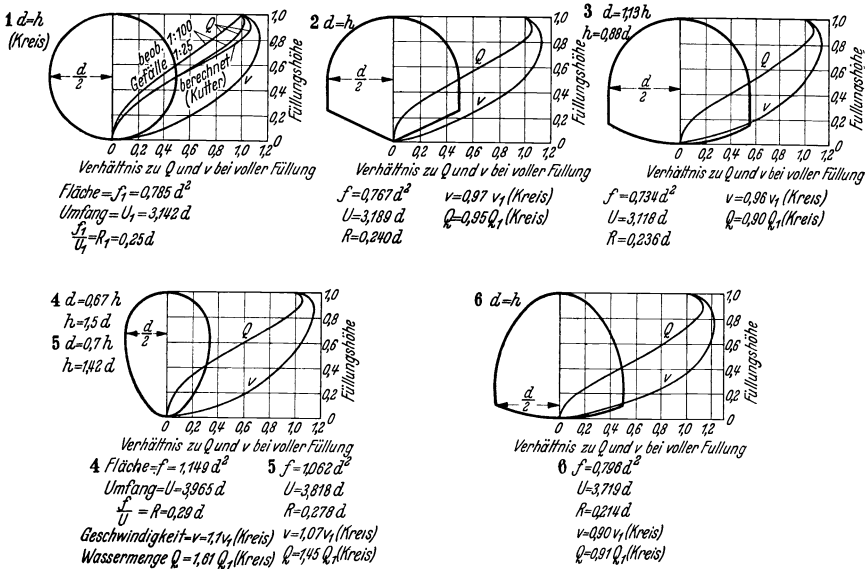


Abb. 85. Verschiedene Leitungsquerschnitte mit beliebiger Füllung bezogen auf den Kreis von gleichem d .

unter Verwendung von $m = 0,35$ in Beziehung zu einem Kreis gleicher Breite d gebracht wurden. Das Verhältnis der Wasserführung Q_1 des Kreises zu derjenigen eines beliebig anderen Querschnittes Q von gleicher Breite d bleibt zwar nicht gleich, sondern ist abhängig von d , aber der Fehler bleibt innerhalb der hier zulässigen Grenzen. Unter Verwendung der für den Kreisquerschnitt geltenden Rechenhilfsmittel (Zahlentafeln ⁴, Kurventafeln [33] und Rechenbilder) vereinfacht sich die Rechnung für andere Querschnittsformen ganz erheblich.

¹ MAHR: Gesundh.-Ing. 54 (1931) S. 180. — VON BÜLOW: Gesundh.-Ing. 54 (1931) S. 695.
² MÖHRING: Bautechn. 16 (1939) S. 709. Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 119.
³ Aus Taschenbuch der Stadtentwässerung von Dr. Ing. K. IMHOFF, 9. Aufl. München u. Berlin 1941.
⁴ WILD-SCHÖBERLEIN: Tabellenbuch für die Berechnung von Kanalen und Leitungen. Berlin 1931. — Die Tabellen von BRIX, JUDT u. a.

HAHN hat darauf hingewiesen, daß ein mehr oder minder großer Teil des Durchflusses, der durch den Endquerschnitt einer Leitung läuft, erst längs des Leitungsstranges eingeleitet wird und daß man die Leitung sparsamer bemessen kann, wenn zwischen der am Anfang der Leitung eintretenden und der am Ende auslaufenden Wassermenge ein größerer Unterschied besteht¹.

b) Statische Berechnung der Querschnitte.

1. Allgemeines. Für kleine und mittlere Wassermengen steht die Kreisform, für größere der Eiquerschnitt oder die Maul- und Haubenform usw. zur Verfügung. Bei kleinen Querschnitten kommen fabrikfertige Steinzeug- und Betonrohre zur Anwendung, deren Wanddicken erfahrungsgemäß für die meisten vorkommenden Verkehrslasten und Verlegungstiefen ausreichen. Wo dies nicht der Fall ist oder bei schlechtem Baugrund läßt sich die Widerstandsfähigkeit der fabrikfertigen Rohre gegen äußeren Druck durch Verlegung auf Betonbettung oder Betonummantelung (120 bis 150 kg Z/m²) erhöhen [11, S. 532f.]. Voraussetzung ist dabei stets das sorgfältige Hinterstampfen der Rohre. Wenn handelsübliche Rohre nicht mehr hinreichen, müssen die Wanddicken besonders bemessen werden. Dasselbe ist bei ortsfesten Leitungen der Fall.

2. Die Belastung von Leitungen. Die auf die Leitung einwirkenden äußeren Kräfte (Innendruck, äußere Lasten) und die Lagerungsart der Leitung im Rohrgraben bedingen die Beanspruchungen der Leitungswandungen. Je nachdem die Leitung offen, in Gräben oder unter Anschüttungen verlegt ist, muß außer dem Eigengewicht der Leitung und dem etwaigen Innendruck (Düker, Druckrohrleitungen) noch der äußere Druck ermittelt werden, den die Leitung infolge der Erdüberschüttung und der über sie hinweggehenden Verkehrslasten oder der auf ihr ruhenden Auflasten erleidet. Der *Innendruck* von Abwasserleitungen läßt sich aus den hydrostatischen und -dynamischen Grundlagen leicht und genau ermitteln. Für den *Außendruck* sind bei uns vielfach noch Berechnungsarten üblich, die die tatsächlichen Verhältnisse unrichtig wiedergeben (z. B. nach BÜSING, FRÜHLING, CURRAL-DUBOSCH, Silotheorie). Insbesondere ist es notwendig, die Leitungen in Graben- und Dammleitungen zu unterscheiden [12]².

3. Für die Beanspruchung der Wandungen von Kreis- und Eiquerschnitten hat Verfasser für die praktisch vorkommenden Lagerungsfälle einfach zu handhabende Formeln abgeleitet [11, S. 426f.]. Für den bei großen Leitungen häufigen Hauben- oder Maulquerschnitt, der in der Baugrube aus Beton oder Ziegelsteinen hergestellt wird, erhält das Gewölbe Stützlinienform, während die Sohle den jeweiligen Bedürfnissen angepaßt wird.

Die Untersuchung von Leitungsgewölben nach dem Stützlinienverfahren bietet keine Schwierigkeiten. Man findet die Gewölbeform durch Ausproben, indem man in ein nach Betriebsgründen angenommenes Gewölbe die Stützlinie so einzeichnet, daß sie durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen geht und nach ihr die Achsform verbessert. Ein einfaches Verfahren zur Ermittlung der Stützlinie unbewehrter Gewölbe mit Tabellen hat unter anderem F. VON BÜLOW angegeben³. Bei Stahlbetonleitungen kommt vorwiegend das genauere Verfahren nach der Elastizitätstheorie in Frage.

c) Lage, Tiefe und Gefälle der Leitungen.

Bei Unterbringung der Abwasserleitungen ist auf die übrigen Versorgungsleitungen Rücksicht zu nehmen; vgl. hierüber DIN 1998. Grundsatz ist hierbei, alle Leitungen in den Gehweg zu legen, bei denen Aufgrabungen häufiger sind. Beim *Mischverfahren* liegt die Leitung meistens in Straßenmitte; bei sehr breiten Straßen (> 25 bis 30 m) oder bei Straßen mit doppelter Fahrbahn werden 2 Leitungen (im ersten Fall je unter dem Gehweg) nötig. Beim *Trennverfahren* liegen, wenn nur eine Schmutzwasserleitung nötig, Regen- und Schmutzwasserleitung entweder unmittelbar oder in bestimmtem Abstand nebeneinander in Straßenmitte. Bei 2 Schmutzwasserleitungen liegen diese unter den Gehwegen,

¹ HAHN-LANGBEIN: 50 Jahre Berliner Stadtentwässerung. Berlin 1928.

² A. VOELLMY: Eingebettete Rohre. Statische Untersuchung überschütteter Leitungen mit Berücksichtigung ihrer Elastizität. Zurich und Leipzig 1937. — E. WOLFER: Belastungen von Rohrleitungen. Ermittlung der Erddrucke auf kreisrunde Eisenbetonrohre bei Grabenleitungen. Dissert. T. H. Stuttgart 1938.

³ VIETINGHOFF: Beton u. Eisen 21 (1922) S. 283. — VON BÜLOW: Beton u. Eisen 22 (1923) S. 291 u. 23 (1924) S. 236; Gesundh.-Ing. 47 (1924) S. 221. — VON BÜLOW-WIGGER: Beton u. Eisen 30 (1931) S. 409.

die Regenwasserleitung in Straßenmitte. Auch bei sehr breiten Straßen wird oft nur eine Regenleitung verlegt. Um in den starken Kurven von Sammlern die mit Geruchsbelästigung verbundene Schaum- und Gasbildung zu verhindern, sind zur sanften Überleitung aus der Geraden in die Kurven Übergangsbögen einzulegen.

Die Tiefenlage der Leitungen hängt ab von der Frosttiefe, dem Schutz gegen Verkehrsstöße, von der Kreuzung mit Gas- und Wasserleitungen, von der Keller-, Hof- und Waschküchenentwässerung (Keller- und Baublocktiefen), von den Boden- und Grundwasserverhältnissen, von den Wasserstandsverhältnissen des Vorfluters (HW!), vom Straßengefälle und vom gewählten Leitungsquerschnitt. Einzelne, besonders tiefe Keller sind mit Pumpe zu entwässern. Bisweilen dienen Abwasserleitungen auch zur Senkung des Grundwassers. Besondere Vorsicht erheischt der etwaige HW-Rückstau im Vorfluter und die Mineralquellen von Badeorten. Die Mindestüberdeckungshöhe ist vielfach 2,5 m, für Regenwasserleitungen 1,3 m, äußerstenfalls 1 m (vgl. S. 1136).

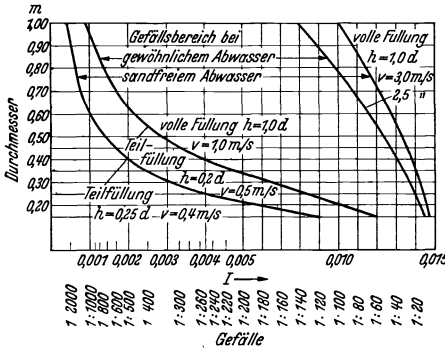


Abb. 86. Leitungsgefälle und -geschwindigkeiten¹.

zwischen 2 Grenzwerten zu liegen: die Kleinstwerte sind bestimmt durch genügende Wassertiefe (für kleinstes Schmutzwasser $\geq 3 \text{ cm}$), die Größtwerte durch die Rücksicht auf die Erhaltung des Leitungsbaustoffes bei größter Abflußgeschwindigkeit. Zweckmäßig ist $v_{\text{min}} = 0,6 \text{ bis } 0,8 \text{ m/s}$, $v_{\text{mittel}} = 1,2 \text{ m/s}$, $v_{\text{max}} = 2,5 \text{ bis } 3 \text{ m/s}$ bei Schmutzwasser- und 4 bis 5 m/s bei Regenwasserleitungen. Unbeschadet der Notwendigkeit, in jedem Einzelfall zu prüfen, ob ein angenommenes Gefälle ausreicht, können die Werte der Tabelle 20 und Abb. 86 als ungefähre Anhaltspunkte dienen².

Als Faustregel gilt für **Straßenleitungen**: Dem Größtgefälle entspricht der Rohrdurchmesser in cm und dem Kleinstgefälle in mm; für **Grundstücksleitungen**: Dem Größtgefälle entspricht der Rohrdurchmesser in cm und dem Kleinstgefälle in mm³. Die Einmündungen von Nebenleitungen sind so zu legen, daß deren Wasserspiegel nicht tiefer liegt als der der Hauptleitung (kein Rückstau!). Durch Entfügen von Abstürzen lassen sich zu große Gefälle vermeiden.

Tabelle 20. Zulässige Gefälle für verschiedene Leitungslichtweiten.

Lichtweiten	Gefälle		
	kleinste	größte	gunstigste
Hausanschlüsse	1: 100	1: 15	1: 50
Anfangsstränge \varnothing 200—300 mm	1: 300	1: 15	1: 50—1: 150
Nebenstränge \varnothing 300—600 mm	1: 500	1: 25	1: 100—1: 200
Hauptleitungen \varnothing 600—1000 mm	1: 1000	1: 50	1: 200—1: 500
Große Sammelleitungen \varnothing 1000—2000 mm	1: 3000	1: 75	1: 300—1: 750

d) Konstruktive Durchbildung und Ausführung.

1. Querschnittsformen und Baustoffe [11]⁴. α) Allgemeines. Wählentscheidend sind der verlangte Durchflußquerschnitt, die Untergrundverhältnisse,

¹ Aus Taschenbuch der Stadtentwässerung von Dr. Ing. K. IMHOFF, 9. Aufl., München u. Berlin 1941.

² P. KARAKASSONIS: Die Bewegung der Schwerstoffe in flach geneigten Rohren, unter besonderer Berücksichtigung von Steinzeugrohren mit praktischen Anwendungen. München und Berlin 1936.

³ TROSSBACH: Techn. Gem.-Bl. 39 (1936) S. 107.

⁴ THORMANN: Gesundh.-Ing. 64 (1941) S. 103, 550.

Tiefenlage, Leitungsbaustoffe und Größe der Scheitellasten. Für unterirdische Leitungen kommen in Frage der Kreis-, Ei-, Hauben-, Maul- und Rechteckquerschnitt (Abb. 85). Die Sohlen größerer Leitungen erhalten vielfach Niederwasserrinnen mit Seitenstegen. Bei ihnen ist häufiger Querschnittswechsel oder Abstufung unerwünscht. Kleine Rohrleitungen sind zwischen Einsteigschächten geradlinig und ohne Durchmesseränderung durchzuführen.

Bei überhöhten Querschnitten ist die Höhe größer, bei gedruckten kleiner als die Breite. Am gebräuchlichsten ist der Kreisquerschnitt; er ist den meisten anderen Querschnitten hydraulisch und statisch, vielfach auch wirtschaftlich überlegen und für viele Abmessungen verwendbar. *Überhöhte Querschnitte* (Hauben-, Eiquerschnitt) werden bevorzugt, wo auf leichte Begehbarkeit Wert gelegt wird (Reinigungsmöglichkeit bei kleinen Gefällen), in engen Straßen und bei großen Scheitellasten. Der immer wieder betonte Vorzug des Eiquerschnittes: größere Wassertiefe und Raumkraft, besteht nur bei ganz kleinen Durchflüssen und wird vielfach überschätzt. *Gedrückte Querschnitte* (Maul- und Rechteckquerschnitt) werden verwendet bei kostspieligem Erdaushub, geringer Leitungstiefenlage, ungünstigen Boden- oder Grundwasserverhältnissen. In statischer Hinsicht sind sie ungünstig und erfordern große Waddicken. Eine Leitung ist begehbar, wenn $h \geq 0,65$ m und $h^3 \cdot v \leq 0,21$ m³/s; andernfalls ist die lebendige Kraft des Wassers durch Abstürze zu ermaßen. Für die Berechnung von Mischentwässerungen wird ganze Füllung zugrunde gelegt. Bei den Schmutzwasserleitungen beim Trennverfahren schlägt man vielfach zur rechnungsmaßigen Menge noch 50 bis 100% für unbeabsichtigte oder unvermeidbare Aufnahme von Regenwasser hinzu oder rechnet mit halber bzw. Kämpferfüllung; zweckmäßiger ist die Annahme einer erhöhten Wassertagesverbrauchsmenge.

β) *Offene Sammler* mit kreis- oder dreieckförmiger Sohle (Böschung 1:1,5), deren unterer Teil mit Betonplatten oder Ziegelrollschicht befestigt ist, während sich oben gut unterhaltene Rasenflächen anschließen, kommen bei zerstreuter Bebauung in Frage, wo lange Strecken bis zum Vorfluter oder zur Kläranlage zurückzulegen sind. Besonders häufig sind sie im rheinisch-westfälischen Industriegebiet (Bodensenkungen infolge Kohlenabbaues!) ausgeführt¹.

Vorteile: Kosten 20 bis 40% derjenigen geschlossener Querschnitte (wichtig für leistungsschwache Gemeinden), gute Belüftung und Belichtung des Abwassers, daher Abbau der faulnisfähigen organischen Stoffe und keine Geruchsbelastigung, ohne Schaden überlastungsfähig; späterer Ersatz durch geschlossenen Sammler möglich. H.W.-Geschwindigkeit wird durch eingelegte Stoßbalken (Wasserbremsen) herabgesetzt.

γ) *Überdeckte Bachquerschnitte* aus Beton, Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk, meist mit Mittelrinne, kommen häufig vor. Der begrenzten Bauhöhe wegen meist flache Decke.

δ) *Kreisförmige Rohrleitungen* (vgl. auch S. 1137). Am häufigsten werden sie für kleine Wassermengen bis zu 500 oder 600 mm l. W. verwendet. Unter 200 mm Kleinstdurchmesser geht man selbst bei größeren Gefällen in den Anfangssträngen nicht; indes sollte man auch über 250 mm Kleinstdurchmesser nicht hinaufgehen.

*Steinzeugrohre*² nach DIN 1230 werden in Lichtweiten von 100 bis 1000 mm und Baulängen von 1,0 m mit Muffe und Schwanzende hergestellt. Bis $D = 200$ mm werden die Rohre auch in Baulängen von 0,60 und 0,75 m ausgeführt. Man unterscheidet 4 Güteklassen: Ia-Wahl (Stadtware), Ib-Wahl (Handelsware), II. und III. Wahl. Weiter sind Bogenrohre von 30°, 45°, 60° und 90° Abzweige und Übergänge genormt.

Vielfach ist die Verwendung von Steinzeugrohren auf Lichtweiten unter 500 mm beschränkt oder es wird bei größeren Rohren Magerbetonummüllung angewandt. Als *Dichtungsstoffe* stehen zur Verfügung: Ton (wird rissig, Wurzelverwachsung), Zementmörtel 1:2,5 (nur bei unnachgiebigem Boden empfehlenswert, sonst bruchgefährdet), Schwefelsand- und Asphaltmischungen. Bei nachgiebigem Untergrund kommt die aus Dichtstrick und Asphaltaußuß hergestellte Dichtung in Frage. Die Ausgußmasse ist durch DIN 1995 und 1996 bzw. die hierzu erlassenen Teilverordnungen bestimmt; sie wird flüssig-warm in einem Guß über einen eingestemmtan Hanf- (Holzwolle-)Strick in die Muffe gegossen (Tongußring, UNNAScher Gurtel oder BEINHAUERSches Dichtungsverfahren). Besondere Sorgfalt erfordert das Trockenhalten und satte Auslaufen der Fuge.

Wo Öl- und Benzinfreiheit des Abwassers nicht gewährleistet ist, verwende man kein Asphaltbitumen (z. B. Palesit), sondern ölfeste Kette, z. B. Thiokol.

Beton- und Stahlbetonrohre finden in zunehmendem Maße Anwendung bei Entwässerungsleitungen³, weil sie in vielen Fällen dem Steinzeugrohr nicht nur gleichwertig, sondern oft wirtschaftlich überlegen sind. Betonrohre mit Fuß werden nach DIN 4032, 4033, 4035 bis 4037 für $D = 100$ bis 1500 mm in Baulängen von 1,0 m mit Nut und Falz hergestellt, während Rohre ohne Fuß mit

¹ STECKHAN: Bautechn. 5 (1927) S. 406. — RAMSHORN: Bautechn. 10 (1932) S. 139.

² Vgl. Druckschriften der Verkaufsgesellschaft Deutscher Steinzeugwerke. Berlin-Charlottenburg 1, Luisenplatz 2.

³ MARQUARDT: Beton u. Eisen 33 (1934) S. 293 u. 309.

und ohne Stahlbewehrung nach den verschiedensten Verfahren bei uns bis 2000 mm l. W. und in Baulängen bis 6 m ausgeführt werden (Gieß-, Stampf-, Preß-, Rüttel-, Klopff-, Schleuder- und Spritzverfahren, Spannbetonrohre). Die jahrzehntelange Streitfrage: Steinzeug- oder Betonrohr? ist durch die „Richtlinien für die Verwendung von Beton und Steinzeug in der Abwassertechnik“¹ weitgehend geklärt.

Bei stark angreifenden Wässern kommen Beton- bzw. Stahlbetonrohre mit eingelegten Schalen oder Platten aus Steinzeug, Schmelzbasalt, Prodorite u. dgl. (Vollauskleidung oder Sohlschalen), Betonrohre mit eingeschleudertem inneren Asphaltfutter oder äußerem Asphaltmantel, Prodoriterohre (Industriegesellschaft für Prodorite, Pratteln, Schweiz) und Asphaltrohre (z. B. Karbobitrohre der Ungarischen Asphalt A.G. Budapest) in Frage.

Während Steinzeugrohre nur mit Glockenmuffen hergestellt werden, sind die *Verbindungen* der einzelnen Beton- und Stahlbetonrohre mannigfachster Art: Nut und Falz (DIN 432, 4035 bis 4037), Rillendichtungen, Glocken- und Überschiebemuffen. Als Dichtungsstoff kommt bei gutem Boden Zementmörtel, sonst Asphaltausgußmasse oder ölfeste Kette (z. B. Thiokol) in Frage.

e) *Eiförmige Rohrleitungen* werden nur noch aus Beton bzw. Stahlbeton von 200/300 bis 1200/1800 mm l. W. und 1,0 m Baulänge mit (DIN 4032) oder ohne Fuß hergestellt. Gebräuchliche Maße sind: 600/900, 700/050, 800/1200, 1000/1500 mm. Rohre mit Fuß werden wie runde Rohre verlegt und gedichtet. Eirohre ohne Fuß werden auf Betonsätteln verlegt und mit Überschiebemuffen gedichtet. Unter den bei d) ö) erörterten Verhältnissen können auch Eirohrleitungen durch Schalen oder Platten aus Steinzeug usw. gegen chemische und mechanische Angriffe geschützt werden.

ζ) *Ortsfeste Leitungen aus Beton und Stahlbeton*. Wo zur Abführung der Wassermengen keine Rohrleitungen aus Handelsware mehr ausreichen, müssen ortsfeste Leitungen gebaut, d. h. in der Baugrube eingeschalt, bewehrt und betoniert oder aus fabrikmäßig hergestellten Formstücken oder Schalstücken aus Beton oder Stahlbeton in der Baugrube zusammengesetzt werden.

Bruchsteine werden zum Bau neuzeitlicher Abwasserleitungen bei uns nicht mehr verwendet (dagegen in Frankreich und Italien); ihre Anwendung beschränkt sich auf Stellen mit verwickelten Formen (Leitungsverbindungen, Gratausbildungen, Wehrrücken) aus Basalt, feinkörnigem Sandstein, sehr dichtem Kalkstein. Diese Teile lassen sich aber ebensogut in *Ziegelmauerwerk* (hartgebrannte oder glasierte Klinker) herstellen, das man gelegentlich noch wegen der Widerstandsfähigkeit der Klinker gegen chemische Einwirkungen anwendet. Für die Innenflächen kommen nur beste Klinker nach DIN 105, für das übrige Mauerwerk Hartbrandziegel geringerer Druckfestigkeit in Frage. Bei Anwesenheit von Säuren ist Schutz durch Steinzeugschalen oder -platten nötig.

Heute kommen bei größeren Leitungsquerschnitten in überwiegendem Maß *Stampfbeton oder Stahlbeton* zur Anwendung. *Vorteile*: Geringere Herstellungskosten, rascher Baufortschritt (Ersparnis an Wasserhaltungskosten!), bequeme Formgebung, leichte Anpassung an äußere Kräfte durch Stahlbewehrung. *Nachteile*: Besondere Vorsicht bei Säuren des Wassers und Bodens sowie Abwassergasen, laufende Untersuchung der verwendeten Baustoffe, sorgfältigste Bauüberwachung [11, S. 548 ff.]. Die Schaffung einheitlicher Querschnitte für Abwasserleitungen durch Normung ist eine der vordringlichsten Aufgaben (s. Fußnote 4 S. 1184).

2. **Die Bauausführung**². α) *Allgemeines*. Wie bei allen Tiefbauarbeiten, so gilt ganz besonders vom Bau von Abwasserleitungen, daß sie Vertrauenssache sind. Bei kleinen Unternehmern ist Vorsicht nötig. Man vermeide Preisdrückerei und lasse sich nicht auf unentgeltlich eingereichte Entwürfe ein (Gefahr zu großer Leitungsquerschnitte!). Ein richtig aufgestellter Bauvertrag ist nicht minder wichtig wie erstklassige Baustoffe.

Mehr als in der Wasserversorgungstechnik ist hier die Baustoffbeschaffung Vertrauenssache: Gußeisen- und Stahlrohre stammen durchwegs von großen Firmen und werden stückweise untersucht, während Ziegel, Steinzeug und Beton meist von kleinen, finanziell schwachen Unternehmern geliefert werden; dazu kommen die im Vergleich zum Trinkwasser stärker angreifenden Eigenschaften der Abwasser.

¹ Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 95. — Bezüglich der Prüfung von Rohren aus Beton, Stahlbeton und Asbestzement vgl. außer [12] SIEBEL-GRAF: Handbuch der Werkstoffprüfung, Bd. 3, Berlin 1941, S. 564..

² MARQUARDT: Zement 24 (1935) S. 721, 737, 753, 767 u. 784. — Der Bau eingebetteter Rohrleitungen aus Massivbaustoffen. Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Reihe A, H. 2, Berlin 1942. — RICHARTZ, H.: Technik und Unfallverhütung beim Herstellen von Leitungsgräben und beim Verlegen von Leitungen in der Erde. Berlin, Wien, Leipzig 1939.

β) Die *Baugrubenabsteifung* besteht aus Holz oder Stahl (Abb. 87). Gewöhnlich werden waagrecht liegende Bohlen verwendet, die mittels Brusthölzer durch feste oder bewegliche Stempel (Absprößwinden) gegeneinander abgestützt werden. In nassem, schlecht stehendem Boden (Rollkies, Fließsand) und bei Baugruben von geringer Länge (Schächte) empfehlen sich lotrecht stehende Bohlen. Nach jedem größeren Regen sind die Steifen durch Anschlagen auf Festsitzen zu prüfen. Vielfach sind stählerne Spundwände bzw. die Kanaldielen der Dortmund-Union oder der Humboldt-Werke, Köln-Kalk, zweckmäßig, weil die hierbei notwendigen geringen Aussteifungen eine geräumige Baugrube, Ersparnisse beim Erdaushub sowie rascheres und sorgfältigeres Arbeiten beim Verlegen und Dichten der Rohre ermöglichen. In Gebäudenähe ist beim Rammen wegen der Erschütterungen Vorsicht nötig. Man vermeide zu starke Belastung der Baugrubenwand durch die Aushubmassen. In verkehrsreichen engen Straßen, bei sehr großen Bautiefen oder bei Kreuzung von Eisenbahnen usw. ist Tunnelvortrieb anzuwenden¹.

Die *Wasserbeseitigung* geschieht durch Sickerleitungen aus Rohren oder Rinnen (Sand- und Putzschächte nicht vergessen!) oder durch hand- (bis zu 5 l/s, DIN 5436) oder kraftbetriebene Pumpen (Diaphragma- und Kreiselpumpen) aus Sumpfen (alle 50 m) oder durch Grundwasserabsenkungsanlagen (Rohrbrunnen mit Saugleitung, vgl. S. 1121 f.)². Wo mit dem Entwässerungsnetz eine dauernde Absenkung des Grundwassers erzielt werden soll, sind unter der Leitungssohle Kiespackungen oder besondere Sickerleitungen anzubringen oder Sohlsteine zu verwenden, die in ihren Stoßfugen das Sickerwasser eintreten lassen. Muffendichtung unter Wasser ist unstatthaft.

γ) *Betonierungs- und Maurerarbeiten*. Vielfach werden die Leitungen auf *Lagerbettung* (Magerbeton) verlegt, die nach einem Halbkreisring oder Kreisringstück geformt ist und der Stahlbewehrung und Abwasserleitung als Unterlage dient. Zwischen Lager- schale und Leitungsbeton wird Dämmschicht (Einschlämmen von Lehm, Pappschicht, Estrich u. dgl.) zur Verringerung der Reibung angebracht.

Üblich sind wandernde *Kernschalungen* mit Vorrichtungen zur Erleichterung des Ausschalens (Keile, Schrauben usw.). Wo die Schalungstafeln mehr als 8 bis 10mal verwendet werden, sind blechbeschlagene Holztafeln (Blechdicke > 0,9 bis 1,25 mm) den gewöhnlichen vorzuziehen. Bei Leitungslängen über 300 m kommen Stahlschalungen in Frage.

Der *Betonierungsvorgang* ist wegen der engen Raumverhältnisse in der Baugrube und der häufigen fortlaufenden Wiederholung gleichartiger Arbeitsvorgänge im voraus festzulegen. Zum Einbringen des Betons in die Schalung stehen Kippwagen, Gießrinnen, Förderbänder, Preßluft und Betonpumpen zur Verfügung. Verdichten durch preßluft- oder elektrisch betriebene Klopff- und Rüttelgeräte.

Schwind- und Temperaturspannungen werden unschädlich gemacht durch Längsbewehrung, Überdecken der Leitung alsbald nach dem Betonieren mit 10 cm dicker und feucht zu haltender Erdschicht, durch ununterbrochenes Betonieren während des Winters, durch abschnittsweises Betonieren (1., 3., 5. . . Abschnitt), durch Offenlassen von 0,6 bis 0,8 m breiten Arbeitsfugen alle 30 bis 35 m und späteres Schließen, durch Einbau von Bewegungsfugen.

Aus sozialpolitischen Gründen sollten keine Schutzmaßnahmen gescheut werden, um das *Arbeiten auch im Winter* und bei Regenwetter zu ermöglichen³. Hierzu gehört u. a. die Verwendung von Stahlschalungen, Umhüllen und Heizen der Betonierungsanlage, Überdecken der jeweils zu betonierenden Bauteile, Verwenden warmen Wassers, von Frostschutzmitteln, Schmelz- zementen usw.

¹ WERKEN: Bautechn. 9 (1931) S. 97.

² RAMSHORN: Bautechn. 6 (1928) S. 639; 8 (1930) S. 302.

³ KLEINLOGEL: Winterarbeiten im Beton- und Eisenbetonbau. Berlin 1932. — STEGEMANN, KRUSCHWITZ, BRAUSE: Vom Bauen im Winter. Berlin, Wien, Leipzig 1940. — T. v. ROTHE: Das Schrifttum über den Baustoff Beton, seine Herstellung und Verarbeitung. Berlin-Charlottenburg 1941.

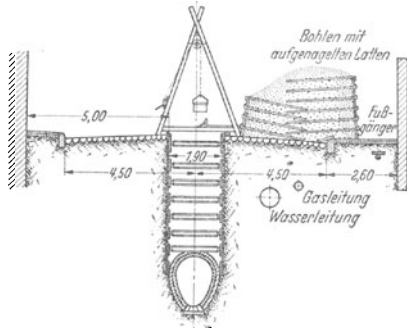


Abb. 37. Aushub nach dem Außenmaß der Leitung in festem Boden und Lagerung des Aushubs bei beschränktem Raum. (Nach SCHOKLITSCH.)

Für die *Auskleidung von Betonleitungen* kommt Mörtelputz, bei dauernden Fließgeschwindigkeiten > 2 bis $2,5$ m/s oder bei betonschädlichem Abwasser ein teilweiser oder ganzer Steinzeug- oder Klinkerbelag in Frage¹.

Bei *Maurerarbeiten* wird der Sohlenmörtel in der Mischung $1:2$, der Gewölbemörtel $1:4$ und der Seitenmörtel $1:3$ hergestellt. Die Steine (DIN 105 Mauerziegel, DIN 4051 Kanal-klinker) sind gut zu nassen, der Mörtel sei nicht zu steif, sein Sand sei rein und scharf. Die Hintermauerung wird gleichzeitig mit dem Sichtmauerwerk ausgeführt und durch 2 cm dicken Rappputz geschützt. Die Innenflächen sind mit Zementmörtel $1:1$ glatt zu fugen. Frühestens 12 h nach Fertigstellung wird ausgerüstet.

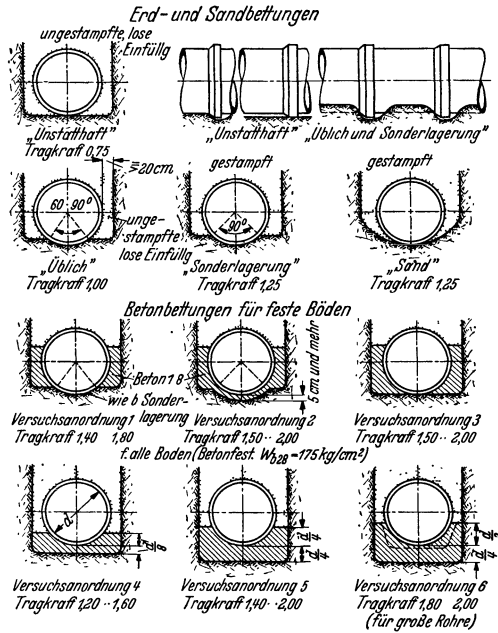


Abb. 88. Verschiedene Rohrbettungsarten.

erwähnen. Zum Wiederlösen mit Asphaltmasse verlegter Rohre wird mehrmals ein umgelegtes Strohseil abgebrannt.

e) Das *Einfüllen und Stampfen* der Rohrgraben hat bis zu 30 cm über Rohrscheitel mit Sand und feinem Kies und beiderseits gleichmäßig in 20 cm hohen Schichten zu geschehen, wobei im Rohrgraben ebenso viel Leute stampfen, wie von oben einfüllen. Bei lockeren und sandigen Böden wird nach je 1 m Einfüllg mit Wasser eingeschlammt. Unsachgemäßes Stampfen ist nicht selten Ursache von Rissen in Beton- und Steinzeugleitungen (Stampfergewicht und -grundfläche beachten!). Der übrigbleibende schlechteste Boden wird abgefahren. Beim Entsteifen ist Vorsicht nötig; nicht mehr als 2 übereinanderliegende Bohlen auf einmal beseitigen.

6. Weitere Bestandteile des Entwässerungsnetzes.

a) Einbauten.

Dem Leitungsnetzbetrieb dienen verschiedene Bauwerke und Einrichtungen, deren Aufgaben und Konstruktionsgrundlagen — ausgenommen vielleicht die Regen- und Notauslässe — überall die gleichen sind. Die trotzdem herrschende große Mannigfaltigkeit ist nur zum Teil bedingt durch die verschiedene Größe der Wasserführung, die mit der Örtlichkeit wechselnde Auf- und Grundrißform und die Wahl der Baustoffe. Zahlreiche der in Frage kommenden Bauteile sind fertig

¹ HELBING-VON BÜLOW: Bauing. 5 (1924) S. 76.

² MARQUARDT: Zement 24 (1935) S. 784. — KÖGLER: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 95. — KEIL: Dtsch. Wasserw. 35 (1940) S. 396.

d) Das *Verlegen der Rohrleitungen* (DIN 4033) geschieht von unten nach oben mit der Muffe entgegen der Fließrichtung zeigend. Spitzenden und Muffeninneres werden vorher mit Ausgußmasse bestrichen. Kreis- und Eirohre mit und ohne Fuß werden bei größeren Tiefen, schlechtem Baugrund, Trieb sand usw. vielfach (besonders bei $D > 450$ mm) mit Magerbeton umstampft. Rohre ohne Fuß werden gelegentlich auf Lagerböcken aus Beton verlegt. Je nachdem die Rohre ohne Fuß auf Erd-, Sand- oder Betonbettungen verlegt werden, läßt sich die Widerstandsfähigkeit der Leitungen gegen Scheitel-lasten um bis zu 220% erhöhen (Abb. 88) [11, S. 529]. Hier sind auch die Atlasrohre der Firma Hüser & Co. für hohe Belastungen zu

im Handel erhältlich, zum Teil sind sie genormt. Um im Einzelfall die richtige Auswahl zu treffen, bedarf es großer Erfahrung und sorgfältiger Prüfung.

1. Straßenabläufe usw. dienen zur Aufnahme des von Straßen (Dächern) und Höfen ablaufenden Wassers (Fassungsvormögen bis zu 20 l/s). Sie werden an den Tiefpunkten der Rinnen angelegt und durch 15 cm weite Röhre mit dem Leitungsstrang verbunden. Ausführung mit und ohne Geruchverschluss. Bei letzterer, neuerdings bevorzugter Anordnung findet beste Lüftung der Leitungen statt. In der Frage des Schlammfanges besteht noch uneinheitliche Auffassung. Entscheidend hierfür sind Gefälle, Abfluß, Geschwindigkeit und Wassertiefe im Leitungsnetz. Schlammfänge also nur dort, wo viel Sand oder schlechtes Leitungsgefälle. Die Roste — Schlitz parallel oder senkrecht zur Straßenachse — sind genormt (Breitrost DIN 593, Schmalrost DIN 1207). Die Roste der Hofabläufe sind unter DIN 597 und 598 genormt. Der Aufnahmekörper wird aus Beton (DIN 4052), Steinzeug (DIN 4053) oder Gußeisen fabrikmäßig hergestellt. Bekannte Bauarten sind die der Verkaufsgesellschaft Deutscher Steinzeugwerke, Passavant, Geiger, Luitpoldhütte, Panse u. a.¹ Bei Straßenkreuzungen müssen die Übergänge für die Fußgänger wasserfrei bleiben (Abb. 89). Die Verdoppelung der Abläufe a tritt ein, wenn starker Wasserandrang zu erwarten ist. Für einen Ablauf rechnet man 500 bis 700 m² Fahrbahn- und Gehwegfläche. Die Entfernung zweier an gegenüberliegenden Straßenseiten angebrachten Ablaufpaare ist 30 bis 50 m. Waagrechte Lage der Straßenkrone ist wegen der sich daraus ergebenden großen Unterschiede an den Auftrittshöhen zu vermeiden.

2. Einsteigschächte dienen zum Untersuchen, Reinigen und Lüften der Leitungen und liegen entweder über der Leitungsachse oder — in belebten Straßen — seitlich davon, selten im Gehweg. Sie werden angewandt beim Zusammenreffen zweier oder mehrerer Leitungen (Abb. 89) an jeder Straßenkreuzung, an jedem waagrechten oder lotrechten Brechpunkt der Leitungsachse, auf freier gerader Strecke je nach Lichtweite alle 50 bis 100 m. Der Schachtquerschnitt ist meist ein nach oben sich verjüngender Kreis (DIN 4034 Schachtringe aus Beton). Die einseitig verzogene Anordnung ist für das Besteigen bequemer als symmetrisch zur Schachtachse. Die Leitung wird in der Schachtsohle ohne Schlammfang durchgeführt. Seitenleitungen werden im Bogen an die Hauptrinne herangeführt, um Rückstau zu vermeiden. Die Schachtdeckungen sind genormt (leichter, mittlerer, schwerer Verkehr; Eisen allein oder mit gewichtsverringenden Fullstoffen; DIN 1214 bis 1229), ebenso die Steigeisen (DIN 1211 und 1212). Statt ihrer können auch Rundstahl oder Steigesteine und -kästen aus Steinzeug verwendet werden. Beim Trennverfahren sind Doppelschächte mit getrennter oder gemeinsamer Einsteigöffnung nötig.

3. Schneeeinwurfschächte werden in größeren Städten gleichmäßig verteilt über Leitungssträngen mit großer Schmutzwasserführung angebracht ($h > 1,2$ m) und erleichtern wesentlich die Straßenreinigung im Winter. Je nach Örtlichkeit erhalten sie eine oder mehrere Einwurföffnungen, Lüftung und seitliche Zugänge sowie Arbeitsbühnen für die Bedienung.

4. Bei Vereinigungsbauwerken ist zu berücksichtigen: das für die Nebenleitung wegen Ablagerungen und Spülkraft mögliche und notwendige Gefälle, das an der Vereinigungsstelle nicht abnehmen darf; der etwaige Rückstau und Überdruck in der Nebenleitung; die etwaige Belastung und Sicherheit der Leitungsarbeiter; die Möglichkeit der Lüftung durch die Nebenleitung.

5. Abstürze werden erforderlich bei verschiedener Höhenlage zusammentreffender Leitungen oder in der freien Strecke, wenn Strassengefälle $>$ Leitungsgefälle oder wenn letzteres den zulässigen Grenzwert überschreitet. Wo die Absturzhöhe $>$ 1,5 m, bildet man häufig Absturztreppe aus; bei Schubrinnen ist Energievernichtung nötig.

6. Entlastungsbauwerke werden zur Vermeidung zu großer Leitungsquerschnitte, Pumpleistungen und Kläranlagen angelegt. Sie bestehen aus meist seitlich an Sammlern angebrachten Überlaufschwelen zur Ableitung nach dem nächsten offenen Wasserlauf, dessen hierdurch bewirkte Verschmutzung durch Abfangvorrichtungen, Notauslaßkläranlagen oder Aufhaltebecken in erträglichen Grenzen gehalten werden muß. Beim Misch- und Trennverfahren dienen sie als *Regenauslaß* entsprechend der Berechnung des Leitungsnetzes zur Abführung von mit Schmutzwasser (organisch verunreinigt) vermischem Regenwasser oder von Regenwasser (mineralisch verunreinigt und noch frisch) allein (Abb. 91)². Führen sie nur in Notfällen (höhere Gewalt) dem Vorfluter Wasser zu, dann bezeichnet man sie als *Notauslässe*. Auf je 25 bis 70 ha Entwässerungsfläche rechnet man 1 Entlastungsbauwerk.

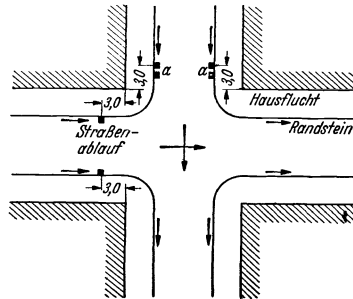


Abb. 89. Verteilung der Straßenabläufe an einer Straßenkreuzung.

¹ SCHULZE: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 364.

² KURZ: Gesundh.-Ing. 46 (1923) S. 73, 85 u. 353. — KEHR: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 61. — GÜNTZEL: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 126. — HEYD: Stadtereing. 29 (1937) S. 9.

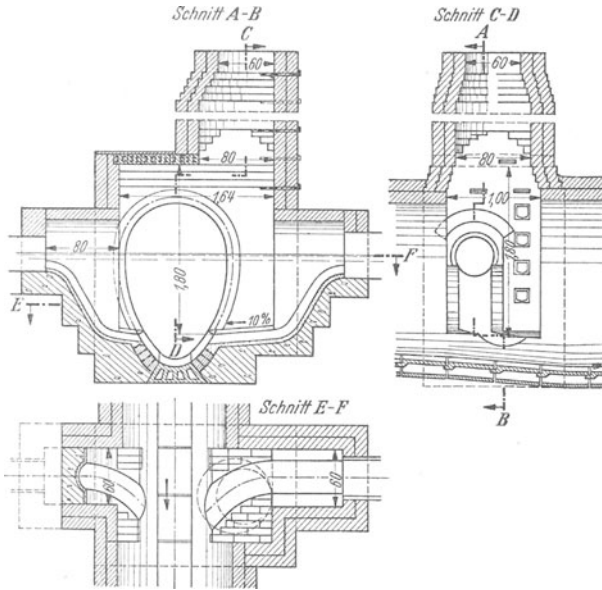


Abb. 90. Einsteigschacht bei Einmündung von Steinzeugleitungen in gemauerte Leitung (Stuttgart).

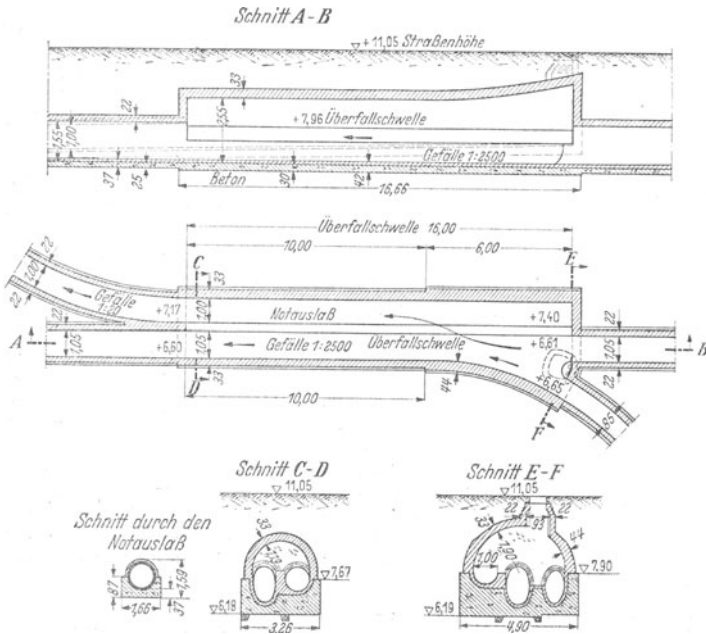


Abb. 91. Regenauslaß der Stammleitung auf dem linken Alsterufer in Hamburg.

Quer oder schräg zur Leitungssachse angeordnete Überfallschwellen wirken zuverlässiger als solche gleichlaufend hierzu. Bei den heute noch unsicheren Berechnungsgrundlagen empfehlen sich große Sicherheitszuschläge. Bei vollkommenen Überfällen rechnet man mit der Streichwehrformel von ENGELS¹ oder SCHAFFERNAK. Im Regenauslaß darf das Trockenwettergerinne nicht vergrößert werden. Die Überfallschwellen sind möglichst hoch und lang zu machen. Schwimmstoffe sind möglichst zurückzuhalten. Feste oder bewegliche Tauchwände und Ablenkroste haben zweifelhaften Wert. In Frage kommen Rechen, Siebe (z. B. Zentrisieb der Passavant-Werke, Siebhaube von WURL). Die kleinsten Formen von Regenauslassen lassen sich schon in einem Schacht unterbringen. Besondere Bauformen ergeben sich bei Steilhängen mit den durch die Energieverrichtung zu lösenden Fragen.

7. Leitungsausmündungen und Hochwasserverschlüsse. Von den verschiedenen Arten von Ausmündungen der Leitungen in den Vorfluter (ungeklärtes Wasser des Hauptsammlers, Kläranlagenabfluß, Regen- oder Notauslaßausmündung) bedarf nur der Kläranlagenabfluß keiner besonderen Ausgestaltung der Ausmündung. Bei den übrigen Arten ist eine möglichst gründliche Mischung des Abwassers mit dem Fluß-, Hafen- oder Seewasser anzustreben. Zu diesem Zweck führt man die Abwasserleitung (Eisen oder Stahlbeton) bis in Flußmitte unter M. W. Verschlusseinrichtungen gegen höhere Wasserstände und Flut sind nötig in Form von Damm-balkenverschlüssen, Klappen, Handzug-, Spindelzug- oder Kettenrollenzugschiebern². Ihre Lage ist wie die von Entlastungsbauwerken abseits von Badeanstalten, Wasserentnahmestellen usw.

8. Kreuzungen von Abwasserleitungen mit anderen Leitungen werden gewöhnlich mit unverändertem Querschnitt und Gefälle durchgeführt. Ist dies unmöglich, dann wendet man Querschnittsveränderungen der Leitung, Düker oder Heber an. Unter Druck befindliche Leitungen werden bei Bahnkreuzungen wie Wasserleitungsrohre behandelt (S. 1137).

9. Ruhe- und Zuluftkammern kommen in langen Leitungsstrecken ohne Zugänge und in schwer begeharen Leitungen vor ($h < 1,5$ m). Meist wird der Leitungsquerschnitt zwischen den Schächten (alle 40 bis 50 m) auf kurze Strecken erhöht (Wiesbaden, Stollen bei Mühlhausen, Paris).

b) Düker- und Heberleitungen³.

Düker werden notwendig bei Kreuzungen mit Wasserläufen, Bahneinschnitten, Untergrundbahnen, Talüberquerungen. Sie brauchen genügendes Gefälle und müssen

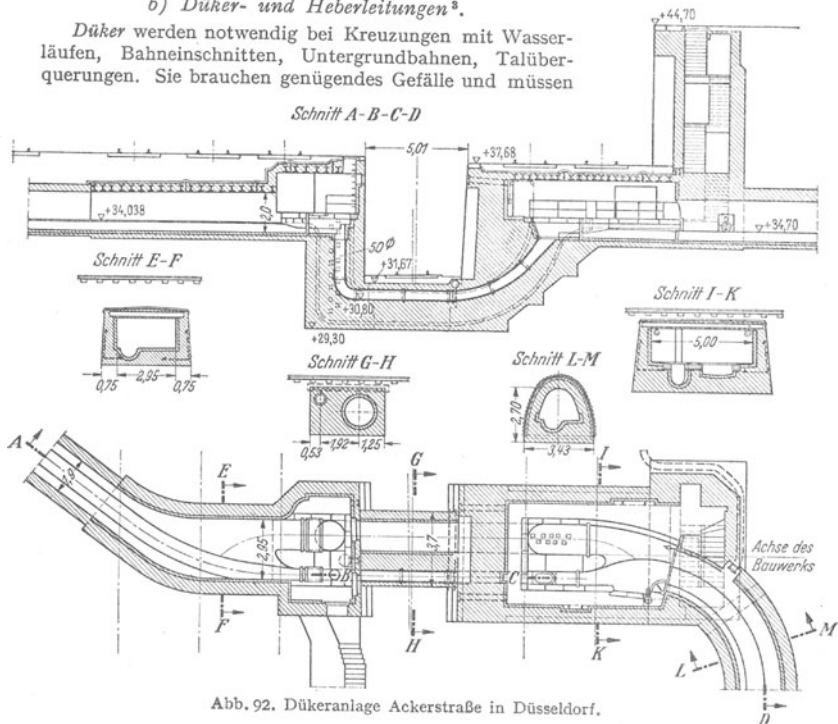


Abb. 92. Dükeranlage Ackerstraße in Düsseldorf.

¹ Die ENGELSSCHE Formel ergibt i. a. zu große Werte, d. h. man bewegt sich bei ihr auf der sicheren Seite.

² Näheres über die in diesem Zusammenhang auszuführenden Unterwasserleitungen vgl. [11, S. 543 und 670]. — SPEZLER: Bautechn. 7 (1929) S. 199.

³ [11, S. 629 und 649]. — ROSSBERG: Gesundh.-Ing. 52 (1929) S. 550.

als Doppeldüker ausgeführt werden, d. h. mindestens 2 Rohre, von denen das kleinere bei Trockenwetter in Tätigkeit ist ($v \cong 1$ m/s), während das größere etwas höher liegt und erst bei größerer Füllung der Leitungen bei Regen in Tätigkeit tritt. $\min D = 30$ cm. Wo bei kleinen Abflußmengen $v \cong 0,5$ m/s, ist für häufige Spülungen und regelmäßige Überwachung zu sorgen. Zur Einrichtung gehören Rechen (5 cm Stabweite), Geschiebe- und Sandfang (mit maschinellen Räumungseinrichtungen), Entlüftung, Spülvorrichtung und oft ein Regenauslaß (Abb. 92). Zu Reinigungen, Anstrich- und Ausbesserungsarbeiten sind bei großen Dükern Dammbalken-, bei kleineren Schieberverschlüsse vorzusehen. Als Baustoffe kommen vorwiegend Eisen und Stahlbeton in Frage.

Heberleistungen (S. 1124) sind wegen ihrer geringeren Betriebssicherheit (Schlammablagerungen, Gasbildung!) und dauernden Überwachung bei Entwässerungsanlagen selten. Die Saughöhe darf 5 bis 6 m keinesfalls überschreiten. Für Entlüftung sorgen Pumpen oder Strahlsauger; bei kleiner Saughöhe genügt oft aussetzende Entlüftung. Freiliegende Heber sind mit Beton oder Lehm zu ummanteln. Heberuberfälle finden gelegentlich bei Regen- oder Notauslässen mit Vorteil Anwendung.

c) Rückhaltebecken¹

sind natürliche (Teiche, Mulden) oder künstliche Becken zur vorübergehenden Aufnahme von Regenwasser allein (offene Form) oder von Mischwasser (gedeckte Form) und zu seiner allmählichen Abgabe an die Leitungen.

Beispiel. Ein aufzuschließendes Baugebiet von $F = 60$ ha empfängt eine Regenspende $r = 100$ l/s · ha auf die Dauer $T = 20$ min. Der durchschnittliche Abflußbeiwert ist $\nu = 0,50$, so daß die Abflußspende $q = 50$ l/s · ha und die aus dem ganzen Gebiet während des Regens abfließende Menge $Q = 60 \cdot 50 \cdot 20 \cdot 60 = 3600$ m³ ist. Ein Rückhaltebecken dieser Größe kostet 200000 RM., während eine eiförmige Leitung 120/180 cm ($I = 1 : 450$) rd. 200 RM./m kosten würde, um die Regenmenge abzuführen. Das Rückhaltebecken ist also wirtschaftlich, wenn mehr als 1000 m Leitungsstrecke zu bauen sind.

Neuerdings sind auch Verzögerungsschächte vorgeschlagen worden, deren Zweck die gleichmäßige Belastung des Leitungsnetzes und Entlastung der Leitungen, Regenauslässe, Pumpwerke und Kläranlagen ist².

7. Abwasserhebeanlagen³.

a) **Allgemeines.** Künstliches Heben des Abwassers kann *dauernd* notwendig sein, wenn das Entwässerungsnetz oder einzelne („Tief-“) Gebiete gegenüber dem Vorfluter zu tief liegen oder *zeitweise*, wenn der natürliche Vorfluter Hochwasser führt. Eine Verbilligung ist möglich, wenn nur die Schmutzwässer oder Regenwässer gehoben werden müssen: Trennentwässerung.

Bei dauerndem Pumpbetrieb und Mischentwässerung schwanken die Fördermengen sehr stark sowohl für Schmutzwasser (II A 4 a S. 1167) allein wie noch mehr für Mischwasser (1:30 und mehr). Die Entlastung der Entwässerungsanlagen durch Regenauslässe ist daher beim Mischverfahren dringend nötig. Ein weiteres Mittel zum Kleinhalten der Förderleistung besteht im zeitweisen Aufstau des Abwassers im Hauptsammler während der Betriebspausen, die bei kleineren Netzen auf die ganze Nacht ausgedehnt werden können.

Die zur Abhaltung grober Stoffe angewandte Vorreinigung (Sandfänge, Gitter, Rechen) vor den Pumpen sucht man durch geeignete Pumpenwahl entbehrlich zu machen. Bei kleinen Maschinensätzen Rechen mit 3 bis 5 cm Stabentfernung. Wo Pumpwerk vor der Kläranlage liegt, ist gleichmäßiger Zufluß zu dieser nötig; bei Lage hinter derselben ist Ruckstau in die Kläranlage zu vermeiden.

b) Für die **Pumpwerke** ist unter anderem zu fordern: größte Betriebssicherheit, rascheste Betriebsbereitschaft, Wirtschaftlichkeit, reichliche Aushilfsmaschinen. Bei kleinen Anlagen empfiehlt sich selbsttätiger Betrieb (Abb. 93)⁴, während bei größeren Siedlungen und flachem Gelände Zoneneinteilung zweckmäßig sein kann⁵. Weiter empfiehlt sich starke Aufteilung der Pumpmaschinen.

¹ JESCHKE: Städt. Tiefb. 12 (1921) S. 133, 141 und 151. — ENGELBERT: Techn. Gem.-Bl. 39 (1936) S. 99. — G. MÜLLER: Regenwasseraufhaltebecken in städtischen Entwässerungsnetzen. München und Berlin 1939.

² LENZ: Z. Gesundheitstechnik und Städtehygiene 27 (1935) S. 267.

³ Abwasserpumpwerke und Druckrohre. Abwasserfachgruppe der Deutschen, Gesellschaft für Bauwesen. Schriftenreihe Heft 2. München und Berlin 1934. — HANIKA: Gesundh.-Ing. 55 (1932) S. 419. — CARP: Bautechn. 18 (1940) S. 189.

⁴ SCHMAH: Bautechn. 10 (1932) S. 411.

GEWECKE: Bautechn. 10 (1932) S. 455 u. 478.

Für $Q < 75 \text{ l/s}$ genügt i. a. ein Maschinensatz, als Aushilfe eine zweite Maschine gleicher Größe.

Für die *Druckrohrleitungen* (Eisen, Stahlbeton, Holz) ist $\min v = 0,3 \text{ m/s}$ (Ablagerungen!) und $\max v = 1,2 \text{ m/s}$ (Wirtschaftlichkeit!) zu wählen. In Gl. (74) (S. 1180) wird bei Abwasserleitungen $m = 0,35$, bei Schlammleitungen $m = 0,40$ bis $0,50$ gesetzt. Bezüglich der Ermittlung des wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmessers wird auf Fußnote 3 S. 1192 verwiesen (vgl. auch S. 4131). Für überschlagliche Berechnungen ergibt sich der günstigste Querschnitt aus:

$$D = 1,7 \cdot \sqrt[6]{Q^2 \frac{k_B}{n}} \quad (75)$$

wo Q die Fördermenge in m^3/s , k_B die Betriebskosten für 100 mkgh/s , ein Erfahrungswert, der sich aus den jeweiligen Betriebsverhältnissen des Pumpwerkes ergibt, t die mittlere tägliche Betriebsdauer in h und n die Verzinsung und Abschreibung in Hundertsätzen ist.

Bei nur zeitweise höherer Belastung des Druckrohres wird D kleiner gewählt und dafür etwas höhere Betriebskosten in Kauf genommen. Bei Erhöhung der Förderleistung wird 2. Rohrstrang verlegt, wodurch die Betriebssicherheit größer wird.

c) Für die **Pumpen** ist unter anderem zu fordern: Zuverlässigkeit, Unempfindlichkeit gegen wechselnden Zufluß und Betriebsdruck sowie sperrige Schmutzteile (also große, rasch zugängliche und ersetzbare Ventile, die nur am Schluß ihrer Bewegung gesteuert sein dürfen), gute Reinigungsmöglichkeit, geringe Kraft- und Förderleistungsverluste, geringer Raumbedarf und gute Antriebsmöglichkeit.

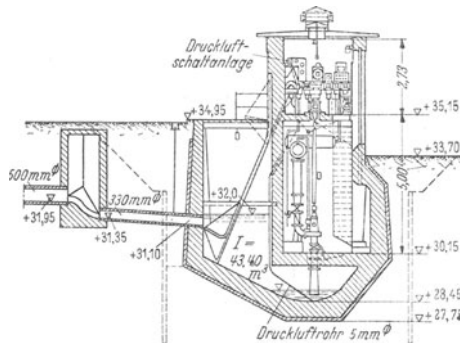


Abb. 93. Selbsttätiges Pumpwerk der Stadtentwässerung Ülzen, $Q_{\max} = 60 \text{ l/s}$. (Nach SCHMAH.)

In Frage kommen Drucklufthebwerke (Mammutpumpen und pneumatische Hebewerke), Kolben- und Kreiselpumpen. Wahlentscheidend ist die Fördermenge und Zusammensetzung des Schmutzwassers. Für Förderhöhen bis zu 15 m und kleinste Abwassermengen sind für nicht vorgereinigtes Abwasser mit grobem Schmutz, Lappen und putzwollähnlichen Fasern womöglich Drucklufthebwerke (schlechter Wirkungsgrad!), andernfalls Kreiselpumpen mit schaufellosen Laufrädern zu verwenden. Bei guter Vorreinigung können bis herunter zu $2,5 \text{ l/s}$ Kolben- und Kreiselpumpen verwendet werden. Sammelbehälter stets zu empfehlen, dann aber täglich leer pumpen, damit kein Schlamm zurückbleibt.

d) Als **Antriebsmaschinen** kommen für Kolben- und Kreiselpumpen Elektro- und Dieselmotoren in Frage, für Kolbenpumpen häufig auch Dampfmaschinen. Gas- und Benzin- bzw. Benzolmotoren werden seltener, letztere nur bei kleineren Einheiten verwendet.

Zu fordern ist: Betriebssicherheit und -bereitschaft, Unabhängigkeit von fremden Kraftquellen bzw. leichte und billige Speichermöglichkeit des Betriebsstoffes, Wirtschaftlichkeit, keine Belastigung der Umgebung. Selbsttätige Anlagen sind selten frei von Betriebsstörungen. Die sonstigen Einrichtungen der Abwasserpumpwerke ähneln den bei Wasserwerken üblichen (S. 1127 f.).

8. Betrieb des Entwässerungsnetzes.

Auch in kleineren Orten darf eine neuerbaute Entwässerungsanlage nicht sich selbst überlassen werden. Geregelt Rein- und Instandhaltung der Leitungen ist eine der wichtigsten Aufgaben des Leitungsnetzbetriebes. Hierzu gehören:

Die *Instandhaltung*, d. h. das Ausbessern schadhafte gewordenen Stellen und Teile und das Beseitigen sonstiger Mängel. Zur Feststellung von Beschädigungen an den Innenwänden der Leitungen dient die Rohrleitungsphotographie¹. Für die während des Betriebes durchzuführenden Arbeiten sind vielfach die Nachtstunden vorteilhaft (geringer Abwasserzufluß). Die *Lüftung* der Leitungen dient der Erhaltung guter Leitungsluft und zur Beseitigung der Abwassergase (Entzündungs- und Zerknallgefahr!). Obwohl in den Leitungen auch ohne besondere Einrichtungen Luftbewegung stattfindet, bedarf es besonderer Lüftungseinrichtungen. Hierzu stehen zur Verfügung: a) natürliche Lüftung durch Regenrohre, Klosett-, Küchen- und Badeabfallrohre,

¹ Mörz: Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 355,

Schachtdeckel, Lüftungsrohre und -schlote (Frankfurt a. M.), Laternen, Kamine; b) künstliche Luftzufuhr durch fahrbare oder feststehende Gebläse (Berlin); c) Entgasung der Leitungsluft vor ihrem Austritt (z. B. Kanalentgaser von Siemens-Schuckert).

Die Reinigung der Leitungen von Sand und faulenden Schmutzablagerungen besorgt die *Spülung*, die je nach den Gefällsverhältnissen und Wassermengen in regelmäßigen Zeitabständen durchzuführen ist (Spülplan!).

Hierzu werden vielfach an den oberen Enden der Leitungsnetze Spülbehälter, -schächte oder -galerien angelegt, von denen aus das angesammelte Wasser aus der Wasserleitung, aus Bächen, Teichen oder das Abwasser selbst in regelmäßigen Zeitabständen von Hand oder selbsttätig durch das Leitungsnetz geschickt wird. Um diese Spülwellen wieder von Zeit zu Zeit zusammenzufassen, werden (alle 100 bis 200 m) *Spülüren* mit Kämpferhöhe oder vollkommenem Abschluß, Spülschieber und -klappen angeordnet. Beim Trennverfahren, bei schlechtem Gefälle und bei Endsträngen, an denen kein Oberflächenwasser zur Verfügung steht, sind *Selbstspüler* nötig. Bei kleineren Leitungen sind Kippspüler, bei größeren Heberspüler angezeigt. Wo Ablagerungen durch Spülung allein nicht beseitigt werden, ist durch mechanische Reinigungsgeräte (Bürsten, Gummibälle, Spülschilder und -wagen) nachzuhelfen; bei schlechtem Gefälle alle 2 bis 6 Wochen, sonst alle 3 bis 6 Monate.

Um Zerknallen infolge *Vergasung* von Abwasserleitungen mit ihren Schäden an Leben, Gesundheit und Sachwerten zu verhindern, müssen die Gase und Dämpfe erkannt und rechtzeitig beseitigt werden.

Hierzu dienen Gasanzeiger, zerknallsichere elektrische Sicherheitslampen, Gasschutz- und Sauerstoffgeräte, Schutzkleidung, mit denen die Leitungsarbeiter auszurüsten sind. Die Be- und Entlüftungseinrichtungen sind stets betriebsfähig zu erhalten; vielfach kann künstliches Absaugen durch funksichere Entlüfter notwendig werden. Einblasen von Frischluft in die Leitung empfiehlt sich nicht¹. Für die *Entleerung der Straßenabläufe* (Schlammeimer) werden fahrbare Hebezeuge und Elektrofahrzeuge mit Schlamm-sauger verwendet. Für die *Messung der Abwassermengen* werden neben selbstschreibenden Pegeln Überfallwehre sowie Venturiröhr- und -kanalmesser (geringer Gefällverbrauch!) verwendet. Sie gehört ebenso wie die Beobachtung der Wasserführung, -beschaffenheit und -temperatur zu den Aufgaben des Leitungsnetzbetriebes und ist Vorbedingung zu einwandfreien Leitungsberechnungen.

Die Hinweisschilder für Abwasserleitungen usw. nach DIN 4066 bis 4069 tragen den Bedürfnissen des Feuerschutzes Rechnung. Richtlinien für Bestandspläne für öffentliche Entwässerungsanlagen DIN 4050.

9. Die Entwässerung von Einzelgrundstücken, Siedlungen, Kur- und Badeorten.

a) Grundstücksentwässerung.

1. Aufgabe. Ihr Zweck ist die rasche, sichere und frostfreie Entfernung aller im Wohnbereich anfallenden flüssigen Abgänge (Wirtschafts-, Wasch-, Badewässer), menschlichen Kotstoffe, Gewerbeabwässer und der Regenwasser von Dachflächen und Höfen. Wo eine ordnungsmäßige gemeinsame Entwässerungs- und Reinigungsanlage besteht, werden die genannten Haus- usw. -abwässer durch die Hausanschlußleitungen der Straßenleitung zugeführt. Wo eine gemeinsame Entwässerung fehlt, kommt Vorbehandlung in Grundstückskläranlage (s. IIB 18 a S. 1217) und Ableitung nach Vorfluter oder Unterbringung auf eigenen Landflächen in Betracht. Für den Anschluß an das Leitungsnetz bestehen ortspolizeiliche Vorschriften, für die als Vorbild die „Technischen Vorschriften bzw. Grundsätze für rechtliche und verwaltungstechnische Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksanlagen“ (DIN 1986, 1986 U Bl. 1 u. 2 und 1987) dienen können (vgl. auch DIN 1959 und 1980). Auch bei Abwasserhausanschlußleitungen ist zur Ersparung von Werkstoff, Arbeitskraft und Kosten vielfach die Anwendung von gemeinsamen oder Gruppenanschlußleitungen, unter Umständen mit Vor-schaltung von Selbstspülern möglich; Aufstellung von Spülplan nötig.

2. Leitungen. *Anschlußleitungen* für Hausentwässerung, Wasser, Gas, Elektrizität usw. sind durch gemeinsame Einführungsöffnung in den Hauskeller zu führen. Wenn das Gebäude bei Herstellung der Straßenleitung schon besteht, ist die Anschlußleitung gleichzeitig mit dieser auszuführen. Ausreichende Leitungsquerschnitte, gute Gefälle, klare und kurze Leitungsführung, glatte Innenwandungen der Leitungen vermeiden Ablagerungen, Fäulnisherde und Verstopfungen. *Grund- und Falleitungen* gut zugänglich und nicht an oder in Außenwänden verlegen. Zu entwässernde Räume sind so zu legen, daß wenig Fallrohre nötig werden. Daher frühzeitige Zusammenarbeit zwischen Architekt und Entwässerungsingenieur.

¹ DAU: Über Kanalvergasungen und ihre Verhütung. Würzburg 1935.

Die heute für die einzelnen Leitungen in Frage kommenden Werkstoffe sind: für *Abflußrohre* (DIN 1986 U) das LD-, NA- (DIN 364, 538 bis 545) und LNA-Rohr (DIN 1172 bis 1178, 1393 bis 1395) aus Gußeisen, Steinzeugrohre (DIN 1203 bis 1206), Porzellan- (DIN 4250 bis 4260) und Mipolamrohre; für *Lüftungrohre* verzinktes oder mit Asphaltlack überzogenes Stahlblech, Asbestzementrohre; für *Regenabfallrohre* verzinktes Stahlblech, Asbestzementrohre. Als *Dichtungsmasse* kommen in Frage: Weiß-, Bitumen- oder Teerstrick, Holzwolle-, Papier- oder Zellwollestrick, Aluminium, Sinterit II, verschiedene Dichtmassen wie Solus, Asplit, Borron B 41 Thiokol (ölfest).

3. Besondere Einrichtungsteile. In Betracht kommen insbesondere:

α) Die zahlreichen *Wasserablaufstellen* wie Küchen- und Spülausgüsse, Waschbecken-, Keller- (DIN 590 und 591), Decken- (DIN 592), Badeabläufe (DIN 594). Sie müssen nach DIN 1986 mit Geruchverschlüssen (geschmaltetes Gußeisen, Porzellan, Glas) ausgestattet sein. Sorgfältige Auswahl und Prüfung der einzelnen Bauformen ist nötig.

β) *Fett- und Ölabscheider* (DIN 4040 bis 4042) einschließlich der Mineralölabscheider für Benzin, Benzol und Schmieröl (DIN 1999) sind schon deshalb wichtig, weil ölige Abwasserbestandteile der Abwasserreinigung und den biochemischen Vorgängen in den Vorflutern hinderlich sind und um Zerknallgefahren oder gesundheitlichen Schädigungen der Leitungsarbeiter vorzubeugen. Ganz besonders aber dient die Abscheidung von Fetten aus dem Abwasser der Verbesserung unserer erheblich auf den Auslandsbezug angewiesenen Versorgung mit technischen Fetten. Sie hat aber nur dann Aussicht auf wirtschaftlichen Erfolg, wenn sie möglichst nahe der Anfallstelle — nur in Gewerbebetrieben, z. B. Wollwäschereien, Schlächtereien, Schlachthöfen, Großgastwirtschaften, Waschanstalten, Kraftwagenhallen — mit einwandfrei arbeitenden Einrichtungen vorgenommen und planmäßig überwacht wird. Das Abscheidegut ist planmäßig zu sammeln und der Verwertung zuzuführen. Es sind Baugrundsätze, Einbauvorschriften und Prüfverfahren festgelegt¹.

γ) Für *Abortanlagen* werden freistehende Becken mit angeformtem Geruchverschluß nach DIN 1381 bis 1384 verwendet²; Pissoirverschluß nach DIN 1378. Klosettspülkästen werden aus Hartsteingut, Beton und Glas hergestellt.

δ) Die *Lüftung der Hausleitung* muß gegen Abwassergase und Absaugen der Wasserverschlüsse sicher und reichlich wirkend sein, weshalb alle Fallrohre unverengt und möglichst ohne Krümmung über Dach zu führen sind ($D_{\min} = 70$ mm).

ε) *Rückstauverschlüsse* (DIN 1997) verhindern Rückstau aus der Straßenleitung (bei Hochwasser im Vorfluter) in das untere Ende der Grundstücksleitungen. Die Verschlüsse (Klappen oder Schieber) sind für gewöhnlich geschlossen. Neben dem Handverschluß ist unabhängig davon eine selbsttätig wirkende Absperrvorrichtung einzubauen (DIN 1986 § 10)³.

b) Kleinsiedlungen [35]

Wo Anschluß an vorhandene öffentliche Entwässerungsanlagen wirtschaftlich möglich, ist er der Einzelentwässerung vorzuziehen (keine Grundstückskläranlagen und späteren Straßenaufgrabungen). Wo Anschluß unmöglich, richtet sich die Lösung nach dem Vorhandensein eines leistungsfähigen Vorfluters und nach der Verwertungsmöglichkeit der Abgänge auf dem Hausgrundstück selbst. Bei gemeinsamer Wasserversorgung ist gewöhnlich auch gemeinsame Abwasserbeseitigung am Platz. Bei leistungsfähigem Vorfluter genügt einfache Entschlammung des Abwassers. Bei nicht leistungsfähigem oder fehlendem Vorfluter ist Abwasserbehandlung nötig: Oberflächenverrieselung und -verregnung, Untergrundberieselung, Fischteiche, Tropf- und Tauchkörper, Sickergruben. Häufig ist Überpumpen in Gebiet mit leistungsfähigerem Vorfluter den biologischen Einzelverfahren vorzuziehen. Bei Wasserversorgung aus Einzelbrunnen ist Einzel-

¹ REICHEL-MEINCK-KISKER: Über Fettabscheider in der Grundstücksentwässerung und ihre Prüfung. Berlin 1936. — ZIMMERMANN: Gesundh.-Ing. 55 (1932) S. 73 und 89. — Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 38. — AURNHAMMER: Fett- und Ölabscheidungsrichtungen in der Abwasserreinigung, ihre technische Durchbildung, klärtechnische und wirtschaftliche Beurteilung. Diss. München 1937.

² MENGERINGHAUSEN: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 642 u. 659.

³ PASSAVANT, W.: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 104 u. 116.

⁴ HEILMANN: Gesundh.-Ing. 57 (1934) S. 502. — FRIES: Techn. Gem.-Bl. 35 (1932) S. 141. — Bauamt und Gemeindebau 1933 Nr. 2. — Richtlinien für technisch-hygienische Wasser- und Abwasserwirtschaft in Siedlungen. Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 544. — MENGERINGHAUSEN: Be- und Entwässerung in der Kleinsiedlung. Vorbilder und Richtlinien. Berlin 1933.

entwässerung mit Trockenaborten (Torfstreuaborte oder wasserdichte Abortgruben) am Platz. Vielfach Trennverfahren.

c) Kur- und Badeorte.

Neben reichlichem, gutem Wasser und tadelloser Straßenpflege ist der einwandfreie Betrieb einer richtig angelegten Entwässerungsanlage eine der wichtigsten Voraussetzungen. In Betracht kommen Misch- und Trennverfahren, wie auch eine Vereinigung beider. Stark wechselnde Einwohnerzahl bei Jahreszeitbetrieb verursacht stark schwankende Belastung des Leitungsnetzes und der Klaranlage. Weitgehende Klärwirkung schon aus ästhetischen Gründen nötig. Von Strandbädern müssen Abwassereinleitungen mehrere km entfernt sein. In Küstennahe gelegene Badeorte müssen nicht selten ihr Abwasser vor Einleitung in das Meer gründlich reinigen oder einen Süßwasservorfluter zu Hilfe nehmen (Schmachter-See für Binz/Rügen). Auch auf die Ölpest ist in diesem Zusammenhang zu achten. Bei Kurorten mit Heilquellen ist beim Bau der Entwässerungsanlage besondere Vorsicht am Platze (Veränderungen der Quellsiegellage und -ergiebigkeit). Für die Hausentwässerungsanlagen sind weitestgehende Anforderungen zu stellen: wo Spulaborte nicht möglich, unbedingt dichte und gut abgedeckte Abortgruben, in jedem Zimmer Ablaufbecken mit Wasserverschlüssen, neuzeitliche, wenn auch einfache Hausbäder.

B. Abwasserbehandlung¹.

10. Beschaffenheit und Untersuchung der Abwässer.

a) Die Beschaffenheit des Abwassers

hängt ab von der des betreffenden städtischen Trink- und Brauchwassers, von der in dieses gelangenden Abfallstoffe

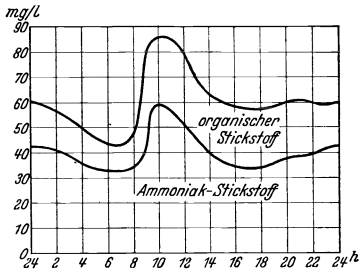


Abb. 94. Stickstoffgehalt des Abwassers der Stadt Leipzig.

(menschlicher Kot und Harn, häuslicher Spüllicht, Seife, Öle des Kraftfahrbetriebes) und von den Wandlungen, die diese Abfallstoffe im Abwasser durchmachen (mechanische, chemische und biologische Veränderungen). Da das Abwasser in derselben Stadt nach Menge (Abb. 69) und Zusammensetzung (Abb. 94) außerordentlich schwanken kann und die Verschiedenheit der Untersuchungsverfahren nicht ohne weiteres einen Vergleich verschiedener Abwässer zuläßt, so bieten die Tabellen 21 und 22 nur einen allgemeinen Anhalt. Die Einleitung von Gewerbe- und Industrieabwasser in städtische Entwässerungsnetze stellt i. a. die beste

Art der Beseitigung dar; infolge der Vermischung mit häuslichem Abwasser wird die Möglichkeit ihrer Reinigung erhöht.

Tabelle 21. Durchschnittliche Zusammensetzung von häuslichen Abwässern verschiedener Anreicherung (nach THUMM).

mg/l	Ungeloste Stoffe insgesamt	Im gefilterten Abwasser				
		Abdampfrückstand insgesamt	Chloride (Cl)	Ammoniakstickstoff	organischer Stickstoff	Kaliumpermanganatverbrauch
Dünne Abwässer	bis 500	bis 500	bis 100	bis 30	bis 10	bis 200
Abwässer mittlerer Anreicherung	„ 1000	„ 1000	„ 150	„ 50	„ 30	„ 300
Stark angereicherte Abwässer	über 1000	über 1000	über 150	über 50	über 30	über 300

¹ Vgl. hierüber besonders [33] mit zahlreichen Berechnungsbeispielen, ferner [26], [27] und [41]. — Pruss: Über die Entwicklung der neueren Abwasserreinigungsverfahren. Jb. Dtsch. Ges. Bauingw. 4 (1929) S. 15. — REITER und MÖLLERS: CARL FLÜGGES Grundriß der Hygiene, 11. Aufl. Berlin 1940, S. 252f. — HEINRICHSBAUER: Die Wasserwirtschaft im rheinisch-westfälischen Industriegebiet. Essen 1936. — O. MOHR: Mechanische Kläranlagen für Städte und Gemeinden, 2. Aufl. München 1941.

Tabelle 22. Beschaffenheit städtischen Abwassers bei einem Wasserverbrauch von 150 l/ET zur Zeit der stärksten Verschmutzung, jedoch ohne gewerbliche Verschmutzung (nach SIERRÉ).

mg/l oder g/m ³	Mineralisch	Organisch	Insgesamt	Sauerstoffbedarf in 5 Tagen
1. Ungelöstes	150	350	500	200
a) davon absetzbar	100	250	350	120
b) nicht absetzbar	50	100	150	80
2. Gelöste Stoffe (echt, halb und kol- loidalgelöst)	320	180	500	160
Zusammen	470	530	1000	360

b) Die Untersuchung von Abwässern.

Die Feststellung der Abwasserbeschaffenheit hat jeder Planung von Reinigungsanlagen voranzugehen. Vor der Annahme bestimmter Zusammensetzungswerte eines „normalen“ Abwassers muß gewarnt werden.

BACH hat angegeben, wie vorzugehen ist, wenn die Klaranlage entworfen oder gebaut werden muß, bevor das Abwasser da ist¹. Von den *physikalischen* Prüf- und Meßverfahren kommen in Betracht [13]²: Abwassermenge und -temperatur (auch die des Ursprungswassers und Aufnahmegewässers), spezifisches Gewicht, elektrische Leitfähigkeit, äußere Beschaffenheit (Trübung, Farbe, Geruch), Absetzbarkeit. An *chemischen* Prüfungen sind nötig: Fäulnisfähigkeit, Gehalt an gelöstem Sauerstoff, an gelösten (Abdampfückstand) und ungelösten (Filterrückstand) Stoffen, an Chloriden, Oxydierbarkeit, Stickstoff- und Schwefelverbindungen. Von den *biologischen* Feststellungen sind die wichtigsten: Wassertier- und Pflanzenwelt, biochemischer Sauerstoffbedarf (Sauerstoffzehrung), Wasserstoffionenkonzentration (pH-Wert S. 1102).

c) Abwasserreinigung und Vorfluter.

Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung müssen mehr als bisher in ihrem Zusammenhang mit dem Ganzen der Wasserwirtschaft und innerhalb des Kreislaufes Wasser-Abwasser betrachtet werden³. Dann erkennt man, daß der Ableitung nicht geklärten Abwassers in die *Vorfluter* (Bäche, Flüsse, Kanäle, Teiche, Seen) Grenzen gesetzt sind, so daß die Frage nach der *zulässigen Belastung* eines Vorfluters von der Menge und Beschaffenheit der Abwasser (organische oder unorganische Verunreinigung), wie auch von Wasserführung, Beschaffenheit und Nutzungsart des Vorfluters abhängt. Sie ist stets nur von Fall zu Fall zu entscheiden und richtet sich wie der Grad der Reinigung eines Abwassers nach dem biologischen *Selbstreinigungsvermögen* des betreffenden Vorfluters⁴. Diese beruht hauptsächlich auf Lebensäußerungen von Bakterien und Protozoen. Für die Selbstreinigungsvorgänge unterscheidet KOLKWITZ 3 Zonen: die *Hauptschmutzwasserzone*, etwa an der Abwasserreinigungsstelle, in der hauptsächlich Polysaprobien auftreten und Fäulnisprozesse stattfinden, die *Übergangszone*, in der die Mesosaprobien die Umsetzung der in Zersetzung begriffenen organischen Stoffe bewirken und die *Reinwasserzone*, in der die Oligosaprobien die Oxydation der Schmutzstoffe beenden⁵.

In stehenden bzw. sehr langsam fließenden Gewässern spielen sich die Selbstreinigungsvorgänge i. a. in lebhafterer Weise ab als in schnellfließenden Flüssen. Je kleiner und besser verteilt die ungelösten organischen Stoffe sind, desto schneller können sie abgebaut werden. Die unseren Vorflutern innewohnende Selbstreinigungskraft reicht jedoch in den meisten Fällen nicht aus, um die Abwässer ihnen unbehandelt zuzuleiten. Von den verschiedenen Versuchen, die biologische Selbstreinigung im Fluß vorherzusagen, seien die von MAHR, KEHR, FAIR und STREETER erwähnt; indes enthalten die aufgestellten Formeln noch zu viele Unbekannte [33, S. 257]⁶.

II. Wesen und Wege der Abwasserbehandlung.

Die einfachste Art der Abwasserbeseitigung: die Einleitung in Oberflächengewässer ist dort möglich, wo eine kleine Siedlung an einem großen Vorfluter liegt. Das eingeleitete Abwasser wird dann soweit *verdünnt*, daß die Selbstreinigungskräfte des Vorfluters zum Abbau der organischen Unratstoffe genügen (S. 1212). Bei einer großen Zahl selbst großer Städte an deutschen Strömen genügt dieses Verdünnungsverfahren, während es in England wegen der geringeren Wasserführung seiner Flüsse unbekannt ist. Die häufig gehörte Meinung, Haus-

¹ BACH: Gesundh.-Ing. 52 (1929) S. 241.² Einheitsverfahren der physikalischen und chemischen Wasseruntersuchung. Herausgegeben von der Fachgruppe für Wasserchemie des Vereins deutscher Chemiker. Berlin 1936. — BAMES, BLEYER, GROSSFELD: Handbuch der Lebensmittelchemie, 8. Bd., Wasser und Luft. 1. Teil: Technologie des Wassers. 2. und 3. Teil: Untersuchung und Beurteilung des Wassers. Berlin 1940/1941.³ MARQUARDT: Wasser und Gas 18 (1927) S. 218. — Der deutsche Verwaltungsbeamte 4 (1937) S. 89.⁴ SPITTA: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 363. — Die Reinhaltung der Gewässer. Arch. Wasserw. H. 66. Berlin 1941.⁵ KOLKWITZ, R.: Pflanzenphysiologie, 2. Aufl. Jena 1935.⁶ MAHR: Von Wasser. 11 (1936) S. 198. — WEBER: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 532. — MAYER: Dtsch. Wasserw. 34 (1939) S. 502 und 35 (1940) S. 1.

abwasser könne dann ohne Klärung dem Vorfluter überlassen werden, wenn es keine Kotstoffe enthalte, ist in dieser Allgemeinheit unrichtig. Bei weniger günstigen örtlichen Vorbedingungen, wo also die natürliche Selbstreinigungskraft des Vorfluters nicht mehr ausreicht, ist eine künstliche Reinigung der Abwässer nötig, für die eine Reihe technischer Maßnahmen in Frage kommen, an deren Ende die höchste Form der Abwasserreinigung, die hygienisch und veterinärmedizinisch einwandfreie, weiträumige landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer, d. h. der Abbau der schädlichen Stoffe auf bzw. in dem Boden steht. Die fallweise zu treffende Wahl des Reinigungsverfahrens hängt von Art und Menge der Abwässer einerseits, von der Beschaffenheit, Wasserführung und dem Verschmutzungsgrad des Vorfluters oberhalb, von der Nutzungsart des Wassers unterhalb der Einleitungsstelle andererseits (Wassergewinnungsanlage, Badeanstalt) sowie von der Größe und Beschaffenheit der zu berieselnden Bodenflächen ab. Der Betrieb gestaltet sich am einfachsten und billigsten bei einer *Sammelkläranlage*. Grundstückskläranlagen arbeiten stets teurer und unzuverlässiger. Die Abwasserreinigung muß jedenfalls um so vollkommener sein, je verdichteter und größer die Abwassermenge im Verhältnis zur Wassermenge des Vorfluters ist und je dichter dessen Ufer besiedelt sind.

Die natürlichen Abbaukräfte des Vorfluters lassen sich durch folgende technische *Hilfsmittel steigern*¹: Vergrößerung der Wasserfläche und Verringerung der Wassergeschwindigkeit durch Anstauen der Flußstrecke; Verringerung der Wasserfläche und Vergrößerung der Fließgeschwindigkeit durch Ausbau von Flußstrecken; Anreicherung der Niederwasserführung durch Zuleitung aus einem fremden Flußgebiet oder aus Hochwasserstaubecken im eigenen Flußgebiet; künstliche Belüftung des Wassers durch Abstürze und Gebläse; Spülung von verschlammten Flußstrecken kurz vor der heißen Jahreszeit. Weitere Mittel zur Verringerung der Schädlichkeit von Abwässern bietet die *Art der Abwasserzuführung*. Frischhalten des Abwassers begünstigt den Abbau der Unratstoffe. Abwässer verschiedener, insbesondere gewerblicher Herkunft, sollen in der Regel nicht getrennt, sondern unter sich und mit Hausabwasser vermischt in den Vorfluter eingeleitet werden. Weiter ist die örtliche, tages- und jahreszeitliche Verteilung der Abwasser-einleitung wichtig. Man vermeide Stellen, wo Sauerstoffmangel und Faulnis auftreten können und berücksichtige die Wasserführung des Vorfluters durch Anlage von Rückhaltebecken (Fischsterben bei Gewitterregen oder bei der zeitweisen Spülung von Stauhaltungen). So kann es notwendig werden, daß die Einleitung von Abwasser dadurch auf eine unterhalb liegende Wasserentnahmestelle Rücksicht nimmt, daß beide Nutzungsarten sich auf verschiedene Tageszeiten einigen.

Bei der Abwasserreinigung wirken physikalische, chemische und biologische Kräfte mit. Die Wirkung *physikalischer* Kräfte äußert sich am sinnfälligsten beim Absetzen der ungelösten Stoffe (Schlammfällung). Die Absetzwirkung kann durch Fällungschemikalien verstärkt werden. Die *chemischen* Einwirkungen auf Abwässer sind sehr mannigfach und hängen ab von den Fremdstoffen. Unter den verschiedenen Vorgängen wie Ausfällungen, Auflösungen, Azidifizierung, Alkalisierung, Oxydations- und Reduktionserscheinungen, Verseifung usw. spielt bei der künstlichen Abwasserreinigung der Sauerstoff die wichtigste Rolle: Durch Zufuhr genügender Sauerstoffmengen wird den im Abwasser enthaltenen Stoffen ihre Schädlichkeit genommen. Aus wirtschaftlichen Gründen kommt hierfür nur Luftsauerstoff in Frage, und zwar in der Form natürlicher Durchdringung (Diffusion), durch Luftpumpen (z. B. Umwälzen, Paddeln), Verteilung des Abwassers in der Luft (z. B. Verregnen) und durch die Kleinflora des Wassers. Die am Abbau der organischen Stoffe beteiligten *biologischen* Kräfte und Vermittler der oxydierenden Wirkung des Sauerstoffs sind die Bakterien.

Die bewährten und benutzten *Abwasserreinigungsverfahren* sind nichts anderes als eine bewußte oder unbewußte Nachahmung der natürlichen Vorgänge bei der Selbstreinigung von durch Abwasser verunreinigten Gewässern, weshalb wir sie einteilen können in mechanische (Grobreinigung und Absetzklärung), chemische und biologische Anlagen. Ein Teil der hierfür bestehenden Verfahren spielt sich im Wasser, ein anderer Teil in der Luft ab. Darüber hinaus aber handelt es sich noch um die möglichst weitgehende *Verwertung* der im Abwasser enthaltenen Stoffe, und zwar in Form²

- a) der mittelbaren Erzeugung von Wertstoffen durch das Abwasser (z. B. als Dungstoffe, als Viehfutter bei den Molkereien und Käseereien oder in Fischteichen);
- b) der unmittelbaren Gewinnung von Wertstoffen aus dem Abwasser (z. B. die Rückgewinnung von Ölen, Fetten, Kohlenschlamm, Phenol, Faulschlamm, Faulgas usw.);
- c) der Wiederverwendung des Abwassers in dem Ursprungsbetrieb (z. B. in der Zucker- und Spinnstoffindustrie).

¹ IMHOFF: Dtsch. Wasserw. 31 (1936) S. 161.

² HEILMANN: Gesundh.-Ing. 57 (1934) S. 521 u. 634; 58 (1935) S. 583, 764 u. 784; 59 (1936) S. 124 u. 754; 60 (1937) S. 321, 351 u. 363. — LANGBEIN: Z. VDI 80 (1936) S. 729.

12. Einrichtungen zur Grobreinigung.

Sie werden als Vorstufe vor jeder Art von Abwasserreinigung angewandt zum Zurückhalten von Sand, Sperrstoffen, Fetten und Ölen, die der Weiterbehandlung hinderlich sind. Als selbständiges Reinigungsverfahren kommen sie nur bei Vorflutern reichlicher Wasserführung (Verdünnung $\cong 1 + 25$, also Ströme, Seen) in Frage (Verdünnungsverfahren).

a) Grobrechen¹

werden meist in Form fester Rechen aus Rund-, Flach- oder Profilstahl (z. B. Passavant-Profilstäbe) von 40 bis 60 mm Stababstand (vor Pumpen und Kratzern 20 bis 30 mm) und unter 18 bis 20° gegen die Waagrechte geneigt angelegt.

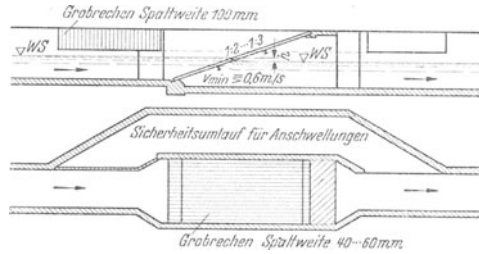


Abb. 95. Feststehender Grobrechen.

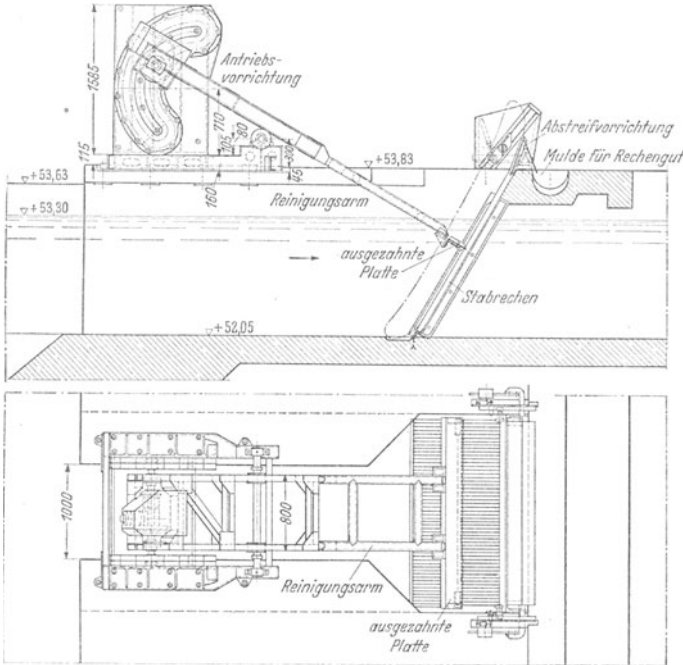


Abb. 96. Grobrechen mit mechanischer Reinigung der Bamag-Meguini A.G., Berlin NW 87.

Zur Verhinderung von Sandablagerungen wird die Wasserrinne unter dem Rechen nur wenig verbreitert (Abb. 95). Die Rechenreinigung geschieht von Hand mit Stielharken, bei großen Anlagen maschinell mit Greiftaschen oder Kratzern (Abb. 96). Zur leichteren Entfernung der Abfangstoffe sind als bewegliche Einrichtungen der SCHNEPPENDAHLsche Flügelrechen, der BREUERsche Grobrechen mit hochziehbarer Schwelle, der Grobrechen der Dorr-G. m. b. H.,

¹ Durchtrittsverluste an Rechen s. S. 1140. — KIRSCHNER: Mitteilungen des hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München, H. 1, S. 21. München 1926.

Berlin W 50, der Passavant-Werke, der Bamag-Meguín A.G., von UNRUH und LIEBIG u. a. entstanden. Der Anfall an Rechengut beträgt bei Grobrechen mit 20 bis 70 mm Stabweite 4 bis 3 1/2 E. Jahr, bei Feinrechen mit 5 bis 10 mm Stabweite 5 bis 15 1/2 E. Jahr. Das Rechengut (humusbildende Bestandteile und gute Düngewirkung!) ist alsbald nach Anfallen zu beseitigen und unschädlich zu machen: durch Vergraben, Kompostieren, Verbrennen (1 t Rechengut 1100 bis 1400 W.E.) oder — nach Entfernen der nicht faulbaren Sperrstoffe — durch Ausfaulen und Abgabe an Landwirte. Neuerdings wird das Rechengut häufig durch besondere Einrichtungen wie Schneidewalzen, Zerkleinerungspumpen, Schlitztrommeln zerkleinert und wieder vor dem Rechen in das Abwasser zurückgeführt und im Faulraum zur Gaserzeugung herangezogen. Auch der Rechengutzerreißer ist hier zu nennen¹.

b) Sandfänge²

sollen die spezifisch schweren und daher leicht ausscheidbaren ungelösten mineralischen Abwasserbestandteile wie Sand, Straßenabschliff, Asche usw. ohne die fäulnisfähigen organischen Stoffe entfernen, da hierdurch die zu behandelnden Schlammengen verkleinert, ihre Ausfaulbarkeit verbessert und die Gefahr von Verstopfungen verringert werden. Bei kleinen Kläranlagen oder bei Trennentwässerungen kommt man ohne Sandfang aus.

Zur Ausscheidung des Sandes muß die Fließgeschwindigkeit des Abwassers auf einen durch Versuche nach dem Schleppekraftgesetz zu ermittelnden Wert (0,25 bis 0,35 m/s) herabgesetzt werden.

Bei größerer Sandfangtiefe muß die Durchflußgeschwindigkeit entsprechend kleiner werden. Von den verschiedenen Bauformen mit normal bemessenem und überbemessenem Absetzraum (langgestreckt oder kurz mit durchflossenen oder getrenntem Sammelraum) sei die von IMHOFF erwähnt (Abb. 97), die aus 2 (oder 3) abwechselnd ausschaltbaren langen Flachbecken besteht, deren Sohle mit einer Sickerung versehen ist, die im Betrieb verschlossen bleibt. Ist der Durchfluß abgestellt, dann wird die Sickerung geöffnet. Nach Ablauf des Wassers wird der Sand im Trockenen von Hand mit Greifbagger oder Becherwerken beseitigt. Die Länge (zwischen 5 und 25 m) und Zahl der Becken bemißt sich nach der Ankunfts geschwindigkeit und Sandmenge, die während eines starken Regens bis zur nächsten Räumung zurückgehalten werden muß und den

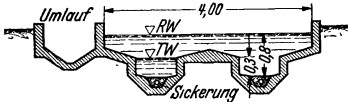


Abb. 97. Sandfang nach IMHOFF.

Anforderungen an die Betriebssicherheit. Neben den Bauarten mit ebener oder quer geneigter Sohle gibt es noch den Tiefsandfang mit senkrechter Fließrichtung von BLUNK³, der bei kleiner Grundfläche aus einem mehrere m tiefen Brunnen besteht, dessen Querschnitt durch mehrere gleichmäßig angeordnete Zylinder in ringförmige Durchflußräume unterteilt ist. Weitere Bauarten stammen von der Dorr-G. m. b. H. (mit Ausräumer und Sandwischvorrichtung), von der Kremer-Klärgesellschaft, Berlin-Lichterfelde und Bauart Leipzig mit Spülschütz. Die neueste Bauart stellt der von H. GEIGER auf Grund von Modellversuchen entwickelte Rundsandfang dar, der sich durch Einfachheit und geringen Platzbedarf auszeichnet.

c) Ölfänger

haben die Aufgabe, die in größeren städtischen Kläranlagen, insbesondere in Industriegebieten, in zunehmendem Maße anfallenden Öle und Fettstoffe — soweit

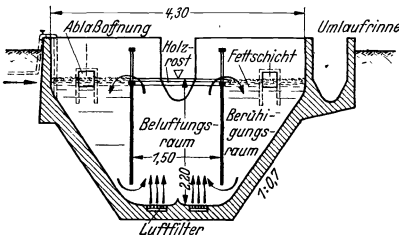


Abb. 98. Fett- und Ölfänger der Kläranlage Hattingen des Ruhrverbandes. (Nach FRIES.)

sie nicht schon am Anfallorte unter Trennung nach Brauchzweck und Beschaffenheit zurückgehalten werden (II A 9 a 3 β) — zu beseitigen, da diese unter anderem die Ausfaulung des Schlammes erschweren, die Abwasserreinigung in Belebungsanlagen hindern oder unmöglich machen und Schäden in den Abwasserleitungen (Ölkorrosion an bituminösen Muffenkitten) und im Vorfluter hervorrufen⁴.

Sobald die Fließgeschwindigkeit des Abwassers stark verzögert wird, z. B. in Absetzbecken, sammeln sich Öle und Fette

¹ IMHOFF: Gesundh.-Ing. 60 (1937) S. 599.

² EHNERT: Die Entsandung städtischer Abwässer unter Berücksichtigung der Geschiebebewegung in Abwasserkanälen. Beihefte zum Gesundh.-Ing. Reihe 2, Heft 3. München und Berlin 1927. — GEIGER, H.: Sandfänge für Abwasserkläranlagen. Archiv für Wasserwirtschaft. H. 58 Berlin 1942.

³ BLUNK: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 478.

⁴ MAHR: Techn. Gem.-Bl. 33 (1930) S. 77. — AURNHAMMER: Fett- und Ölabscheidungs- vorrichtungen in der Abwasserreinigung, ihre technische Durchbildung, klärtechnische und wirtschaftliche Beurteilung. Diss. München 1937. — HEILMANN: Gesundh.-Ing. 63 (1940) S. 234 u. 386

an der Oberfläche (Schwimmverfahren). Dieser Vorgang kann nach dem Vorschlag von IMHOFF durch Belüftung beschleunigt und — bezüglich des am Schlamm haftenden Öles — erweitert werden, indem man in der vertieften Sohlenrinne des Ölfanges durch gelochte Röhre oder Filterplatten Preßluft bläst (bei kleinen Anlagen 0,1 m³ Luft auf 1 m³ Abwasser), wodurch die Leichtstoffe an die Oberfläche und durch die Schlitzle der beiden Trennwände in die seitlichen Beruhigungsraume getrieben werden (Abb. 98).

d) Siebanlagen

dienen zum Abfangen der Kot- und anderen ungelösten Stoffe, soweit sie noch in unzerriebenem Zustand im Abwasser enthalten sind. Als selbständige Reinigungsanlagen kommen sie nur bei Vorflutern mit großer Selbstreinigungskraft in Frage. Früher viel verwendet, sind sie in den letzten Jahren durch Absetzanlagen verdrängt worden, da ihre Wirkung bei etwa gleichen Bau- und Betriebskosten nur $\frac{1}{8}$ bis höchstens $\frac{1}{3}$ der für Absetzanlagen geltenden Werte erreicht.

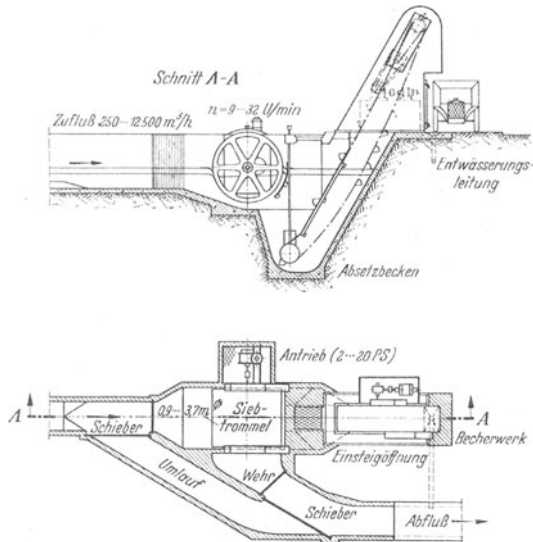


Abb. 99. DORR-Spülsieb.

Infolge der Bestrebungen der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung kommt neuerdings den Siebanlagen wieder mehr Bedeutung zu. *Vorteile:* Geringer Platzbedarf; ein Teil der ungelösten Stoffe wird vom Abwasser getrennt, bevor sie zersetzt sind; bei Abwasserverregnung halten sie nur die unerwünschten Sperrstoffe, nicht aber Feinstoffe mit Dungwert zurück; infolge Gleichstufung des Abwassers erleichtern sie dessen weitere Behandlung in Absetzanlagen.

Bei den Feinrechen und *Trockensieben* wird das auf den Siebplatten zurückgehaltene Siebgut durch Bürsten (RIENSCH-WURL) und Druckluft (WINDSCHILD und LANGELOTT) in möglichst trockenem Zustand aus dem Abwasser herausgeholt und in Fördergefäße geworfen. Ihre Wirkung schwankt zwischen 10 und 25% aller ungelösten Abwasserstoffe. Bei den *Spülsieben* werden die Siebstoffe durch Druckwasser (Breuer-Werk A.G., Bamag) oder selbsttätig infolge Anwendung großer Umdrehungsgeschwindigkeiten der Siebtrommel (Abb. 99) in ein Absetzbecken oder in einen Faulraum gespült und dort weiter behandelt. Ihre Wirkung beträgt bis zu 50% der und gelösten Abwasserstoffe.

13. Absetzverfahren.

a) Allgemeines und Absetzvorgang.

Aufgabe der Absetzklärung ist es, die ungelösten Abwasserbestandteile (Sink und Schwimmstoffe) möglichst weitgehend als Schlamm auszuscheiden. Daneben vergleichmäßigen die Absetzbecken den Abwasserabfluß nach Menge und Beschaffenheit. Gewährleistet die Wasserführung des Vorfluters eine solche

Verdünnung, daß Fäulniserscheinungen ausgeschlossen sind oder entstehen durch das Einleiten des nur entschlammten Abwassers keine Schädigungen in der Nutzung des Vorfluters, dann ist die Absetzklärung (nach Vorschalten von Rechen und Sandfang) als selbständige Kläranlage zulässig. Andernfalls ist sie nur Teilstück einer weitgehenden (biologischen) Abwasserreinigung.

Die bisher übliche Beurteilung des Absetzvorganges und die daraus abgeleiteten Grundlagen für die Bemessung von Absetzbecken haben sich neuerdings als unrichtig erwiesen¹. Insbesondere ist es unzulässig, die in Absetzgläsern (40 cm Höhe) mit ruhendem Abwasser ermittelte Absetzzeit auf Becken von der 4- bis 8fachen Tiefe mit fließendem Abwasser zu übertragen.

Unter den Abwassereigenschaften, die den *Absetzvorgang* beeinflussen, ist vor allem der Grad der Geschlossenheit der Abwasserteilchen mit den Gefügestrukturen „flockig“ (z. B. Papierbrei) und „körnig“ (z. B. Kohlschlamm) hervorzuheben. Bei städtischem Abwasser handelt es sich in der Regel um Gemische von beiden, doch wird meist das flockige Gefüge der Bestandteile überwiegen. Wie Abb. 100 zeigt, ist nur ein Teil der ungelösten Stoffe absetzbar (380 mg/l = 75 %) während der Rest von 120 mg/l = 25% als nicht absetzbar selbst in ruhendem Wasser im Schwebezustand verbleibt. Um daher bei Bemessung von Absetzanlagen nicht unwirtschaftlich zu werden, begnügt man sich in Deutschland mit 1,5- bis 2stündiger Aufenthaltszeit des Abwassers. Die Korngröße und das Raumgewicht des Schlammes sind für die Gestaltung von Absetzbecken von untergeordneter Bedeutung. Dagegen ist die Absetzwirkung von der Temperatur des Abwassers und seinem Verschmutzungsgrad abhängig. Namentlich aber ist der Reinigungserfolg von der Größe und Form des Beckens abhängig. Die Länge des Absetzbeckens soll so gering wie möglich sein. Besonders muß der Durchfluß über die ganze Beckenbreite gleichmäßig verteilt sein, was durch geeignete Gestaltung des Ein- und Auslaufes sowie durch die Anordnung von Längszwischenwänden erreicht wird, welche letztere den Zutritt von Seitenwinden verhindern. Angaben über die zulässige Durchflußgeschwindigkeit sind ohne gleichzeitige Wassertiefenangaben wertlos (Schleppkraftgesetz!). Die Geschwindigkeit darf in der Nähe des Wasserspiegels beträchtlich größer sein als die bisher für die „mittlere“ Geschwindigkeit angenommenen Werte (das 2- bis 3fache).

Abb. 100. Verschmutzung städtischen Abwassers und Absetzkurve. (Nach FRIES.)

Die *Beaufschlagung* von Absetzbecken geschieht mit waagrecht (parallelem) und senkrechtem Durchfluß. Bei Flockenschlamm von sehr kleiner Sinkgeschwindigkeit ist die letztere Durchflußart wirtschaftlicher. In waagrecht durchflossenen Absetzbecken ist das Abwasser möglichst entlang der Oberfläche zu führen. Für mittleres Abwasser genügen nach den bisherigen Beobachtungen für Flachbecken rechteckigen Querschnitts für 10 bis 15 l/s je 1 m Beckenbreite (l/s · m) *Beckenlängen* von 30 bis 35 m, für 15 bis 20 l/s · m Längen bis zu 40 m. Bei dreieckigem Querschnitt (Emscher-Brunnen) reichen vermutlich um 10 bis 20% geringere Längen aus. Wo größere Beckenlängen als 30 bis 40 m notwendig werden, sind senkrecht durchflossene Becken wirtschaftlicher. Für die *Beckenlänge* sind bei rechteckigem Querschnitt für 10 bis 15 l/s · m 2 bis 2,3 m ausreichend; Tiefen über 3 m sind zu vermeiden. Bei trapez- und dreieckförmigem Querschnitt sind Zuschläge derart zu machen, daß der Schlamm Spiegel vor dem jeweiligen Ausräumen um die vorgenannten Werte unter dem Wasserspiegel liegt.

Für die *Beckenbreite* ist bei rechteckigem Querschnitt $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ der Länge als brauchbarer Wert anzusehen; bei dreieckförmigem Querschnitt kann man bis zu $\frac{1}{8}$ der Länge herabgehen.

Ein- und Auslauf sind so zu gestalten, daß das Abwasser auf die ganze Breite in gleichmäßiger Verteilung eintritt und abgenommen wird. Bei veränderlichem Zufluß empfehlen sich höhenbewegliche Überfälle in Form schwimmender Teleskoprohre². Die Oberflächengeschwindigkeit soll am Einlauf in das eigentliche Absetzbecken 7 bis 10 cm/s sein. Die zum Abfangen der Schwimmstoffe dienenden Einbauten müssen für wechselnde Wasserstände verstellbar sein und dürfen nicht tiefer als 3 bis 5 cm in das Wasser eintauchen.

¹ MERKEL: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 51. — KUNZE: Gesundh.-Ing. 63 (1940) S. 654.

² BLUNK: Gesundh.-Ing. 60 (1937) S. 107.

b) Absetzanlagen mit handbedienter Schlammausräumung.

1. Die einfachsten Absetzanlagen sind die **Sickerbecken**, flache rechteckige Erdbecken, deren Sohle aus einer Sickerschicht (Kies, Sand usw.) mit Sickerrohren besteht, die im Betrieb durch Schieber geschlossen sind (in Abb. 101 sind die Becken 3 und 4 in Betrieb), so daß die Becken als Klärbecken wirken, während sie — vollgeschlammt — bei offener Sickerung Schlamm-trockenplätze sind. Für städtischen Schlamm ist die Beckentiefe 0,2 bis 0,4 m, für Kohlschlamm 2 bis 4 m. Die Beckenoberfläche belastet man mit $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

Sickerbecken eignen sich besonders als Behelfsanlagen für die Zeit, wo die Entwasserung einer Stadt erst im Ausbau begriffen ist. Da Geruch- und Fliegenbelästigungen bei ihnen nicht zu vermeiden sind, sollten sie abseits von Siedlungen und Straßen angelegt werden.

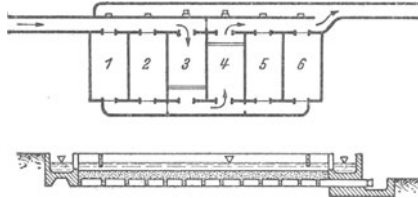


Abb. 101. Sickerbecken.

2. Bei den bis zu 2 bis 3 m tiefen **Absetzbecken mit Leerausäumung** tritt das Abwasser in ganzer Breite auf der Stirnseite ein, durchfließt das Becken gleichmäßig verteilt in waagrechter Richtung bis zu dem mit Überlaufschwelle versehenen Beckenablauf. Der Schlamm bleibt unter Wasser liegen, bis Gasbildung eintritt. Dann wird das Becken ausgeschaltet, das über dem Schlamm stehende Wasser abgelassen und der Schlamm von Hand mit Gummischiebern zu dem auf der Einlaufseite befindlichen Sammelraum geschoben. *Vorteile:* Billig im Bau und Betrieb, eignet sich zur Regenwasserbehandlung bei Mischverfahren. *Nachteile:* Fäulnis des Schlammes kann zur Anfaulung des Abwassers führen, mindestens 1 Ersatzbecken für die Zeit der Entschlammung nötig, Handausräumung unhygienisch und unsozial.

3. Bei **Trichterbecken und -brunnen** wird die Sohle trichter- oder furchenartig ausgestaltet, so daß der Schlamm nach den Tiefpunkten der Sohle abrutscht (Neigung steiler als 1:1, etwa 1,2 bis 1,7:1), sich dort sammelt und dann durch Wasserüberdruck entfernt werden kann, ohne den Betrieb zu unterbrechen.

Als Nachklärbecken von Schlammbelegungsanlagen hat die für Flockenschlamm besonders geeignete Bauform der Abb. 102 noch Bedeutung. $\max v \approx 0,4$ bis $0,7 \text{ cm/s}$. Flachbecken sind zur Vorbehandlung von städtischem Abwasser, besonders bei großen Anlagen, vorzuziehen. Waagrecht durchflossene Tiefbecken kommen für mittlere und kleine Anlagen in Betracht. Andere trichterförmige Klärbecken sind der Mairich-Brunnen, der Kremer-Klartrichter und die heute überholten Klärtürme von ROTHE-RÖCKNER und MERTEN. Durch Einbau von Feinsieben an der Abflußseite läßt sich die Klärwirkung solcher Becken erhöhen¹.

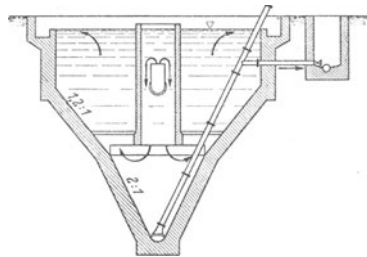


Abb. 102. Tiefes Trichterbecken mit senkrechter Wasserbewegung (Dortmunder Brunnen).

4. Besonders einfach und billig ist das **Auflandungsverfahren**, bei dem Erdbecken vom Abwasser durchflossen werden bis sie mit Schlamm aufgefüllt sind; dann wird ein neues Becken angelegt. Voraussetzung ist, daß das Abwasser auch bei längerem Stehen nicht in Fäulnis übergeht, daß es also vorwiegend mineralische Schmutzstoffe enthält; für rein häusliches Abwasser ist das Verfahren ungeeignet. Auch zur Aufnahme von Regenwasserabflüssen sind Auflandungsteiche geeignet.

c) Absetzbecken mit mechanischer Schlammausräumung².

Der den baulich günstigen Flachbecken anhaftende Nachteil der Schlammausräumung von Hand führte bei großen Anlagen zu Absetzanlagen mit selbst-

¹ WELDERT-SANDER: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 7.

² PRÜSS: Gesundh.-Ing. 53 (1930) S. 278.

tätiger und maschineller Schlammabeseitigung. Der bekannteste Vertreter der *selbsttätigen Schlammabeseitigung* ist das Neustädter Becken, bei dem der Sinkschlamm in Sohlenrinnen gesammelt, diese dann durch an Seilen hängende Verschlussbalken von oben abgeschlossen und der Schlamm aus ihnen durch Wasserüberdruck entfernt wird.

Für die *maschinelle Schlammausräumung* stehen für quadratische oder kreisförmige Becken Schaberkratzer, für länglich rechteckige Becken Schildausräumer und Bandkratzer (nach LINK-BELT) zur Verfügung. Man fordert von ihnen möglichst selbsttätiges, von der Wartung un-

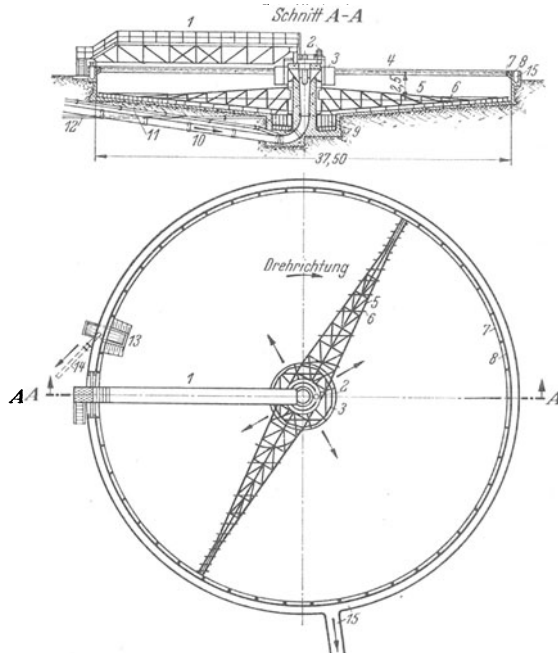


Abb. 103. DORR-Klärbecken mit radialem Durchfluß und Schlammausräumer.

- | | | |
|-----------------------|---------------------|-----------------------------------|
| 1 Bedienungsbrücke | 6 Förderschaukeln | 11 Schlammaustragsleitung |
| 2 Antrieb (0,5—7 PS) | 7 Tauchwand | 12 Entleerungsleitung |
| 3 Verteilungszylinder | 8 Überfallwehr | 13 Schwimmschlamm-sammelschacht |
| 4 Wasserspiegel | 9 Schlammindickraum | 14 Schwimmschlamm-austragsleitung |
| 5 Kratzarme | 10 Zulaufleitung | 15 Ablaufsammelleitung |

abhängiges Arbeiten, das unter Wasser ohne Wirbelbildung und Störung des Klärbetriebes vor sich geht. Fahrgeschwindigkeit der Kratzfläche 5 bis 7 cm/s. Bekannt und bewahrt sind die Ausräummaschinen der Dorr G.m.b.H., Berlin (Abb. 103), der Bamag-Meguín A.G., von Prüß, Mieder und die Schildausräumer der Passavant- oder der Breuer-Werke. Auch fahrbare Schlamm-pumpen werden zur Ausräumung derart verwendet, daß das Saugrohr die Beckensohle bestreicht. Für Beseitigen der Schwimmstoffe dienen Abstreifer, die die Wasseroberfläche bestreichen.

d) Zweistöckige Absetzbecken

bewirken eine selbsttätige Schlammabscheidung ohne Störung des Absetzvorganges durch Zersetzen des Schlammes, wobei der Schlamm durch das Schlammfauverfahren gleichzeitig so verändert wird, daß er einen Teil seines Wassergehaltes verliert und keine üblen Gerüche mehr verbreitet. Absetz- und Schlammfau-raum liegen gewöhnlich derart übereinander, daß unter dem von stark geneigten Wänden begrenzten Absetzraum der Schlammfau-raum angeordnet ist, der mit ersterem

durch schmale Schlamm-schlitze verbunden ist (Abb. 104). Dadurch folgt die Temperatur im Faulraum ziemlich nahe der des Abwassers. Der untere Raum ist so nach oben abgetrennt, daß aufsteigende Gase oder Schlammteile nicht in den Absetzraum gelangen können und der Durchfluß von Abwasser durch den Faulraum vermieden wird. Hierdurch wird möglichst lange „Frischhaltung“ des Abwassers erreicht. Ein gewisser auf Störungs- oder Diffusionserscheinungen beruhender Austausch ist neuerdings nachgewiesen worden¹. Gewöhnlich wird der Schlammfaulraum auf 2 Monate bemessen. Die verbreitetste Bauform dieser zweistöckigen Absetz- und Faulbecken ist der 1906 von IMHOFF geschaffene *Emscher-Brunnen* (Abb. 104).

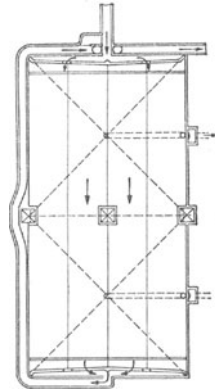
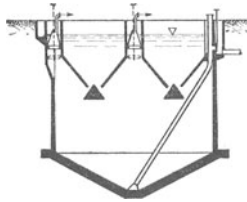


Abb. 104. Zweistöckiges Absetzbecken (Emscher-Brunnen).

Sie bestehen aus 2 oder mehreren 7 bis 9 m tiefen Brunnen, über denen 1 oder 2 langliche, im Querschnitt annähernd dreieckige Absetzbecken aus Stahlbeton oder Holz eingebaut sind. Sie werden für anderthalbstündigem Aufenthalt des Abwassers bemessen und können waagrecht oder lotrecht durchflossen werden. Für die Bemessung des darunter angeordneten Schlammfaulraumes ist die Schlammmenge und Faulzeit maßgebend; je angeschlossenen Einwohner legt man 30 bis 35 l nutzbaren Schlammraum zugrunde.

Nach dem gleichen Grundsatz der Frischwasserklärung arbeiten — mit entsprechenden konstruktiven Abänderungen (aber nicht immer Verbesserungen!) — die Brunnen von ДУКЕР-

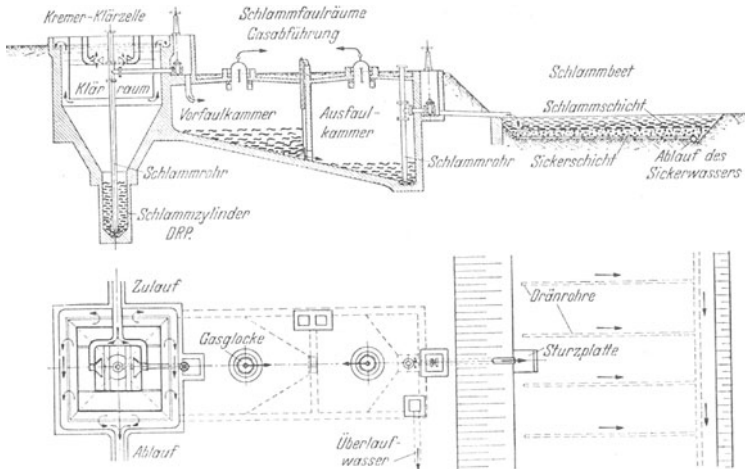


Abb. 105. KREMER-Klärzelle mit gesondertem Schlammfaulraum.

HOFF und WIDMANN, OMS, FRANCKE, die KREMER-Klärzelle mit angebautem zweistöckigem Schlammfaulraum (Abb. 105), der Erfurter Trichter usw. Die Wahl der Bauart hängt von der Wirtschaftlichkeit und den örtlichen Verhältnissen ab.

¹ REINHART: Die Wasserbewegung und Infizierung in zweistöckigen Frischwasserkläranlagen. Beihefte zum Gesundh.-Ing. Reihe II H. 10. München und Berlin 1930. — HUSMANN: Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 739.

e) Die Schlammbehandlung.

1. Beschaffenheit, Menge und Zersetzung des Schlammes. Der in Absetzanlagen ausgeschiedene Schlamm hat i. a. einen Wassergehalt von 95 bis 98 %. Eine Abnahme des Wassergehaltes von 95% auf die im Faulverfahren erreichbaren 80 % bedeutet eine Raumverminderung auf $\frac{1}{4}$ der ursprünglichen Masse (Abb. 106). Die Schlammmenge hängt also vor allem vom Wassergehalt, d. h. von der Art des Klärverfahrens und von der Schlammbehandlung ab [33, S. 163]. Bei Städten mit stark schlammhaltigem, gewerblichem Abwasser sind noch entsprechende Zuschläge in Einwohnergleichwerten (s. S. 1216) zu machen.

Städtischer Frischschlamm geht durch die Tätigkeit anaerober Kleinlebewesen rasch in Gärung und Fäulnis über. Unter Entwicklung von Kohlensäure und Wasserstoff überwiegt zunächst die *saure Gärung* (pH = 6 bis unter 5). Sie verleiht dem Schlamm unangenehme Eigenschaften: üblen Geruch, schwere Trockenbarkeit, Neigung zum Aufschwimmen, gelblich-grau, zähflüssig. Allmählich geht die saure Gärung (= Einarbeitungszeit = 5 Monate bei einer mittleren Temperatur von 15°) in die *alkalische* oder *Methangärung* über, bei der Kohlensäure, Stickstoff und Methan (bis zu 80 % der Gase) entweichen. Der pH-Wert ist > 7, der Schlamm wird in eine schwärzliche, gummiartig oder schwach teerig riechende, leicht dränbare Masse von etwa 80 % Wassergehalt verwandelt. Die Faulung kann durch 3 Mittel unterstützt und künstlich beschleunigt werden:

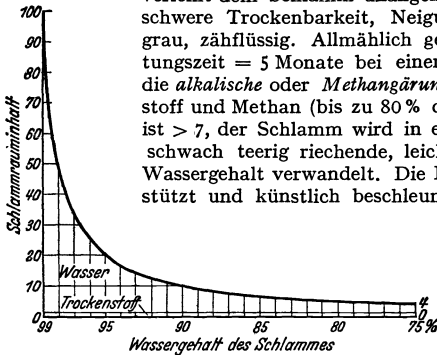


Abb. 106. Einfluß des Wassergehaltes auf die Schlammmenge. (Nach FRIAS.)

a) Durch „*Impfen*“ des Frischschlammes mit bereits „eingearbeitetem“ alkalischem Schlamm (2 bis 4%). Bei den zweistöckigen Anlagen mit unterem Schlammfaulraum geht dieses Impfen (= Abkürzen der Einarbeitungszeit von 5 auf 2 Monate) von selbst von der Sohle aus vor sich, wenn man auf dieser ausgefaulten Schlamm zurückschlägt. Bei den Anlagen mit angebautem Faulraum muß durch Mischen des frischen Schlammes mit altem Schlamm dieses Impfen künstlich eingeleitet werden.

b) Durch ständiges *Durchmischen* des Schlammes in den Faulräumen, durch Umpumpen, Schraubenschaufler, Rührwerke, wodurch der Bodenschlamm auf den Oberflächenschlamm befördert wird.

c) Die größte Bedeutung hat heute das *Erwärmen* der Faulräume auf die für die Faulung günstigsten Temperaturen. Erfahrungsgemäß hören die Fäulnisvorgänge unter +6° auf und erreichen hinsichtlich der entwickelten Gasmenge ihren Höchstwert zwischen 25 und 37° (mesophile Faulung), bei städtischen Abwässern erst zwischen 50 und 60° (thermophile Faulung). Die Erwärmung kann bewirkt werden durch Erhalten der bei der Schlammzersetzung sich entwickelnden Wärme, durch Erdüberdeckungen, kunstliches Beheizen der Faulräume (Spül- und Kreislaufheizung) oder durch Erwärmen des frischen Schlammes vor dem Einleiten in den Faulraum. Auch durch Zusatz von verrottetem Laub kann die Schlammzersetzung beschleunigt werden.

2. Die Bauarten der Faulräume sind so mannigfach, daß nur einige wenige hier behandelt werden können. Ihr Erfolg hängt auch weniger von bautechnischen Gesichtspunkten als vielmehr von Raumgröße, Temperatur und Wartung ab.

α) *Der durchflossene Faulraum* ist Absetz- und Faulraum zugleich. Das einfache und keine Wartung erfordernde Verfahren eignet sich für kleine Anlagen oder wo Einzelhäuser und kleine Siedlungen nicht an die öffentliche Entwässerung angeschlossen werden können. Als Durchflußzeit rechnet man 12 bis 36 h.

β) *Zweistöckige Faulräume* sind der Emscher-Brunnen und seine Nachbildungen (Abb. 104 u. 105). Bei Stahlbeton sollen zweistöckige Faulräume rechteckig, einstöckige mit kreisförmigem Grundriß ausgeführt werden¹.

γ) *Absetzanlagen mit getrennter ein- oder zweistufiger Schlammfäulung* vermeiden die den zweistöckigen Anlagen anhaftenden Nachteile²: große Gründungstiefe und gelegentliche Störungen der Absetzwirkung durch den Faulschlamm. Freilich:

¹ IMHOFF: Beton u. Eisen 35 (1936) S. 93.

² Gesundh.-Ing. 57 (1934) S. 155.

die Absetzleistung ist nicht mehr selbsttätig, sondern hängt von der Pünktlichkeit der Wartung und der Zuverlässigkeit der Fördermaschinen ab, bei einzelnen Bauformen ist auch die Temperatur im Faulraum niedriger.

Die einfachste Bauform sind offene 4 bis 5 m tiefe Erdbecken. Voraussetzung ist jedoch genügend Platz und Unempfindlichkeit gegen Gerüche. Weitergehenden Ansprüchen genügt die geschlossene Bauweise in Stahlbeton, die i. a. in 2 Formen vorkommt: mit fester Decke und mit

beweglicher Abdeckung. Der zwischen den Absetzräumen angeordnete hochliegende Faulraum nach Prüss und der zweistufige Rundfaulraum mit Rührwerk der Abb. 107 sind mit fester Decke gebaut. Abb. 108 zeigt einen Dorr-Faulraum (Ausbaugröße 100 bis 7500 m³) mit beweglicher Abdeckung, der aus einem zylindrischen Stahlbetonbehälter mit Gasglocke besteht. Das Rührwerk ($v = 1,5$ bis 12 m/min) ist auf einer mittleren Stahlbetonsäule gelagert, die gleichzeitig den Antrieb trägt. Die Dorr-Faulräume werden mit beweglichen Heizschlangen ausgestattet. Andere Bauarten sind die von Bamag-Mequin A.G., Mieder, Kessener, das Neustadter Becken. Da sich in geschlossenen Faulräumen der Schlamm unter der Schwimmdecke nur sehr langsam zersetzt und diese auch den nutzbaren Faulraum vermindert, wird ihre Bildung durch Spritzvorrichtungen für Leitungs- oder Faulraumwasser oder Schlamm, durch Rührwerke (Abb. 107 u. 108), Schlamm-pumpen usw. verhindert.

In offenen Faulräumen ist eine mäßige Schwimmdecke erwünscht.

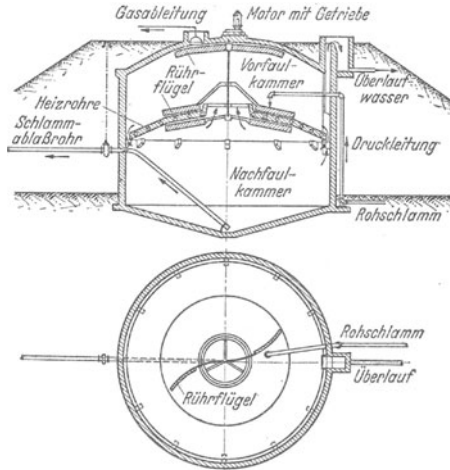


Abb. 107. Zweistufiger Rundfaulraum Bauart KREMER mit Rührwerk.

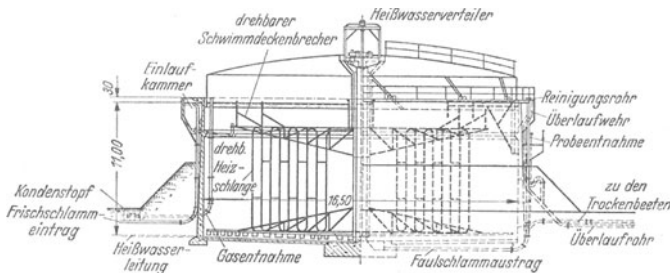


Abb. 108. DORR-Faulraum mit Gasglocke.

3. Faulraumgröße¹. Die Berechnung des Faulraum-inhalts ist das wichtigste bei der Planung von Faulräumen. Für manche Fälle ergibt sich die Faulraumgröße aus der Faulzeit, für die nach IMHOFF folgende Anhaltspunkte gelten:

Temperatur im reifen Faulraum	Faulzeit
12°	120 Tage
16°	60 „
20°	45 „
25 bis 37°	30 „

¹ ROHDE: Bauingenieur 19 (1938) S. 33

Da jedoch die Faulzeit nicht nur von der Temperatur¹, sondern auch von der Alkalität und dem Wassergehalt des Schlammes beeinflusst wird, so ist es besser, nicht nach der Faulzeit, sondern nach der Schmutzmenge je Einwohner zu rechnen.

IMHOFF wählt für Schlamm üblicher häuslicher Zusammensetzung und für Faulräume mit einer mittleren Jahrestemperatur $\min \vartheta = 15^\circ$ als *Grundzahl* für die Ermittlung der Faulraumgröße 30 l Faulraum/E der angeschlossenen Einwohner. Ist ϑ kleiner oder ist über das gewöhnliche Maß hinaus gewerblicher Schlamm oder Schlamm aus einer Nachreinigungsanlage zu erwarten, dann ist die Grundzahl entsprechend zu erhöhen. Weiter ist von Einfluß auf die Grundzahl die Faulraumtemperatur; bei zweistöckigen Anlagen ist diese von der Abwassertemperatur abhängig, bei selbständigen Faulräumen mehr von der Lufttemperatur. Infolgedessen ist auch die Frage künstlicher Heizung raumgrößenbestimmend. Durch Zerstören der Schwimmdecke wird Raumgröße gespart und die Gasmenge bis zu 20% vermehrt. Daher empfiehlt IMHOFF folgende Faulraumgrößen je Einwohner:

Gewöhnlich (häusliches Abwasser)	30 l
In getrennten, stark geheizten Faulräumen mit Schwimmdeckenzerstörer	15 l
und regelmäßig abgetrenntem Überlaufwasser	15 l
In offenen Erdbecken mit Impfpumpen	90 l

Bei Städten mit stark schlammhaltigem gewerblichem Abwasser sind Zuschläge mit Hilfe der Einwohnergleichwerte (s. S. 1216) zu machen. Vorstehende Zahlen sind auf das 1,5fache zu vergrößern bei Anlagen unter 5000 Einwohnern und auf das 1,2- bis 1,5fache, wenn der Schlamm aus großen Regenwasserbecken oder aus Tropfkörpern hinzukommt. Sie vergrößern sich auf das 3fache, wenn der Schlamm einer Belebungsanlage in den Zufluß gepumpt und mit ausgefault wird oder bei Verwendung von Fällungsschemikalien (Kalkmilch, Eisensalze usw.).

4. Gasgewinnung aus Klärschlamm². In gut eingearbeiteten zweistöckigen Faulräumen bestehen die Faulgase aus 70 bis 85% Methan, 9 bis 30% Kohlenensäure und 1,5 bis 7,5% Stickstoff; bei getrennten Faulräumen sind 65 bis 70% Methan. Beim Verbrennen von 1 m³ Faulraumgas werden bei zweistöckigen Faulräumen 6000 bis 7500 kcal, bei getrennten Faulräumen rd. 5500 kcal erzeugt, also wesentlich mehr als durch das Steinkohlengas der städtischen Gaswerke. Auf den Kopf der angeschlossenen Bevölkerung kann man bei Absetzanlagen mit einer Gasmenge von etwa 17, bei Belebungsanlagen von 30 l/ET rechnen. Die anfallenden Gasmengen hängen ab von der Schlammmenge, Temperatur, Größe des Faulraumes u. a. m. Als Verwertungsmöglichkeiten der hochwertigen Faulgase kommen in Betracht: Heizung des Faulraumes (Verringerung der Faulraumgröße), Abgabe ins Gasversorgungsnetz (wenn keine langen Zuleitungen nötig), Antrieb von Kraftmaschinen (0,5 m³ Faulgas für 1 PSh), örtliche Heizungs-, Beleuchtungs- und Kochzwecke, Treibgas für Kraftwagen. Die Gasdecke kommt in fester hochliegender, versenkter und schwimmender Bauart zur Anwendung.

5. Für die Schlammeseitigung und -verwertung³ bestehen folgende Möglichkeiten: Versenken ins Meer mit besonders gebauten Schiffen (in England und Amerika), Vergraben oder Verteilen auf Gelände in flüssigem oder entwässertem Zustand, Unterbringen in Schlammteichen (nur in abgelegenen Gegenden, Gestank!), Entwässerung auf Sickerbeeten, in Filterpressen, Saugfiltern und Schleudermaschinen, Verbrennen nach Zusatz von Brennstoffen⁴, Ausfaulen (mit oder ohne Faulgasgewinnung) und landwirtschaftliche bzw. gärtnerische Nutzung des Faulschlammes. Von den vorgenannten Verfahren kommt für unsere Verhältnisse wegen des noch hohen Gehaltes des ausgefaulten Schlammes an Pflanzennährstoffen künftig hauptsächlich das letztgenannte in Frage. Zu diesem Zweck ist der Schlamm auf *Trockenplätzen* so zu trocknen, daß er stichfest ist (Abb. 101). Diese sind aus 3 gut filternden Schichten 0,25 m hoch aufgebaut: unten Schlacke oder Steinschlag mit Dränleitungen, oben feiner Sand oder Koksgrus. Die Beete sind 4 bis 8 m breit und beliebig lang; in der Mitte haben sie ein Sickerrohr und Feldbahngleis, seitlich sind sie von niederen Dämmen u. dgl. eingefast. Der zu trocknende Schlamm wird 0,2 bis 0,3 m hoch aufgelegt. Jedes Beet sollte jährlich 9mal gefüllt werden, d. h. für die angeschlossene Person sind etwa 0,05 m³ Trockenplatz nötig. Je nach Witterung ist die Trockenzeit eine bis mehrere Wochen. In den USA. kommen auch überdeckte und mit Faulgas geheizte Trockenbeete nach Art der Gewächshäuser zur Anwendung, die das 1,5fache der offenen Trockenbeete leisten.

¹ STECHER: Bautechn. 13 (1935) S. 113 u. 200. — IMHOFF: Techn.-Gem.-Bl. 39 (1936) S. 162.

² FRIES: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 533.

³ HEILMANN, Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 124.

⁴ IMHOFF: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 583. — Z. VDI 81 (1937) S. 1282.

Stichfester Faulschlamm (55% Wassergehalt) wird wegen seiner humusbildenden Stoffe von Landwirten, Gärtnern und Kleinsiedlern abgenommen. Am einfachsten ist seine Verteilung bei dem künstlich nachgetrockneten Schlammstaub. Flüssiger Faulschlamm wird in dünner Schicht ausgebreitet oder verrieselt und dann untergepflügt. In erdfeuchtem Zustand erfreut er sich zunehmender Beliebtheit, wenn er durch Zugabe von Torf streubar gemacht wird (Biohumdünger).

f) Regenwasserbecken.

Regenwasser kann erhebliche absetzbare Schmutzmengen mit viel fäulnisfähigen Stoffen mit sich führen, die auch beim Trennverfahren die natürlichen Vorfluter in unerträglicher Weise verschmutzen können. Das einfachste Mittel zu einer Säuberung des Regenwassers bilden *Staubbecken*, in denen das Regenwasser versickert (im Rheinland „Schlinggruben“ genannt). Bei Regen- und Notauslässen werden zur Abfangung der groben Stoffe *Rechen und Siebe* angeordnet (S. 1199f.). Eine wesentlich bessere Reinigung des Regenwassers wird durch die *Regenwasserkläranlagen* bewirkt, die ähnlich den Absetzbecken so gebaut sind, daß bei längerer Regendauer der geklärte Abfluß dem Vorfluter zufließt, während bei Kurzregen das aufgestaute Regenwasser allmählich mit dem abgesetzten Schlamm — mit natürlichem Gefälle oder gepumpt — der Absetzanlage übergeben wird.

Eine andere Bauform ist die von MANNES¹, bei der die Beckensohle in kleine Trichter aufgelöst ist, die an eine nach der Absetzanlage führende Leitung angeschlossen sind. Regenwasserbecken können kleiner als Absetzbecken für gewöhnliches Abwasser gehalten werden. Für Niederschlagsgebiete bis zu 100 ha empfiehlt sich eine Beckengröße von 1,5 bis 3 m²/ha, bei Gebieten über 1000 ha etwa 0,5 bis 2,0 m²/ha.

14. Chemische und elektrische Abwasserklärung.

a) Fällungsverfahren².

Das in den letzten Jahren in den USA. wieder neu belebte altbekannte chemische Klärverfahren bewirkt eine raschere und vollständigere Abscheidung der nicht absetzbaren Schwebstoffe durch Zusatz von Kalkmilch oder Eisensalzen (Eisensulfat oder -chlorid), unter Umständen mit Einleiten kohlenensäurehaltiger Abgase. Demgegenüber treten andere Fällungsmittel (Aluminium-, Magnesiumsalze, Torf, Kohle usw.) zurück. Durch Zugabe von Papierbrei wird die Flockenbildung vermehrt und die Schlammbehandlung erleichtert. Die Anwendung verläuft in 4 Stufen: Fällmittelzusatz, Mischen des gelösten Fällmittels mit dem Abwasser (Schraubenpumpe usw.), Ausflockung (10 min), Absetzen des ausgefauten Schlammes (1 bis 3 h Durchflußzeit). *Vorteile*: Geringe Baukosten, geringer Platzbedarf, Geruchfreiheit, Unempfindlichkeit gegen gewerbliche Abwässer und gegen Schwankungen in der Aufnahmefähigkeit des Vorfluters (Zeitbetrieb). *Nachteile*: Hohe Betriebskosten, große Schlammengen (das 3- bis 5fache des gewöhnlichen Absetzschlammes), Überwachung, geringere Reinigungswirkung als beim Belüungsverfahren.

Trotz Einsatzes verbesserter mechanischer Hilfsmittel (Zusatzgeräte, Filter usw.) und Beschleunigen der Schlammabklärung (Filtern und Verbrennen) wird das Fällungsverfahren bei städtischen Kläranlagen (etwa in Verbindung mit Schnellfiltern und Chlorung) nur dann vorteilhaft sein, wenn die Fällmittel besonders billig in der Nähe zu haben sind (z. B. Eisensalze aus Beizereiabwässern) und ihre Anwendung einfach oder wenn die Rückgewinnung der Fällmittel möglich ist.

b) Die Abwasserchlorung

wendet man an in Verbindung mit Absetzbecken als Schutz gegen Seuchengefahr (z. B. bei Typhus, Ruhr, Cholera in entwässerten Orten, bei Tuberkulose-Krankenhäusern), bei Vorflutern mit Badeplätzen, Wassergewinnungsanlagen, Austern- und Muschelbänken (Entkeimung). In steigendem Maße wird neuerdings die Chlorung zur Beseitigung des Geruches fauliger Abläufe und von Schlamm, zur Vermeidung der Anfaulung der Abwässer oder zum Beseitigen von Pilzen und Fliegenlarven an biologischen Körpern, Abwasserbecken usw. verwendet.

¹ MANNES: Gesundh.-Ing. 46 (1913) S. 65. — SCHIMRICK: Gesundh.-Ing. 55 (1932) S. 100 u. 113.

² IMHOFF: Gesundh.-Ing. 60 (1937) S. 342. — KEPPNER: Gesundh.-Ing. 62 (1939) S. 706.

c) Die elektrische Abwasserklärung

beruht auf der Gewinnung von Eisensalzen als Fällungsmittel durch Elektrolyse aus metallischem Eisen. *Nachteile*: Schwierige Behandlung des anfallenden, sehr grobflockigen, eisenhaltigen Klärschlammes (98 bis 99 % Wassergehalt gegenüber 95 % bei der mechanischen Reinigung); die Fäulnisfähigkeit eiweißreichen Abwassers wird nicht beseitigt, so daß bei geringer Wasserführung des Vorfluters biologische Reinigung nachgeschaltet werden muß. Kommt nur bei besonders günstigen örtlichen Verhältnissen (billiger Strom und Eisen) und entsprechender Beschaffenheit des (gewerblichen) Abwassers in Frage.

15. Abwasserfilter¹.

Sie eignen sich zur Verbesserung der Beschaffenheit der Abflüsse von Absetz-, chemischen und biologischen Anlagen. Bei Absetzanlagen bewirken sie eine Steigerung der ausgeschiedenen Stoffe um rd. 25 %. Im Gegensatz zu Trinkwasserfiltern (s. S. 1149 f.) genügt zur Reinigung Rückspülen allein nicht; die Auflockerung des Filtersandes muß durch Rührwerke oder Druckluft unterstützt werden. Empfehlenswert ist gröberes Korn sowie häufigeres und gründliches Rückspülen. Eisenerz als Filterstoff wird von unten nach oben durchflossen, wobei das Filter als Kranz am ringförmigen Abfluß eines Absetzbeckens eingehängt wird (Magnetit- oder Laughlinfilter).

Neuartig ist die Filterung des Abwassers durch Saugzellenfilter, wobei dem Abwasser Papierbrei zugesetzt wird, der sich auf einem endlosen Filtertuch nach Absaugen des Schlammwassers absetzt.

16. Biologische Verfahren².

a) Allgemeines.

Es ist Aufgabe der biologischen Reinigungsverfahren, unter Inanspruchnahme der Tätigkeit von Kleinlebewesen die mit Hilfe der mechanischen Reinigung nicht erfaßten organischen gelösten bzw. kolloidalen Schmutzstoffe zu beseitigen. Die bei den einzelnen Verfahren sich abspielenden Vorgänge sind (vgl. auch IIB 11):

1. *Biochemische Vorgänge*. An der rauhen Oberfläche der Brocken der biologischen Körper bildet sich eine Schlammsschicht (biologischer Rasen), in der Bakterien, Pilze, niedere und höhere Kleintiere die fäulnisfähigen Stoffe bis zur Fäulnisunfähigkeit abbauen. Dazu bedarf es einer genügenden Zufuhr von Luftsauerstoff. Als Maßstab für die erzielte Reinigung gilt die Abnahme des biochemischen Sauerstoffbedarfes (Tabelle 23, S. 1218), das ist die Sauerstoffmenge in mg/l. die nötig ist, um die organischen Stoffe des Abwassers mit Hilfe von Bakterien abzubauen.

2. *Physikalische Vorgänge*. Adsorption, Absorption, Katalyse.

b) Natürliche biologische Verfahren³.

Mit der hierher gehörigen Behandlung von Abwässern auf Land oder in Fischteichen erreicht man eine gute Abwasserreinigung als Schutz der Vorfluter vor Abwasserschmutz, eine Förderung der landwirtschaftlichen Erzeugung und eine Verbesserung des Grundwasserhaushalts. Bei unserem Mangel an eiweißhaltigen Futtermitteln und Industrierohstoffen kommt gerade der weiträumigen landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer künftig besondere Bedeutung zu, wenn nicht — was in den letzten Jahren leider oft übersehen wurde — der Kreislauf Mensch—Abwasser—Nahrung—Mensch ein zu enger ist⁴.

Der landwirtschaftliche Wert des Abwassers beruht auf seinem Düngerwert (Gehalt an Stickstoff, Kali, Phosphaten), Auffeuchtungs- und Humuswert. Der wirtschaftliche, technische und hygienische Erfolg der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung hängt davon ab, daß die Abwässer ununterbrochen nach Menge und Zeit sicher abgenommen werden und daß der Betrieb praktisch-hygienisch und veterinärmedizinisch einwandfrei und von zufälligen Einflüssen un-

¹ MAHR: *Gesundh.-Ing.* 59 (1936) S. 8.

² BEGER, H.: *Biologische Reinigung in dünner Abwasserschicht*. München und Berlin 1935.

³ ZUNKER: *Gesundh.-Ing.* 59 (1936) S. 373 u. 386. — A. KREUZ: *Handbuch der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung*. Berlin 1938.

⁴ SEIFERT, A.: *Dtsch. Wasserw.* 35 (1940) S. 161, sowie die darauf Bezug nehmenden Stellungnahmen weiterer Fachleute in *Dtsch. Wasserw.* 35 (1940) H. 8ff. und im *Gesundh.-Ing.* 63 (1940) H. 40ff. zusammengefaßt in „Landwirtschaftliche Verwertung städtischer Abwässer“. *Arch. Wasserw.* H. 61. Berlin 1942. — Über das Kölner Abwasserverfahren vgl. LINSERT: *Dtsch. Wasserw.* 34 (1939) S. 422 und *Landw. Wasserbau* 2 (1941) S. 160. — PRÜSS: *Die Beziehungen der Abwasserwirtschaft zur Gesamtwasserwirtschaft*. *Arch. Wasserwirtsch.*, H. 59. Berlin 1941, S. 54.

abhängig vor sich geht. Bei Auswahl des Verwertungsgebietes sind unter anderem zu beachten: Lage zur Stadt (Raumordnung; Windrichtung; Wasserversorgung, Schachthbrunnen sind mehr gefährdet als tiefe Rohrbrunnen), Bodengestaltung und -beschaffenheit, Grundwasserverhältnisse¹, Leistungsfähigkeit der Vorfluter, Größe und Aufbau der landwirtschaftlichen Betriebe, Möglichkeiten der Steigerung und Sicherung des Ertrages insbesondere auch unter Berücksichtigung der klimatischen Verhältnisse. Gerade in letzterer Hinsicht ist zu beachten, daß die landwirtschaftliche Abwasserverwertung nicht überall möglich ist und daß auch im Wirkungsgrad Unterschiede auftreten. Die Reihenfolge der Ertragssteigerung ist etwa: Grünland und Gemüse, Grünfütterpflanzen (Mais, Sonnenblumen) und Futterrüben. Grünland bietet aber auch wegen seiner ständigen Aufnahmebereitschaft und leichten Verteilungsmöglichkeit des ständig anfallenden Abwassers die zweckmäßigste Unterbringungsart, wobei gerade bei Grünland zwischen Verwertbarkeit und leichter Beseitigbarkeit der Abwässer unterschieden werden muß. Weiträumige Verwertungsanlagen sichern der Landwirtschaft die Wechselmöglichkeit in der Bewässerung der Grundstücke. Durch Bilden von Abwasserverwertungsgenossenschaften erbringt sich der Erwerb des Rieselgeländes durch die Gemeinden [35]².

Der Klärvorgang beruht neben der Filterwirkung des Bodens auch auf seinen adsorbierenden Eigenschaften. Zur Verarbeitung der im Boden zurückgehaltenen und adsorbierten Stoffe durch aerobe Bakterien und Pilze bedarf es einer guten Belüftung des Bodens. Dies bedingt Verhinderung der Bodenverschlickung durch sachgemäße Vorbehandlung und weiträumige Verteilung des Abwassers: Zurückhalten von Öl, Fetten und Treibstoffen, Absieben durch Rechen, bei Mischverfahren Sandfang. Ausfäulung kommt nur für Untergrundverrieselung in Betracht. Für die Zuleitung des gereinigten Wassers ist nur als Verregnungswasser in der Wachstumszeit zu verwerten; i. a. genügt aber hierfür Vorbehandlung in Absetzbecken.

Für die Zuleitung des Abwassers auf das Verwertungs Gelände kommen bei natürlichem Gefälle Gräben mit befestigter Sohle (Schlammablagerungen!), bei Pumpenförderung Druckleitungen aus Eisen oder Stahlbeton ($v = 1 \text{ m/s}$) in Frage. Lange offene Zuleitungen können zur Folge haben: Geruchs- und Fliegenbelästigungen, Stickstoffverluste. Kurze Zuleitungen können stärkere Vorklämung als lange erfordern.

1. **Landberieselung.** α) Bei der *Staubberieselung* wird das Abwasser auf den mit Erdämmen umschlossenen Flächen 50/100 m aufgestaut, versickert und durch Dränleitungen abgeleitet. Nötig ist also gut wasserdurchlässiger Boden. Einstauzeit bei Wiesenflächen nicht über 12 h. Furchenziehen erhöht Schluckfähigkeit und erleichtert Unterbringung bei längerem Frost.

β) Die *Wildverrieselung* wird auf nicht gedräntem und nicht besonders hergerichtem Acker- und Grünlandboden (Weide) durchgeführt. In Richtung des Gefälles ($\approx 0,3\%$) werden Furchen gezogen.

γ) Bei der *Hangberieselung* wird ein Versickern des Abwassers nicht bezweckt. Dieses wird auf die höchste Stelle einer Hang- oder Rückenfläche (mindestens 2% Gefälle) zugeleitet, rieselt

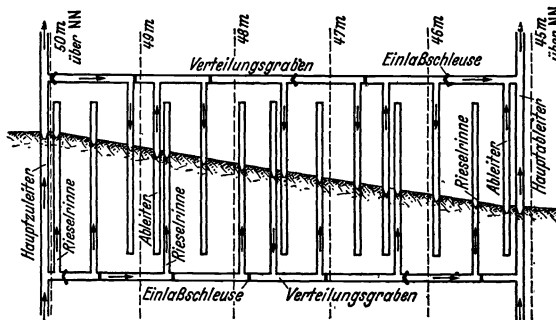


Abb. 109. Hangberieselung mit dreimaliger Abwassernutzung.

in dünner Schicht über die Oberfläche und wird an der tiefsten Stelle in einem Ableitungsgraben gesammelt (Abb. 109). Die Ausnutzung der Dungstoffe und Reinigung des Abwassers ist um so besser, je häufiger das Wasser verrieselt, aufgefangen und verteilt wird.

¹ Außer an schädliche Hebung des Grundwasserspiegels ist hier unter anderem auch an Beeinflussung der Grundwassertemperatur zu denken. So erhält das Grundwasser nördlich des Speichersees der Mittleren Isar A. G., dem die 30 Abwasserrischeiche zur biologischen Reinigung der mechanisch geklärten Münchener Abwässer vorgelagert sind, eine abnorme Temperatur, die bis in den November hinein zu hoch und bis in den April zu tief ist.

² STEIN: Die landwirtschaftliche Verwertung städtischer Abwässer. Berlin 1937. — MIEDER: Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 197.

d) Bei der *Furchenberieselung* werden zwischen den 1 bis 2 m breiten und 20 bis 30 m langen Beeten Furchen von 20 bis 25 cm Breite und Tiefe gezogen, in die das Abwasser ganzjährig geleitet wird. Bei einer Breite der Tafeln von 50 m erhalten die Furchen von beiden Längsseiten Wasserzufuhr. Hackfrüchte- und Gemüseanbau. Dränung ist nötig.

e) *Bodenfiltration* ist eine auf verhältnismäßig kleinen Flächen betriebene Stauberieselung, die so stark (0,4 bis 0,5 m hoch) mit vorgereinigtem Abwasser beschickt werden, daß eine landwirtschaftliche Nutzung der Flächen unmöglich ist. Das Wasser fließt durch Dranungen ab oder versickert im Untergrund (Sand- und Kiesböden). Nach Entleeren der Stauabschnitte müssen diese zur Durchlüftung und Wiederbelebung doppelt so lang als die Stauzeit in Ruhe bleiben.

2. Die Abwasserverregnung hat gegenüber den Berieselungsverfahren folgende *Vorteile*: sie ist unabhängig von der Geländegestalt des Bewässerungsgebietes; eine Herrichtung des Geländes durch Einebnung, Gräben, Dämme, Dränungen ist nicht nötig; die Wasserverteilung ist gleichmäßiger; der Wasserbedarf ist geringer. *Nachteile*: Höhere Betriebskosten; bei strengem Frost (unter -15°) Betriebsunterbrechung; in verregnungungünstigen Zeiten muß das Abwasser durch Wildverrieselung oder auf Einstaufeldern untergebracht werden. Besonders vorteilhaft ist die Verbindung der Beregnung mit der Berieselung, wobei erstere auf die 5 Wachstumsmonate beschränkt ist. Im Gegensatz zu den unter 1. erwähnten Berieselungsarten ist gute mechanische Vorklärung des Abwassers nötig. Man unterscheidet ortsfeste, teilbewegliche und vollbewegliche Beregnungsanlagen. Bei der ersten Art sind alle Leitungen im Boden verlegt. Bei der zweiten Art ist nur die Hauptleitung im Boden verlegt, während bei der ganz beweglichen Regenanlage nur Schnellkuppelungsrohrleitungen (feuerverzinkte Bandstahl-, gezogene Stahl- oder Aluminiumrohre) verwendet werden. Man verwendet Dreh- und Weitstrahlregner mit weiten Düsen (keine Verstopfungsgefahr!). Bekannte Regengeräte sind z. B. die der Lanninger-Regner A.G., Frankfurt a. M., Perrot-Calw, Borm und Michaelis-Nowawes, Siemens-Schuckert. Zur Verringerung der hohen Anlagekosten von Verregnungsleitungen ist vorgeschlagen worden, anstatt des Abwassers lediglich den Abwasserschlamm auf die Verwertungsflächen zu pumpen und ihn dort unter Zusatz mineralischer Dungstoffe und Fluß- oder Grundwasser zu verregnen.

3. Die Rohrberieselung ist eine Verbindung der Berieselung und Verregnung, ohne daß sie die hohen Betriebskosten der letzteren hat. Sie eignet sich besonders für Grünland und rauhe Furche, wo auf leichten Böden große Wassermengen nötig sind und die Gefällsverhältnisse die Bewässerung großer Flächen in kurzer Zeit gestatten.

4. Fischteichverfahren¹. Die Speisung von Fischteichen (Karpfen, Schleien, Regenbogenforellen) mit Abwasser setzt die Abwesenheit von Öl, Gift- und Farbstoffen, eine gute Entschlammung und die Anwesenheit des notwendigen Sauerstoffes voraus (möglichst frisches Abwasser, 3- bis 5fache Verdünnung mit Reinwasser). Man unterscheidet 3 Arten von Fischteichen: Nachreinigung von in künstlichen biologischen Anlagen gereinigtem Abwasser; Rieselfeldfischteiche zur weiteren Reinigung der zwar nicht mehr fäulnisfähigen, aber noch sehr nährstoffreichen Dränabflüsse; selbständige Abwasserreinigung mit Aufzucht von Fischen. Wegen der Belüftungsmöglichkeit ist die Tiefe der Teiche nur 0,5 bis 1 m. Flächenbedarf: 1 ha auf 2000 Einwohner.

5. Flüsse und Seen als Kläranlagen². Wie schon bei IIB 10c und IIB 11 ausgeführt, wird durch Aufstauen des Vorfluters das Selbstreinigungsvermögen verbessert und dadurch gegenüber dem gewöhnlichen Verdünnungsverfahren eine höhere Belastung mit Abwasser ermöglicht. Aus diesem Grund hat der Ruhrverband Strecken des Ruhrflusses angestaut und die (8) Stautufen auch zur Krafterzeugung, Volkerholung und Schifffahrt nutzbar gemacht. Voraussetzung für einwandfreien Betrieb ist: Sauerstoffüberschuß des Wassers [33, S. 257], Vorreinigung in Absetzbecken, Durchflußzeit wenigstens 24 h bis viele Tage, gleichmäßiger Wasserdurchfluß. Vorteilhaft ist Vorbecken zur Entschlammung und — wegen Geschiebezufuhr — Hochwasserumleitung. Andererseits sind Hochwasser als wichtige Selbstreinigungsfaktoren anzusehen.

¹ FALCK: Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 6. — ROHDE: Gesundh.-Ing. 59 (1936) S. 466.

² IMHOFF: Wasserk. u. Wasserwirtsch. 26 (1931) S. 85. — MAHR: Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 711. — ORTLEB-BILZ: Gesundh.-Ing. 63 (1940) S. 420.

c) Künstliche biologische Verfahren.

I. Die Brockenkörper oder biologischen Filter bestehen aus Stücken von Kesselschlacke, Synthoporit (IG-Farben-Industrie), Kies, Steinschlag, Ziegelbruch (Frostsicherheit!), Holzplatten, Reisig usw., auf deren Oberflächen Bakterienkolonien in Gestalt von schleimigen Belägen (biologischer Rasen) zur Entwicklung gelangen und die Protozoen- und Insektenfauna anlocken. Je nach der Art der Beschickung mit Abwasser, seiner Berührungsdauer mit den „Brocken“, sowie der Art der Lüftung unterscheidet man Füll-, Tropf- und Tauchkörper, die nach Bauart, Betriebsweise und Leistungsfähigkeit verschieden sind. Die *Einarbeitungszeit*, das ist die Zeit, um die Bakterienflora der schleimigen Beläge auf den Brocken reifen zu lassen, kann je nach Klima und Abwasserbeschaffenheit wenige Tage bis einige Wochen dauern. Im Betrieb scheidet jeder Brockenkörper sekundären Schlamm (Nachreinigungsschlamm) aus, der organische, fäulnisfähige Stoffe enthält, die durch *Nachklärung* ausgeschieden und durch Ausfaulen oder Verwenden als Dünger unschädlich gemacht werden müssen. Für die Vorreinigung werden Absetzbecken in ein- oder zweistöckiger Bauart oder eine gut wirkende Siebanlage verwendet.

α) *Füllkörper* werden jetzt kaum noch angewendet; sie kommen nur noch für gewisse Arten von gewerblichem Abwasser in Frage. Sie werden abwechselnd mit Abwasser gefüllt und dann zur Lüftung wieder entleert.

β) *Tropfkörper* (Abb. 110)¹ arbeiten im Gegensatz dazu ununterbrochen. Ihr *Unterbau* hat kreisförmigen, recht- oder vieleckigen Grundriß und besteht aus einer 1:30 bis 1:50 geneigten Betonsole, die mit Entwässerungseinrichtungen versehen ist (gelochte Tonrohre, Ziegelsteine, Lochplatten, Betonbalken usw.). Die Höhe des *Brockenaufbaues* (bei uns 2 bis 3 m) bestimmt die Korngröße. In Amerika ist die mittlere Korngröße 50 mm bei 3 m Höhe, in England 30 mm bei 1,8 m

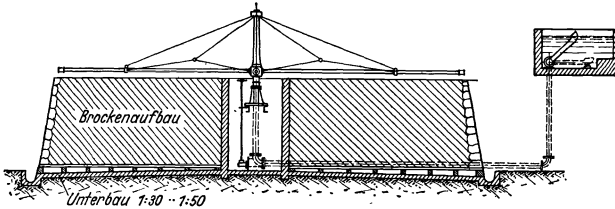


Abb. 110. Tropfkörper mit Drehprüngler.

Höhe. 40 bis 80 mm sind zweckmäßige Größen; feines Korn ist nicht zu empfehlen. Die Korngröße nimmt von oben nach unten zu. Wo eine Ummantelung fehlt, werden die großen Brocken an der Außenseite aufgeschichtet. Künstliche Lüftung (Druck- oder Saugluft) ist nur bei sehr stark belasteten und hohen Körpern (> 2,5 bis 3 m) und nur dann nötig, wenn die Abwassertemperatur sich nicht wesentlich von der Temperatur der Außenluft unterscheidet. Hierher gehören die 4 bis 5 m hohen *Hochleistungstropfkörper* (Bamag-Meguig A.G.). Wesentlich ist die gegenüber früher erheblich stärkere und ununterbrochene Belastung der Tropfkörper (20 m³/m²/Tag und darüber). Dadurch wird der Tropfkörper frei von Schlamm gehalten und verhindert, daß faulende Schlammteile am Sauerstoff zehren und den Abfluß verschlechtern. Bei dickem Abwasser kann die nötige Durchspülung durch ein- und mehrmaliges Rückpumpen des Abflusses erreicht werden, gegenüber den freistehenden Körpern hat die eingebaute (versenkte oder geschlossene) Anordnung den Nachteil der Beschränkung der natürlichen Lüftung, während der ihr nachgerühmte Vorteil besseren Schutzes gegen Geruch und Fliegen auch mit anderen Mitteln erreicht werden kann: Verhindern des Anfaulens des Abwassers oder Entgeruchung von angefaultem Abwasser durch Lüftung, Chlor oder Eisenchlorid; Einschränken der Fliegenplage durch gelegentliches Chlorieren des Abwassers. Die *Verteilungsvorrichtung*² kann fest (DUNBARsche Tropfschalen, gelochte Rinnen oder Rohre, Holzungen, Tropfleche, Streudüsen) oder beweglich (Fahr- oder Drehprüngler, Kipprinnen, Streudüsen) sein. Gegenüber Düsenprünglern verdienen Drehprüngler den Vorzug. Die *Abwasserzuführung* kann bei genügendem Gefälle und ausreichenden Abwassermengen fortlaufend sein. Für die vorwiegend übliche stoßweise Beschickung stehen Heberanlagen, Kippmulden, Schwenkrohre z. B. der Breuer- oder Passavant-Werke zur Verfügung.

Auf 1 m³ täglichen Abwasseranfall sind 2 m³ Brockenkörper nötig. Zur Nachbehandlung des Tropfkörperabflusses ist ein Nachklärbecken mit $\frac{1}{2}$ stündiger Aufenthaltszeit nötig, aus dem der Schlamm dauernd oder in kurzen Zeitabständen entfernt wird, ehe er aufschwimmt. *Vorteile*: Geringer Geländebedarf, keine Ersatzanlagen, unempfindlich gegen schwankende Abwasserbeschaffenheit und vorübergehende Mängel in der Wartung. *Nachteile*: Gefälleverbrauch bei Streudüsenverteilung mindestens 4 m, bei Drehprünglern mindestens 3 m. — Eine leistungsfähigere Betriebsform stellen die *Biofilter* dar, durch die das Abwasser mehrmals durch

¹ BLUNK: Gesundh.-Ing. 56 (1933) S. 425 u. 440. — IMHOFF: Gesundh.-Ing. 60 (1937) S. 89. — Gesundh.-Ing. 57 (1934) S. 121; 63 (1940) S. 262 u. 372. — STENE: Gesundh.-Ing. 63 (1940) S. 52.

² SCHRAMM: Gesundh.-Ing. 55 (1932) S. 265.

Rückpumpen hindurchgeht¹; es wird hierdurch ein Verdünnen des Abwassers sowie eine starke Spülwirkung erzielt (Mehrumpenarbeit).

Ein wesentlicher Fortschritt ist durch den *Umwälztropfkörper* von SCHREIBER² erzielt worden, der wie der Hochleistungstropfkörper vollständig umbaut, im Gegensatz zu diesem aber mit einer Filtermasse einheitlicher Korngröße von etwa 5 mm gefüllt ist. Der erforderliche Sauerstoff wird mittels Druckluft zugeführt. Die Sohle des Behälters ist in einzelne Trichter aufgelöst, an deren Spitze Rohre anschließen, die nach dem Sumpf einer Mammutpumpe führen. Infolge ihrer feineren Körnung — nur $\frac{1}{10}$ der bisher verwendeten Korngröße — hält die einheitliche Filtermasse den Schlamm zurück, so daß der Umwälztropfkörper bei ordnungsmäßigem Betrieb einen klaren Abfluß liefert, der unmittelbar dem Vorfluter zugeleitet werden kann und das sonst notwendige Nachreinigungsbecken entbehrlich macht. Bezeichnet man das Verhältnis von 1 m³ Tropfkörpermasse zu der zugeordneten Tagesabwassermenge als Belastungsfähigkeit, dann ist diese beim schwach belasteten Tropfkörper 1 : 0,75, beim hochbelasteten Tropfkörper 1 : 3 und beim Umwälztropfkörper 1 : 10, der sich infolgedessen auch durch geringen Platzbedarf auszeichnet.

Wie DEMOLL und LIEBMAN³ nachgewiesen haben, zeigt der *Scheibenropfkörper* die günstigsten Bedingungen hinsichtlich Belüftung, Körpervolumen, Benetzung und Belichtung des biologischen Rasens sowie Bauweise⁴.

γ) Die *Tauchkörper* sind wie die Füllkörper im Betrieb mit Wasser gefüllt und haben mit den Tropfkörpern den Vorteil ununterbrochener Belüftung und damit auch ununterbrochenen Betriebes gemeinsam, wobei ihr Gefälleverbrauch nur klein ist.

Feste Tauchkörper sind mit Einrichtungen zur künstlichen Belüftung durch Preßluft von der Sohle aus ausgerüstet wie die Emscherfilter nach PRÜSS, während das Abwasser das mit Schlacken usw. gefüllte Becken ununterbrochen durchfließt. Durch pendelartig schwingende gelochte Rohre (nach IMHOFF) ist Ersparnis an Druckluft möglich. *Bewegliche Tauchkörper* sind meist waagrecht angeordnete Walzen aus Holzgitterwerk, mit Reisig gefüllten Körben usw., die durch drehende Bewegung in das Abwasser eintauchen und dann für eine gewisse Zeit an die Luft gelangen, ohne daß Gefälle und Verteilungsvorrichtungen wie bei den Tropfkörpern nötig sind.

Trotz 4facher Belastungsmöglichkeit gegenüber Tropfkörpern, ihrer kurzen Einarbeitungszeit, ihrer geringeren Empfindlichkeit gegen gewerbliches Abwasser und anderer Vorzüge haben Tauchkörper bisher keine weite Verbreitung gefunden (hohe Anlage- und Betriebskosten).

2. Belebtschlammverfahren. Hier werden die Bakterienkolonien nicht auf festen Unterlagen (Brocken) angesiedelt, sondern sie bilden sich in Gestalt eines flockigen, im Abwasser schwebenden Schlammes, der sich beim Einblasen von Luft nach kurzer Zeit in besonderen Belebungsbecken entwickelt und infolge seiner sehr guten adsorptiven Eigenschaften aus dem zugeführten Abwasser die Schmutzstoffe herausholt. Durch die reichliche Sauerstoffzufuhr — neuerdings unterstützt durch die Zufuhr gewisser Nährstoffe (Phosphate) — entwickelt sich in diesem Schlamm eine Kleinlebewelt (Bakterien, Protozoen, Pilze), die nach Art der Selbstreinigung in natürlichen Flüssen oder Seen die faulnisfähigen Stoffe im Abwasser abbaut. Durch künstliches Bewegen des Abwassers in den Becken wird ein Absetzen und damit Absterben der Flocken verhindert.

Die Abwasserreinigung geht in der Weise vor sich (Abb. 111), daß das Abwasser zunächst in einer guten, weitgehenden *Vorreinigung* (Entfettung und Entölung, Sieb- oder Absetzanlage;

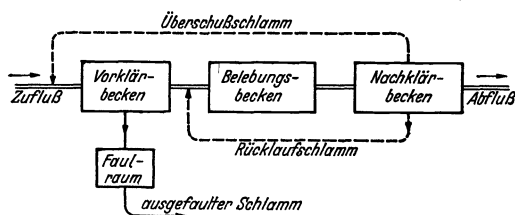


Abb. 111. Abwasserreinigung beim Belebtschlammverfahren.
(Nach IMHOFF.)

Frischwasserkläranlage!) von einem Teil der ungelösten Stoffe befreit und in das 3 bis 5 m tiefe *Belebungsbecken* geleitet wird, wo es bei seinem langsamen, 4 bis 6 h dauernden Durchfluß innig mit Luft in Berührung kommt. Hier entsteht in 8 bis 14 Tagen durch Ausflocken von Quellsstoffen und durch die Tätigkeit der sich auf den Flocken ansiedelnden Kleinlebewelt eine flockige, bräunliche Masse, der belebte Schlamm, der die gleiche Reinigungswirkung ausübt wie der biologische

Rasen auf Tropfkörpern. Nunmehr wird das gereinigte Abwasser einem *Nachklärbecken* (Trichterbecken, z. B. Dortmundbrunnen mit 1,5 bis 2 h Durchflußzeit) zugeführt, wo es von dem sich ziemlich schnell absetzenden, 98% wasserhaltigen Flockenschlamm befreit wird. Dieser Flockenschlamm wird sofort nach dem Absetzen herausgepumpt und größtenteils als *Rücklaufschlamm* im Verhältnis 1 Teil Schlamm : 5 Teile Abwasser vor dem Lüftungsbecken dem vorgereinigten Abwasser zugesetzt, um durch diese Beimpfung des Beckens die eigentliche Reinigungsarbeit zu besorgen⁴. Der übrige, kleinere Schlammanteil muß als *Überschußschlamm*

¹ JENKS: Engng. News Rec. 116 (1936) S. 721.

² SCHREIBER: Entwicklung neuer Wege zur biologischen Abwasserreinigung. München und Berlin 1940.

³ Gesundh.-Ing. 63 (1940) S. 392.

⁴ Außer dem in Abb. 111 dargestellten unmittelbaren Weg des Rücklaufschlammes besteht noch die Möglichkeit der Einschaltung eines Wiederbelebungsbeckens (besonders häufig in England) bzw. eines Wiederbelebungs- und Absetzbeckens in den Rücklaufweg.

anderweitig untergebracht werden, am zweckmäßigsten durch die von IMHOFF vorgeschlagene Ausfaltung des belebten Schlammes im Schlammzersetzungsräum der Vorkläranlage (Abb. 111).

Das einwandfreie Arbeiten der Belebtschlammanlagen hängt neben sachgemäßer Wartung hauptsächlich von der ausreichenden Zufuhr von Luftsauerstoff und von dem Inschwemhalten der „belebten“ Flocken ab. Dies wird durch verschiedene Bauarten der Lüftungsbecken bewirkt:

a) Mit Oberflächenbelüftung arbeitet das HAWORTH-Verfahren, bei dem das Abwasser durch langgestreckte, schlangenförmig hin- und hergeführte Wasserrinnen von 1 bis 1,5 m Tiefe geleitet und durch 3 m große Paddelräder vorwärtsbewegt wird ($v = 0,5$ m/s, Abb. 112). Ähnliche Belüftungsverfahren, bei denen die Luft in das Wasser hineingeschlagen wird, sind die HARTLEY-Rinnen, die Bauart KUSCH, STRASSBURGER, MIEDER, die KESSNER Bürste u. a. Zu den Verfahren, bei denen das Wasser durch Umwälzen belüftet und gemischt wird, gehört das Simplex-Verfahren (Boltonkreisel), der HARTLEY-Brunnen, das FRANK-IMHOFFsche Verfahren (Mammutpumpe), die Bauart Francke A. G., Bremen, Kusch, Kremer, Borsig u. a.

β) Bei den Druckluftverfahren wird die Preßluft durch das Abwasser hindurchgeleitet, um den Lebewesen Sauerstoff zuzuführen, die Schlammflocken in Schwebelage zu halten und sie mit den gelösten oder quellstofflichen Schmutzteilen in innige Berührung zu bringen. Dies geschieht entweder in gleichmäßig verteilten Furchen an der Sohle (Furchenbecken, Abb. 113) oder auf einer Längsseite des langgestreckten schmalen Beckens (Umwälzbecken). Weitere Bauarten stammen von BLUNK und PRÜSS, von HUSMANN, KREMER sowie das Belüftungsbecken mit Pendelrohr von IMHOFF.

γ) Die kombinierten Verfahren vermeiden die langen Belüftungszeiten der Oberflächenbelüftung und die hohen Kosten der Druckluftverfahren durch Vereinigung beider Verfahren. Hierzu dienen das Rührwerkbecken mit Zusatzluft (Abb. 114), die Oberflächenbelüftung durch Bürstenwalze und unter Wasser eingebautes Rührwerk (nach KESSNER) sowie der HARTLEY-Brunnen mit Zusatzluft.

Das Belebtschlammverfahren liefert von allen bisher versuchten künstlichen biologischen Verfahren die bestgereinigten Abflüsse. Weitere Vorteile sind: geringer Gelände- und Gefällebedarf, keine Geruchs- und Fliegenbelästigungen. Wo eine landwirtschaftliche Abwasser-Verwertung nicht möglich ist, stellt das Belebungsverfahren die beste Art dar, um ein fäulnisfreies Abwasser zu erhalten, das man unbedenklich auch dem kleinsten Vorfluter zuleiten kann. Nachteilig ist, daß es mehr als die anderen biologischen Verfahren empfindlich gegen gewisse gewerbliche Abwässer ist (Blähschlammgefahr bei Stärke- oder zuckerhaltigen Abwässern!), sowie daß die Beseitigung der großen Mengen des sehr wasserreichen Überschussschlammes oft Schwierigkeiten macht.

Doch ist neuerdings auch die Reinigung gewerblicher Abwässer durch das Belebtschlammverfahren ohne Zusatz häuslichen Abwassers nach entsprechender Vorbehandlung als möglich erwiesen worden.

Nicht ohne weiteres läßt sich das Belebungsverfahren für eine Teilreinigung anwenden. Bei Verkürzung der Lüftungszeit oder Herabsetzung des Luftverbrauches (Kostensparnis!) wird der Schlamm überlastet, krank und setzt sich nicht mehr ab. In vielen Fällen, z. B. als Vorreinigung für biologische Tropfkörper, kann die Teilreinigung in der Form vorteilhaft sein, daß man z. B. nur

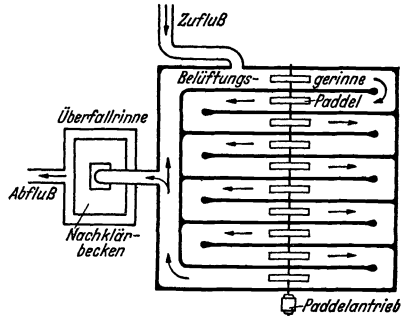


Abb. 112. HAWORTH-Rinnen.

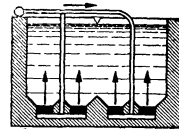


Abb. 113. Druckluftbecken.

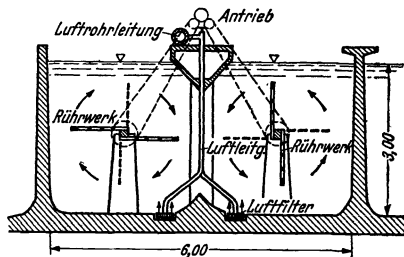


Abb. 114. Rührwerkbecken mit Zusatzluft.

die Hälfte des Abwassers in einer entsprechend kleiner bemessenen Belebungsanlage voll reinigt, während man die andere ungereinigte Hälfte mit dem vollbiologisch gereinigten Abfluß mischt.

Die *Stufenreinigung* ermöglicht die Erhöhung der Reinigungswirkung wie die Abkürzung der Reinigungszeit. Sie kommt vor allem bei sehr verdichtetem Abwasser in Frage. Während der Rücklaufschlamm jeweils nur innerhalb einer Stufe kreist (bei 2 Stufen sind 2 Nachklärbecken nötig), wird der Überschußschlamm aus der weniger belasteten 2. Stufe in die 1. Stufe gepumpt, der man mehr Luft zuführt als der zweiten. — Weitere Möglichkeiten der Stufenreinigung bestehen in der Verknüpfung mit anderen Verfahren: Tropf- und Tauchkörper, Landberieselung, Schnellfilter, chemische Fällung.

17. Gewerbliche Abwässer¹.

Die Einleitung gewerblicher Abwässer in das öffentliche Abwassernetz — womöglich ohne Vorreinigung — zwecks gemeinsamer Behandlung mit dem häuslichen Abwasser ist der früher so häufigen Reinigung in Fabrikkläranlagen vorzuziehen. Es sollen nur Stoffe zurückgehalten bzw. unschädlich gemacht werden, deren Wiederverwendung im Wirtschaftsbetrieb volkswirtschaftlich nötig ist oder die den Abwasseranlagen oder der Abwasserbehandlung schaden, wie Kohlenschlamm, Teer, Phenol, Mineralöle, Papier- und Zellstoff, Wollfett, Eisen- und Kupfersalze usw. Nur dort, wo die Menge der in das Leitungsnetz zu leitenden und gemeinsam mit den häuslichen zu reinigenden gewerblichen Abwässer im Verhältnis zu den ersteren zu groß ist oder wo sie nur zeitweise anfallen (Zucker-, Stärke-, Zellstoffabriken usw.), wird man sie vor ihrer Aufnahme in das öffentliche Abwassernetz einer entsprechenden Vorbehandlung unterwerfen. Stets aber sollte man durch Vorversuche prüfen, ob die gemeinsame Behandlung möglich ist.

Vor unmittelbarer Einleitung der gewerblichen Abwässer in das Leitungsnetz ist zu prüfen: die Gefahr der Verschlammung der Leitungen durch spezifisch schwere Stoffe (mineralischer Schlamm von Erz- und Kohlenaufbereitungsanlagen, Stein- und Marmorschleifereien), Faserstoffe oder Haare (z. B. Gerbereien); Angriffe auf die Leitungen durch Säuren, heiße Flüssigkeiten (Prüfrohre nach DIN 1986 verwenden!); Leitungsvergasungen durch Azetylen, Benzol, Benzin, Methan, Chlor, Schwefelwasserstoff usw.; die Aufnahme von Kondens- und Kühlwasser bedingt den Einbau von Ölabscheidern. Die in Frage kommenden gewerblichen Abwasserarten sind: Steinkohlenbergbau und -verwertung; Braunkohlenbergbau und -verwertung sowie Erdölindustrie; Eisen- und Metallindustrie; chemische Industrie und Kalibergbau; Papier, Pappe, Holzstoff, Zellstoff, Zellwolle und Kunstseide; Textilindustrie; Lebensmittelindustrie; verschiedene Industrien wie Abdeckereien, Leim-, Fischmehl-, Seifenfabriken, Gerbereien usw.

Bei Betrieben, deren Abwasser *organische Verschmutzungen* enthält, also ähnlich wie das häusliche Abwasser behandelt werden kann, legt man für die Berechnung der Kläranlagen die für städtische Abwasser gültigen Zahlen zugrunde, wobei man die Verschmutzung des gewerblichen Abwassers in „*Einwohnergleichwerten*“ ausdrückt². Hiermit bezeichnet man den ständigen Sauerstoffbedarf der auf einen Einwohner fallenden täglichen Abwassermenge von 54 g. Es gelten folgende Einwohnergleichwerte:

Papierfabrik	100—300	auf 1 t Papier
Holzschleiferei	50—80	„ 1 t Holzschliff
Sulfit-Zellstoffwerk	3000—4000	„ 1 t Zellstoff
Verwertungsanstalt für Küchenabfälle	530	„ 1 t Küchenabfälle
Obst- und Gemüse-Konservenfabrik	170	„ 1 t Konserven
Molkerei	10—50	„ 1 t Milch
Wäscherei	700—2300	„ 1 t schmutzige Wäsche
Schlachthof	70—200	„ 1 Ochsen = 2,5 Schweine
Stärkefabrik	500	„ 1000 l Mais
Flachsrosterei	759—1150	„ 1 t Flachsstroh.

18. Abwasserverwertung in Einzelanwesen und Siedlungen³.

In erster Linie ist gerade hier der innige Zusammenhang zwischen Wasserversorgung, Abwasserbeseitigung und Bodenbeschaffenheit zu beachten (vgl. auch IIA 9b, S. 1195). Wertvolle Hinweise enthalten die „Richtlinien für technisch-hygienische Wasser- und Abwasserwirtschaft in Siedlungen“ in [35]⁴.

¹ SCHNITZLER: *Gesundh.-Ing.* 58 (1935) S. 432. — LANGBEIN: *Z. VDI* 78 (1934) S. 1480. — BÖHM: *Die Beseitigung gewerblicher Abwässer*. Berlin-Halensee 1929.

² ROHDE: *Gesundh.-Ing.* 57 (1934) S. 45.

³ FRIES: *Bauamt u. Gemeindebau* 15 (1933) S. 22.

⁴ Vgl. auch *Gesundh.-Ing.* 58 (1935) S. 544.

a) Grundstückskläranlagen¹

tur Gebäude oder Gebäudegruppen sollten nur da gebaut werden, wo keine Möglichkeit des Anschlusses an ein gemeinsames Entwässerungsnetz besteht. Sie bestehen meist aus verkleinerten und dem besonderen Zweck angepaßten Nachbildungen städtischer Absetzanlagen und Faulräumen. Notwendig ist: angemessene Entfernung vom Haus, ästhetische und hygienische Sicherung durch Abdecken oder Umpflanzen, Kleinstaufwand an Bedienung, weitgehendes Ausfaulen des Schlammes. Wo natürlicher Vorfluter fehlt bzw. zu weit entfernt ist, können die Abwässer von kleinen Kläranlagen bei sandigem Boden und tiefem Grundwasser durch *Untergrundverrieselung* unsichtbar beseitigt werden. Diese besteht aus einem Netz von Sickerrohren, die fischgratenartig 0,6 bis 1 m unter der Bodenoberfläche verlegt und mit Schotter umpackt werden. Seit Jahren versuchen die Landesbehörden mit Recht den Bau von Hauskläranlagen einzuschränken und ihre Bauart durch bestimmte Vorschriften festzulegen [27, II, S. 139].

b) Bei Siedlungen [35]

hat man zwischen der Bauernsiedlung und der städtischen Siedlung zu unterscheiden. Bei ersterer ist die Ausnutzung der Abfallstoffe nach landwirtschaftlichen Gesichtspunkten selbstverständlich und auch gewährleistet. Bei der städtischen Siedlung und Kleinsiedlung ist die Bodenbeschaffenheit, die Höhe des Grundwasserstandes und die Hochwasserfreiheit des Siedlungsgeländes besonders wichtig.

Bei *leichten Böden* können die Abwässer durch Sickerschächte, Untergrundverrieselung (nur bei sehr durchlässigen Böden) oder überdeckte Beetverrieselung beseitigt und verwertet werden; dabei ist Faulkammergrube unerlässlich. Bei *weniger durchlässigen und schweren Böden* kommt es vor allem auf eine geregelte Wasserverteilung der ständig anfallenden Abwässer an. Erfolgreich ist die Oberflächenverrieselung in dünner Schicht (РЕЧНЫЕ КОРПОРА).

Bei Siedlungen ohne Sammelwasserversorgung sind Flachbrunnen durch versickertes Abwasser gefährdet. Daher sind hier Trockenaborte vorzuziehen. Zur Aufsaugung der flüssigen Ausscheidungen eignet sich Torfmull und humushaltige Erde.

19. Behelfsanlagen².

Die Bau- und Betriebskosten von Kläranlagen rechtfertigen nur den Reinheitsgrad, der den örtlichen Verhältnissen, insbesondere des Vorfluters, entspricht. Für die verschiedensten Ansprüche bestehen Klärverfahren, die auch leistungsschwachen Gemeinden die Einrichtung einer gemeinsamen Entwässerung mit Spülaborten und Gemeinschaftskläranlage ermöglichen. Stellt man hierbei an die Geruchlosigkeit weniger scharfe Anforderungen, dann kommen hierfür folgende Behelfsanlagen in Betracht: Sickerbecken (IIB 13 b 1, S. 1203), befestigte flache Absetzbecken von 1 m mittlerer Tiefe mit Erdböschungen, Auflandungsteiche (S. 1203), Erdbecken als durchflossene Faulräume, Abwasserteiche, Rieselfelder [33, S. 9, 63 u. 225]. Solche Behelfsanlagen können auch bei noch geringen Abwassermengen oder bei noch unbekannter Zusammensetzung des Abwassers zweckmäßig sein.

20. Wahl der Behandlungsart.

Welches Verfahren oder welche Verknüpfung verschiedener Verfahren am besten angewandt wird, hängt im Einzelfall von den örtlichen Verhältnissen sowie von einer Reihe von Gesichtspunkten ab, auf die der Zeitgeschmack nicht ohne Einfluß ist. Besonders wahlentscheidend sind:

1. *Beschaffenheit und Mengenschwankungen* des Abwassers bei Ankunft in der Kläranlage.
2. Die an die Behandlung gestellten *Ansprüche* in bezug auf den *Reinheitsgrad des Abwassers*, die sich nach den Anforderungen des Vorfluters richten und die Beseitigung des Abwasserschlamms [33, S. 246].
3. Die mögliche Bereitstellung von *Flächen für die Kläranlage* und die den verschiedenen Plätzen zugeordneten Bedingungen in bezug auf die Behandlungs-

¹ MOPR: Haus- und Grundstückskläranlagen. München 1932. — TESCHNER: Abwasser-Hauskläranlagen, 3. Aufl. Berlin 1938. — DIN 4261 „Vorläufige Richtlinien für die Anwendung, den Bau und Betrieb von Grundstückskläranlagen“.

² IMHOFF: Bautechn. 14 (1936) S. 351. — REICHEL-KISKER: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 26 (1931) S. 89. — VON STRAUCH: Bautechn. 18 (1940) S. 12. — BLUNK: Die Städtereinigung 33 (1941) S. 230. — LIEBHOLD: Dtsch. Wasserw. 36 (1941) S. 562.

Tabelle 23. Erzielbarer Reinigungsgrad.

Reinigungsverfahren	Abnahme des biochemischen Sauerstoffbedarfes %	Leistung
Siebanlagen	5—10	14
Chlorung allein	15—30	25
Mechanische Reinigung in Absetzbecken	25—40	41
Chemische Klärung	50—85	79
Tropfkörper	60—90	84
Chemische Klärung, Schnellfilter und Chlorung	80—85	93
Belebungsverfahren ohne Filter	85—95	100

verfahren (Bodenbeschaffenheit, Gefälle, Lage zur Stadt usw.) sowie die Schlammbehandlung und -verwertung (Tabelle 24).

4. Die *Bau-, Betriebs- und Unterhaltskosten* (7 bis 10% Kapitaldienst) stellen sich bei ganzjährigem Betrieb für 1 m³ Abwasser in Pfennig unter Zugrundelegung eines täglichen Kopfverbrauches von 150 l der ungefähren Größenordnung nach [33, S. 63]:

Siebanlage	0,7	Schwach belastete Tropfkörper	3,1
Behelfsanlage aus Erdbecken	0,7	Chemische Fällungsanlage	3,2
Absetzanlage mit Schlammfäulung	1,1	Belebungsanlage	3,2
Absetzanlage und Chlor	1,9	Weitraumige Landbewässerung	9,5

Bei landwirtschaftlicher Abwasserwertung sind die Kosten für Betriebsumstellungen zu berücksichtigen. Auch die etwaigen Kosten der Abwasserhebung vom Hauptsammler zur Kläranlage sowie die Kosten von Regenausslässen bei der Kläranlage müssen als Teil der Gesamtkosten der Abwasserbehandlung berücksichtigt werden. In manchen Fällen können jahreszeitliche Änderungen in der Reinigungsart (z. B. Teilbehandlung im Winter, Vollbehandlung im Sommer) vorteilhaft sein.

Nachdem bereits in IIA 1a und IIB 10c auf die engen wasserwirtschaftlichen Gesamtzusammenhänge und den Kreislauf Wasser-Abwasser hingewiesen worden ist, sollen im folgenden noch kurz die *Beziehungen* berührt werden, die zwischen *Abwasserbehandlung und Städtenwässerung* bestehen. Bis zu einem gewissen Grad bestimmt z. B. die Anordnung des Entwässerungsnetzes die Auswahl des Behandlungsverfahrens und umgekehrt, weil letzteres den Geländeverhältnissen und den Schwierigkeiten bei der Beseitigung des Abwassers und Schlammes angepaßt werden muß. Weiter beeinflußt die Art des Leitungsnetzes die Zusammensetzung, Verdichtung und den Zustand des in der Kläranlage ankommenden Abwassers. Auch sind die Reinigungsverfahren bei der Trennentwässerung unter Umständen andere als bei der Mischentwässerung, bei frischem Abwasser andere als bei angefaultem. Jeder Form des Leitungsnetzes ist eine bestimmte Reinigungsart und ein bestimmter Standort der Kläranlage als besonders vorteilhaft zugeordnet. In einer Großstadt können 2 oder mehr Kläranlagen unter Umständen billiger und besser sein als eine einzige. Hohe Bodenpreise können bestimmte Verfahren wirtschaftlich machen, während billige Grunderwerbskosten anderen Verfahren den Vorzug verschaffen (Tabelle 24).

Tabelle 24. Ungefähre Größenverhältnisse der verschiedenen Abwasserreinigungsverfahren*.

Art des Reinigungsverfahrens	Auf 1 ha	
	zulässige tägliche Abwassermenge in m ³	die tägliche Abwassermenge von Einwohnern
1. Spritzverfahren	1,5	15
2. Beregnung	3,0	30
3. Wilde Berieselung	6,0	60
4. Rieselfahren	30,0	300
5. Fischteiche	150,0	1500
6. Aussetzende Bodenfiltration	300,0	3000
7. Tropfverfahren mit Vorbehandlung	3000,0	30000
8. Belebtschlammverfahren	6000,0	60000
9. Absetzanlagen mit Schlammabeseitigung	12000,0	120000

* „Kleine Mitteilungen“ der Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene, 1. Jg.,

III. Landwirtschaftlicher Wasserbau¹.

A. Boden und Pflanzen.

1. Der Boden²

ist die aus festen Einzelteilchen bestehende obere Schicht der Erdrinde, deren Hohlräume Wasser und Luft enthalten können und in der oberen Schicht meist von Pflanzenwurzeln durchzogen und von verschiedenartigen Lebewesen bewohnt sind. Die wichtigsten, an der Bodenbildung beteiligten Größen sind: die Gesteinsrinde der Erde, das Klima, die Oberflächengestaltung, Pflanzendecke, der Wasserhaushalt, die Kleinlebewelt und Zeit. Als *Bodenkrume* bezeichnet man die oberste Humus und Kleinlebewesen enthaltende Bodenschicht. Durch Bearbeitung und Düngung sucht man, sie in stets gutem Zustand zu erhalten. Der dichter gelagerte *Untergrund* bildet den natürlichen Nährstoff- und Wasserspeicher der Pflanzen. Auf ihn wirkt man durch die hierzu erörterten Maßnahmen ein. Eine den Boden als Wachstumsfaktor kennzeichnende Beschreibung muß 3 Gruppen von Angaben umfassen: die physikalischen, chemischen und biologischen Eigenschaften.

a) Die wichtigsten physikalischen Bodeneigenschaften sind³:

α) Die *Kornmischung*, d. h. der Gewichtsanteil der einzelnen mineralischen Korngrößengruppen des Feinbodens (< 2 mm). Der Korngrößenanteil in Gewichthundertteilen des trockenen Bodens entscheidet über die Bodenart (Tabelle 26). Größe und Form der Oberfläche der einzelnen Bodenteilchen bedingen die Bodenbenetzung und die Benetzungswärme, d. h. jene Wärmemenge, die frei wird, wenn getrockneter Boden mit einer Flüssigkeit benetzt wird.

Tabelle 25. Die Korngrößengruppen und ihre Benennung.

Korndurchmesser in mm	Benennung	Korndurchmesser in mm	Benennung
> 2,0	Steine	0,02 bis 0,006	Grober Schluff
2,0 bis 0,2	Sand	0,006 „ 0,002	Feiner Schluff
0,2 „ 0,06	Feinsand		(Staub)
0,06 „ 0,02	Mehlsand	< 0,002	Schlamm oder Ton

Tabelle 26. Die Korngrößenanteile im Feinboden.

Gewichtsanteile des Feinbodens an Korngrößen in %		Bodenart	Allgemeine Bezeichnung
< 0,02 mm	< 0,002 mm (Ton-gehalt schlechthin)		
100 bis 75	100—36	Schwerer Ton	} Schwerer Boden
75 „ 60	36—25	Gewöhnlicher Ton	
60 „ 50	25—20	Schwerer Lehm	
50 „ 40	20—15	Gewöhnlicher Lehm	} Mittlerer Boden
40 „ 25	15—9	Sandiger Lehm	
25 „ 10	9—4	Lehmiger Sand	} Leichter Boden
< 10	< 4	Sand	

β) Während das *Stoffgewicht* s_0 des Bodens sich nur auf die von festen Bodenbestandteilen erfüllte Masse ausschließlich der Poren bezieht, schließt das *Raumgewicht* s die ganze Masse des Bodens einschließlich der Bodenhohlräume in sich. Man kann praktisch genügend genau $s = s_0$ setzen.

γ) Unter *Porenraum* p versteht man den Inhalt der eingeschlossenen Luft bezogen auf 100:

$$p = \frac{s_0 - s}{s_0} \cdot 100.$$

¹ Zur weiteren Vertiefung seien empfohlen [36] bis [39] WIEPKING-JURGENSMANN: Die Landwirtschaftsfil. Berlin 1942, sowie die verschiedenen Jahrgänge von „Deutsche Wasserwirtschaft“ mit ihrer Beilage „Landwirtschaftlicher Wasserbau“, „Deutsche Landeskulturzeitung“, „Der Kulturtechniker“, „Neues Bauerntum“, „Die Bautechnik“, die Schriften des Reichskuratoriums für Technik in der Landwirtschaft (RKTL.) H. 10, 13, 30, 38, 41, 49 und „Der Vierjahresplan“. Vgl. auch WICHMANN: Die Verwendung von Beton und Eisenbeton im Meliorationsbauwesen. Charlottenburg 1926. — Behelfe zur Kostenberechnung gibt A. SCHOKLITSCH: Kostenberechnung im Wasserbau und Grundbau. Wien 1937 und DEUBEL-KETTER: Veranschlagung und Verdingung von Bauarbeiten in der Landeskulturverwaltung. 3. Aufl. Berlin 1941. — Beachte auch die vom Deutschen Normenausschuß festgelegten Formelzeichen und Begriffsbezeichnungen im landwirtschaftlichen Wasserbau.

² BLANCK: Handbuch der Bodenlehre, 5. Bd.: Der Boden als oberste Schicht der Erdoberfläche. Berlin 1930. — H. STREMMER: Grundzüge der praktischen Bodenkunde. Berlin 1926. — MITSCHERLICH: Bodenkunde für Land- und Forstwirte. Berlin 1923. Man vgl. auch Abschn. „Bodenmechanik“, S. 770 u. f.

³ BLANCK: Handbuch der Bodenlehre, 6. Bd. Die physikalische Beschaffenheit des Bodens. Berlin 1930.

d) *Das Verhalten des Bodens zum Wasser* steht in engster Beziehung zu seiner mechanischen Zusammensetzung. Von einem guten Kulturboden verlangt man, daß er die auf ihn fallenden Niederschläge infolge seines *Wasserhaltevermögens* (Regenhaltevermögen) teilweise festhält, um sie nach und nach an die Pflanzenwurzeln abzugeben (der günstigste Wassergehalt des Bodens liegt bei etwa 50 bis 60% des Porenraumes). Übersteigen die Niederschläge diese Saugkräfte im Bereich der von Bakterien, Pflanzenwurzeln und Tieren belebten Zone, dann sinkt das Wasser (Haft- und Sickerwasser) langsam zum Saugsaum, d. h. jener feuchten bis wassergesättigten Zone ab, die mit der Grundwasser Oberfläche in Verbindung steht. Bei großer Tiefenlage der Grundwasser Oberfläche ist das *Grund- und Saugwasser* (S. 1111 f.) für die Pflanzenwurzeln unerschöpfbar. In schweren Böden wurde eine kapillare Steighöhe des Grundwassers von 1 bis 1,5 m, in größerem Diluvialsand von 0,3 m und in feinkörnigen Sanden von 0,5 m beobachtet. Die zur Erzielung höchsten Ernteertrages günstigste Grundwassertiefenlage richtet sich nach der Steighöhe des Wassers im Boden und nach der Bewurzelungstiefe der Pflanzen während ihrer Hauptwachstumszeit (Tabelle 27).

Tabelle 27. Günstigste Tiefe des Grundwasserspiegels unter Flur in cm.

Grundwasser unter Gelände	Winterroggen		Hafer		Kartoffeln
	Korn dz/ha	Stroh dz/ha	Korn dz/ha	Stroh dz/ha	Knollen dz/ha
cm					
50	16,9	39,9	28,0	58,0	288,4
75	15,0	32,0	28,1	52,9	211,9
100	12,0	26,7	27,3	48,0	202,1
125	8,5	21,5	23,9	41,9	194,8
150	8,0	16,5	21,2	39,9	191,0

e) Der *Quellstoffgehalt* (Kolloide) bedingt im wesentlichen das für die Bodengare so wichtige *Krümelfüge*, bei dem die einzelnen kleinsten Bodenteilchen zu Gruppen verkittet sind, während bei dem so gefürchteten *Einzelkorngefüge* die Bodenteilchen sich lückenlos nebeneinanderreihen (z. B. Dünsand). Kalkung und Humusstoffe erleichtern die Krümelbildung.

f) Für viele Maßnahmen ist die *Wasserdurchlässigkeit* (S. 1115) und *Durchlüftungsfähigkeit* des Bodens von Bedeutung, d. h. der größere oder geringere Widerstand, den verschiedene Böden in nassem Zustand dem Durchgang der Luft entgegensetzen.

g) Schließlich ist das *Wärmefassungsvermögen* und die *Wärmeleitfähigkeit* des Bodens wichtig für das Pflanzenwachstum. Ersteres hängt vom Wassergehalt des Bodens ab, während ein kleiner Gehalt an Feuchtigkeit die Leitfähigkeit des Bodens bedeutend steigert.

h) Die **chemische Bodenuntersuchung** soll ein Bild über den Gehalt des Bodens an Pflanzennährstoffen (C, O, H, N, S, P, K, Mg, Fe) sowie an Basen und Säuren liefern. Der Basengehalt beeinflusst stark die Benutzbarkeit, während die Säuren unter anderem wegen ihrer zerstörenden Wirkung auf Betonbauwerke uns beschäftigen.

i) Die **biologische Bodenuntersuchung** hat sich nicht nur mit der Feststellung der im Boden vorhandenen Kleinlebewesen zu befassen, sondern auch mit ihrer Tätigkeit bei den Umsetzungen des Kohlenstoffes, Stickstoffes, Schwefels, Phosphors usw.

Für die Durchführung von Massenuntersuchungen von Bodenproben haben ZUNKER und JANERT Verfahren ausgearbeitet. Die Ergebnisse dieser Bodenuntersuchung können mit Bodendurchschnitten in *Bodenkarten* eingetragen werden, wie sie ähnlich für Dränungen im Gebrauch sind [40]. Hier sind auch die sog. Bodengesundheitskarten und bodenkundlichen Übersichtskarten der geologischen Landesuntersuchungen sowie die Bestandsaufnahmen des deutschen Bodens anlässlich der Reichsbodenschätzung zu nennen¹.

d) Die **Bodenarten**. Man teilt die Kulturböden nach verschiedenen Gesichtspunkten ein: nach Entstehungsarten, auf chemisch-physikalischer Grundlage, nach Bodentypen u. a. m. Bei der Reichsbodenschätzung² werden nach ihrer Entstehungsart 4 Bodengruppen unterschieden: Diluvialböden (Eis), Schwemmlandböden (Wasser), Wind- oder Lößböden (Wind) und Verwitterungsböden (Verwitterung an Ort und Stelle). In bezug auf die Bodengemengteile unterscheidet man die in Tabelle 26 enthaltenen mineralischen Bodengruppen sowie Moor.

2. Wachstumsbedingungen der Pflanzen³.

Das Wachsen und Gedeihen der für die menschliche Ernährung dienenden landwirtschaftlichen Nutzpflanzen hängt von ihrer näheren Umwelt, insbesondere

¹ Vgl. auch MÜNCHSDORFER: Bodenkarte Bayerns. 1:400000, München 1929.

² Reichsfinanzministerium. Schätzungsrahmen mit Erläuterungen. Berlin 1935. — R. MÜLLER: Kulturtechnische Raumplanung auf bodenkundlicher Grundlage. Dtsch. Wasserw. 35 (1940), Beil. Landwirtschaftl. Wasserbau Nr. 7 S. 97 und Nr. 8 S. 117. — Dtsch. Wasserw. 37 (1942) S. 113, 160, 223.

³ HONCAMP, F.: Handbuch der Pflanzenernährung und Düngerlehre. Berlin 1931.

von Klima und Boden ab: also von Licht, Wärme, Wasser, Luft und Nährstoffen. Seit LIEBIGs Gesetz vom Minimum wissen wir, daß der Pflanzenertrag immer durch jene Wachstumsbedingung bestimmt wird, die am spärlichsten vertreten ist. So sehr auch der Licht- und Wärmebedarf unserer Nutzpflanzen verschieden ist, so ist doch eine Beeinflussung dieser klimatischen Wachstumsbedingungen der Technik i. a. nicht möglich. Dagegen ist es Aufgabe des landwirtschaftlichen Wasserbaues, dem Boden als dem wichtigsten Träger der Pflanzennahrung solche Vorbedingungen zu geben, daß in ihm Wasser, Luft und mineralische Nährstoffe am günstigsten zusammenwirken.

a) **Dem Wasser** kommt für die Nahrungsaufnahme aus der Luft und dem Boden schon deshalb eine besondere Rolle zu, weil es in vielen Gegenden bei uns im Kleinstmaß vorhanden ist. Dies zeigen z. B. die wasserreichen Böden Hollands, in denen durch Düngersalze erhebliche, bei uns unmögliche Ertragssteigerungen erzielt werden. Eine Verbesserung der Wasserführung in den deutschen Böden ist daher unter allen Umständen anzustreben. Durch die Wurzeln nimmt die Pflanze das an Ort und Stelle als Niederschläge in die oberste belebte Zone einsickernde Wasser (luftberührtes Sickerwasser oder Senkwasser), zum Teil auch aus dem über dem Grundwasser liegenden Saugsaum mit den darin gelösten Nährstoffen auf und gibt es dem Pflanzkörper weiter, der es durch die Blattverdunstung wieder an die Außenluft abgibt. In niederschlagsarmen Zeiten gewinnt die Versorgung der Pflanzen aus dem Saugsaum an Bedeutung, so daß die Lage der Grundwasser Oberfläche bei vielen Entwässerungsmaßnahmen eine entscheidende Rolle spielt. Als zuträglichste Tiefenlage der Grundwasser Oberfläche unter Flur und als grobe Mittelwerte können während der Wachstumszeit bei mittleren Verhältnissen Nord- und Mitteldeutschlands die Zahlen der Tabelle 27 angenommen werden¹. Bei Mineralböden und unbesaaten Moor gelten die kleineren Tiefen für durchlässige Mineralböden und Hochmoor, die größeren für schwer durchlässige mineralische und für Niederungsmoorböden. Bei großen Jahresniederschlagshöhen ist eine größere Absenkung des Grundwassers als nach Tabelle 27 ratsam. Bei der Bedeutung des Bodensauerstoffes für das Gedeihen der Pflanze muß stauendes Grundwasser tiefer liegen als fließendes.

Das aus der Pflanze durch Verdunstung wieder entweichende Wasser beträgt an Gewicht oft das Mehrhundertfache (bis 600fache) des geeinten trockenen Pflanzenkörpers (wichtig für den Kreislauf des Wassers!) (Tabelle 28).

b) **Die Luft** steht den oberirdischen Pflanzenteilen in genügenden Mengen zur Verfügung, nicht immer aber den Wurzeln. Süßgräser bedürfen eines kleinsten Luftgehaltes von 6 bis 10%, sonst werden sie durch Sauergräser verdrängt; mineralischer Ackerboden benötigt einen solchen von 10 bis 20%, Hafer und Weizen von 10 bis 15%, Gerste und Zuckerrübe von 15 bis 20%. Es ist Aufgabe der landwirtschaftlichen Bodenbearbeitung, den Wasser- und Lufthaushalt des Bodens zu verbessern.

c) Mit Ausnahme des Kohlenstoffes entnehmen die Pflanzen sämtliche **Nährstoffe** dem Boden (vgl. IIIA 1 b, S. 1220). Bis auf die Grundnährstoffe: Kali, Kalk, Phosphate und Stickstoff kommen die übrigen Nährstoffe in ausreichendem Maß im Boden vor. Die 4 Grundnährstoffe müssen daher durch Dünger ersetzt werden².

Tabelle 28. Wasserbedarf der Pflanzen ohne Bodenverdunstung.

	Wasserbedarf in mm fur	
	mittlere Ernten	hohe Ernten
Erbsen	85—135	210—340
Kartoffeln . .	85—130	160—235
Getreide . . .	130—210	305—510
Zuckerrüben .	180—270	320—480
Wiesenheu . .	180—305	300—510
Luzerne	205—340	410—680

B. Die Entwässerung.

1. Schädliche Bodennässe

verhindert infolge mangelnder Durchlüftung und Wärme des Bodens mit ihren nachteiligen Folgeerscheinungen (Verzögerung der Frühjahrsbestellung, Einzelkorngefüge, Überhandnehmen feuchtigkeitsliebender Unkräuter und tierischer Schädlinge u. a. m.) das gute Gedeihen der Nutzpflanzen. Ihre *Ursachen* können sein: mangelnde Vorflut, schwer durchlässiger Untergrund, schwerer Boden mit großem Wasserhaltevermögen, stellenweiser und oft nur zeitweiser Andrang von Fremdwasser (Quell-, Druck-, Qualm-, Kuverwasser) sowie Überschwemmungen. Es können auch mehrere dieser Ursachen zusammenwirken.

Die *Kennzeichen* schädlicher Bodennässe sind, abgesehen vom geringen Ernteertrag, nasse und versumpfte Stellen (hoher Grundwasserstand); das Vorkommen feuchtigkeitsliebender Pflanzen; helle, gelblichgrüne Färbung der Nutzpflanzen; spätes Abschmelzen des Schnees; dunklere Bodenfarbe im Frühjahr; größere Neigung zur Nebelbildung.

¹ KOEHNE, W.: Dtsch. Wasserw. 31 (1936) S. 111. — [9, S. 204 ff.]; [14, I S. 363].

² ENGELS, O. u. H. SCHMITT: Das neuzeitliche Düngewesen, seine Entwicklungsgeschichte und Zukunft mit einem Anhang der wichtigsten Düngemittel, ihrer Analysen und Herstellerfirmen. Berlin 1942.

2. Die Beschaffung der Vorflut.

Die Ziele der Entwässerung: Senkung des Grundwasserstandes und Beseitigung von Überschwemmungen lassen sich nur erreichen, wenn der das Gebiet entwässernde Hauptvorfluter eine ausreichende Vorflut für die kleinen Wasserläufe (Bäche und Gräben) bietet, die der Binnenentwässerung dienen.

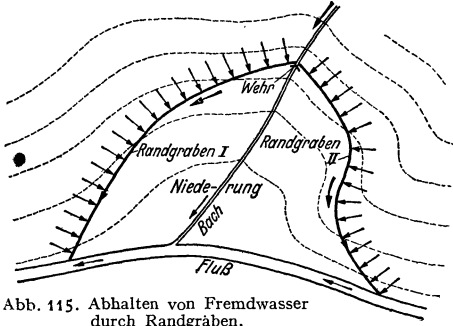


Abb. 115. Abhalten von Fremdwasser durch Randgräben.

In Abb. 115 werde die Niederung von dem Hauptfluß berührt und vom Bach durchflossen und häufig überschwemmt, während der hohe Flußwasserstand eine genügende Vorflut verhindert. Die zur Entlastung des Baches anzulegenden Randgräben I und II nehmen das ihnen von den Höhen zufließende Fremdwasser auf, außerdem noch Wasser aus dem Oberlauf des Baches, der dadurch weniger Gefälle verbraucht und bessere Vorflut für die Niederung gewährt.

Die hierfür nötigen Arbeiten umfassen unter anderem Tieferlegen des Wasserlaufes durch Räumen und Baggern, Verminderung der Geschiebezufuhr durch Uferbefestigungen, Beseitigung starker Krümmungen, von Flußspaltungen und Stauanlagen (vgl. Flußbau S. 924). Bekannte Beispiele ausgeführter Entwässerungen sind die Maßnahmen im Rhein- und Haveländischen Luch, des Oder-, Netze-, Warthe- und Sprottebruches u. a. m.

Durch vergleichende Kostenberechnungen ist — abgesehen vom wasserwirtschaftlichen Optimum — stets die billigste Lösung zu suchen.

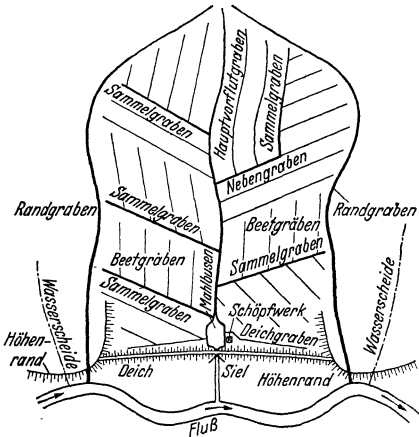


Abb. 116. Wesenhafte Darstellung einer Grabenentwässerung.

Der Entwurf besteht aus: Erläuterung; Massenberechnung; Kostenanschlag; Übersichtskarte 1:25 000 mit Gebietsgrenzen, Wasserscheiden, Hauptvorflutern und wichtigsten Zuggräben; Lageplan 1:1000 oder 1:2500 mit Festpunktverzeichnis, Höhenschichtenlinien in 0,25 bis höchstens 2 m Abstand; Bodendurchschnitte des ganzen Talgeländes; Längs- und Querschnitte der Wasserläufe; Bauwerkszeichnungen.

Der Ermittlung der abzuführenden Wassermengen aus Abflußhöhe bzw. Abflußspende bei den verschiedenen Wasserständen ist eine der wichtigsten Planungsgrundlagen (Abschnitt Wasserwirtschaft, S. 866)¹. Weitere wichtige Bestandteile einer sachgemäßen Planung sind langjährige HW-Beobachtungen, Erforschung der Grundwasserverhältnisse durch Bohrungen, pflanzensoziologische, landschaftliche Aufnahmen. In Linienführung und Querschnittsgestaltung sind örtliche Verhältnisse zu berücksichtigen².

Das Entwässerungsnetz besteht aus Hauptvorflutgräben, Zug- oder Sammelgräben und Beetgräben (Abb. 116). Die Beetgräben sind möglichst gleichlaufend

¹ VAN KOOTEN, F. H.: Methoden zur Berechnung der größten Abflußmengen in Flüssen aus den größten Regenfällen und der Beschaffenheit des Stromgebietes. Leipzig-Berlin 1934. — SUPINO, G.: Le reti idrauliche. Bologna 1938. — Über Abflußspenden $l/s \cdot km^2$ vgl. z. B. Jahrbuch für die Gewässerkunde des Deutschen Reiches. Abflußjahr 1937. Berlin 1940.

² Vgl. z. B. HAUTUM: Dtsch. Wasserw. 33 (1938) S. 313; Landw. Wasserbau 1 (1910) S. 177.

a) Die natürliche Grabenentwässerung.

Der Entwurf besteht aus: Erläuterung; Massenberechnung; Kostenanschlag; Übersichtskarte 1:25 000 mit Gebietsgrenzen, Wasserscheiden, Hauptvorflutern und wichtigsten Zuggräben; Lageplan 1:1000 oder 1:2500 mit Festpunktverzeichnis, Höhenschichtenlinien in 0,25 bis höchstens 2 m Abstand; Bodendurchschnitte des ganzen Talgeländes; Längs- und Querschnitte der Wasserläufe; Bauwerkszeichnungen.

Der Ermittlung der abzuführenden Wassermengen aus Abflußhöhe bzw. Abflußspende bei den

und entlang den Grundstücksgrenzen anzulegen. Ihr Abstand ist bei schwerem Boden kleiner als bei leichtem, und zwar bei Wiesengelände 50 bis 100 m, bei Ackergelände 25 bis 40 m. Ihre Sohlenbreite beträgt 0,3 bis 0,4 m, sie sind bei Wiesen 0,6 bis 0,9 m, bei Äckern 1 bis 1,3 m tief. Ihre Länge soll 400 m nicht wesentlich überschreiten. Die *Zuggräben* werden in natürliche Geländesenken oder in die Richtung der größten Geländeneigung gelegt. Ihr Mittelwasserspiegel darf wie der des *Hauptgrabens* nicht über dem künftigen Grundwasserstand liegen. Zur Vermeidung zu großen Grabengefälles werden an geeigneten Stellen Absturzbauwerke angelegt.

Für die *hydraulische Berechnung* der Grabenquerschnitte bedient man sich der Formel (Tabelle 18, S. 1180):

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{0,7} \cdot J^{0,5} \quad (76)$$

oder der Tabellen von SCHEWIOR oder SCHÜNGEL¹, sowie der Rechentafeln von F. POPESCU².

b) Die künstliche Vorflut.

α) Die **Auflandung von Ländereien**³ kommt in Frage, wenn die Senkung zu hohen Grundwasserstandes durch Schaffung natürlicher Vorflut nicht möglich ist. Sinkstoffhaltiges Wasser wird auf die durch niedrige Dämme (1 bis 1,5 m) eingeteilte Fläche geleitet und nach vollzogener Absetzung abgelassen. Auch Baggerboden kann auf diese Weise untergebracht werden. Solche Auflandungen sind unter anderem an der Havel, Spree, Dahme und unteren Oder mit Erfolg ausgeführt worden.

β) Die **Versenkung des Wassers** in den Untergrund kommt mangels anderer Vorflutmöglichkeiten und nur dann in Frage, wenn der Untergrund genügend

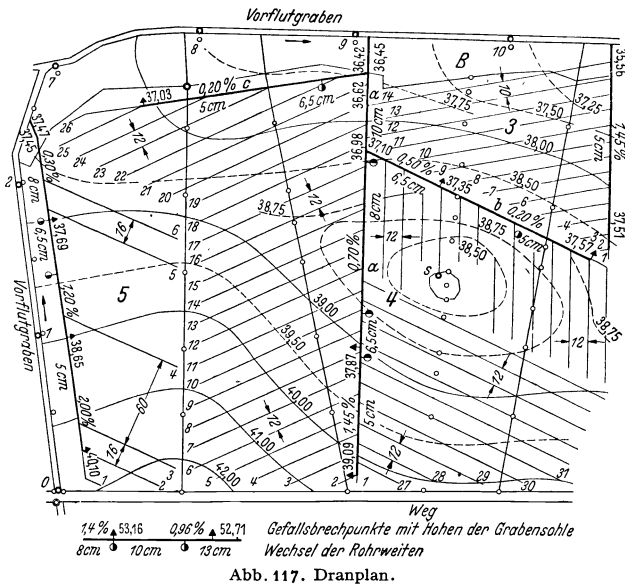


Abb. 117. Dranplan.

durchlässig ist. Hierzu dienen zahlreiche Bohrlöcher oder Schluckbrunnen von 1 bis 2 m l. W., die mindestens 1 bis 1,5 m in die durchlässige Schicht hinabführen.

¹ SCHEWIOR: Hilfstafeln zur Bearbeitung von Meliorationsentwürfen, Kanalisationen und anderen wasser- und tiefbautechnischen Aufgaben. 4. Aufl. 1939. — Entwurf und Ausführung von Dranierungen. Leipzig 1938. — SCHÜNGEL: Tafeln zur graphischen Ermittlung der Wassergeschwindigkeit v für trapezförmige Fluß- und Grabenprofile. 1900.

² POPESCU, F.: Dtsch. Wasserw. 36 (1941), S. 280, 341.

³ Vgl. auch V. FORNARI: Le Bonifiche Idrauliche. Rom 1924.

γ) **Schöpfwerke**¹. Wo der Hauptvorflutgraben (Abb. 116) nicht rückstautrei in den Vorfluter (Bach oder Fluß) einmünden kann, muß dieser eingedeicht und das Wasser aus dem Entwässerungsgebiet (Polder) durch ein *Deichsiel* geleitet werden (vgl. S. 936). Wenn aus der vorübergehenden Aufspeicherung des Binnenwassers nach Jahreszeit, Zeitdauer und Wassermenge keine erheblichen Ernteschäden für das Entwässerungsgebiet zu befürchten sind, genügt ein Deichsiel, das nach Ablauf des Außenhochwassers wieder geöffnet wird. Treffen jedoch diese Voraussetzungen nicht zu, dann muß der Polder durch ein *Schöpfwerk* entwässert werden. Vorteilhaft ist die Lage des Schöpfwerkes in der Nähe eines geräumigen natürlichen Binnentiefes (Mahlbusen), das als Ausgleichbecken für das Schöpfwerk dient (Abb. 116). Die Anlage eines künstlichen Mahlbusens ist selten wirtschaftlich.

Technik und Betrieb stellen an die Schöpfwerke die verschiedenartigsten, einander vielfach widersprechenden Bedingungen. *Aufgabe der Planung* ist es, diese Gegensätze untereinander abzuwägen und durch richtige Auswahl und Zusammenfügen der einzelnen Aufbauteile auszugleichen. Um dem Bearbeiter der maschinentechnischen Teile einfache und wirtschaftlich zu lösende Aufgaben stellen zu können, muß dieses Abwägen und Ausgleichen von Gegensätzen schon bei den Entwässerungseinrichtungen im Inneren des Polders beginnen. Die *Schöpfzeit* hängt von Witterung, Nutzungsart, Wachstumszeit usw. ab. Die *Schöpfarbeit* richtet sich nach der Hubhöhe und der zu hebenden Wassermenge. Die Hubhöhe ist der Unterschied zwischen dem höchsten Außenwasserstand und dem im Entwässerungsgebiet einzuhaltenen mittleren Grundwasserstand. Die Bestimmung der zu hebenden *Wassermenge* ist schwierig und unsicher. Sie setzt sich zusammen aus den im Polder und im Fremdgebiet fallenden Niederschlägen (oberirdisches Einzugsgebiet des Schöpfwerkes), aus dem vom hohen Außenwasserstand herrührenden Qualm- und Kuverwasser, sowie aus sonstigem, meist Druckwasser. Wegen der Annahmen wird auf die vom Deutschen Ausschuß für Kulturbauwesen (Schöpfwerk-Ausschuß) bearbeiteten Richtlinien verwiesen².

Das Schöpfwerk besteht aus Wasserhebe- und Kraftmaschine (Abschnitt Maschinenkunde, IV, A). Die wichtigste *Wasserhebemaschine* ist die Schleuderpumpe³. Nach der Bauart des Laufrades unterscheidet man Zellen-, Schrauben- und Flügelräder. Seltener wird die Wasserschnecke, der Gefälleumformer von LAWACZEK, der Stoßheber, der Triebrohrkreisel und der Kolbenheber von ABRAHAM sowie Schöpfräder verwendet. Die meistverwendeten *Kraftmaschinen* sind die Elektro- (Drehstrom) und Verbrennungsmotoren; Dampf- und Windkraftmaschinen werden seltener verwendet. Im Hinblick auf die Störungsempfindlichkeit des elektrischen Antriebs sollte ein Teil der Schöpfwerkarbeit durch eine andere unabhängige Kraft geleistet werden. Gleichsinnig müssen elektrisch betätigte Warnanlagen an Trockenelemente angeschlossen sein.

c) Die Dränung [40].

Dränanlagen sind künstliche unterirdische Abzüge, die den Zweck haben, die für das Wachstum der Nutzpflanzen schädliche Nässe zu beseitigen. Abb. 117 zeigt 3 Dränabteilungen: 3, 4 und 5. Alle Rohrstränge, die das Wasser nach einer gemeinsamen Ausmündung leiten, bilden eine Dränabteilung und entwässern die zugehörige Abteilungsfläche. Die Dränabteilung 3 besteht aus den Saugern 1 bis 14. Die Dränabteilung 4 aus den Sammlern *a*, *b* und *c* und den Saugern 1 bis 49 und die Dränabteilung 5 aus den Saugern 1 bis 6.

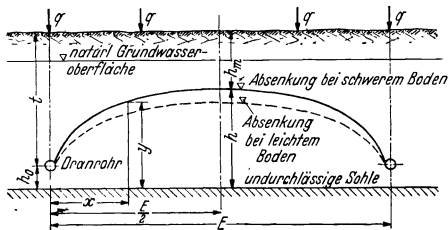


Abb. 118. Grundwasserabsenkung durch Dränstränge.

Abb. 118 zeigt die Wirkungsweise einer solchen Röhrendränung, die im Abstand h_0 über der waagrecht undurchlässigen Schicht angeordnet ist [9, S. 147]. Für eine gleichmäßig besickerte Grundwasserströmung mit freier Oberfläche, d. h. wenn die Züsickerung q je m^2 ebenso groß

¹ DIN 1184: Schöpfwerke. Grundsätze für die Berechnung der Zulaufmenge zu den Schöpfwerken. Grundsätze für die Anlage und Ausrüstung der Schöpfwerke. — BERTRAM: Neue Grundsätze für Schöpfwerkbauten. Berlin 1925.

² Der Kulturtechniker, 1937 S. 123, Sonderheft vom 30. Oktober 1934 u. 33 (1930) S. 27.

³ HERMANN: Dtsch. Wasserw. 26 (1931) S. 145.

α) Ihre Wirkung besteht neben der Absenkung des Grundwassers in der Verbesserung des Wasserhaushalts schwerer Böden infolge Auflockern durch die Drängräben und die ausdehnende Wirkung des Frostes sowie die damit verbundene bessere Durchlüftung und Erwärmung des Bodens (Förderung der Krümelbildung).

ist wie der Abfluß durch die Dräne (Beharrungszustand) gilt mit Gl. (15) (S. 1115):

$$Q = k \cdot J \cdot F = k \frac{dy}{dx} \cdot y.$$

Die auf der Fläche $\left(\frac{E}{2} - x\right)$ dem Drän zufließende Wassermenge ist:

$$q \left(\frac{E}{2} - x\right) = k \cdot y \frac{dy}{dx} \cdot q \left(\frac{E}{2} - x\right) = k \cdot y \, dy,$$

woraus sich die Gleichung der Grundwasserspiegellinie ergibt zu:

$$y^2 = h^2 - \frac{q}{k} \left(\frac{E}{2} - x\right)^2. \quad (77)$$

Liegt der Dränstrang unmittelbar auf der undurchlässigen Schicht, dann ist $h_0 = 0$ und man erhält¹:

$$E = 2 (t - h_m) \sqrt{\frac{k}{q}}. \quad (78)$$

Gegenüber der Entwässerung durch offene Gräben bestehen die *Vorteile* der Dräne: in der durch ihren kleineren Abstand bedingten stärkeren Wirkung, in ihrer infolge frostfreier Lage ganzjährigen Entwässerung, in der Vergrößerung der nutzbaren Landfläche (bis zu 15%), im Fehlen von Wirtschafterschwernissen und im Vermeiden von Unkräutern und Pflanzenschädlingen, die gerade an den Grabenrändern uppig gedeihen. Die *Nachteile* von Dränen gegenüber Gräben sind: größerer Gefälleverbrauch, langsamere Wasseraufnahme und -ableitung, erschwerte Beseitigung von Abflußstörungen infolge Unzugänglichkeit, Kostspieligkeit nachträglicher Vertiefungen, z. B. in Mooren.

β) Dränarten. Die Sammler und Sauger einer Dränabteilung (Abb. 117) werden in der Weise hergestellt, daß man in einem zuvor ausgehobenen Graben

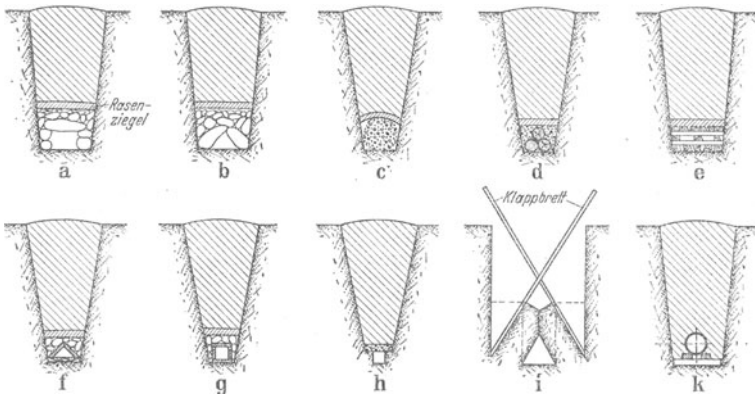


Abb. 119. Ausbildung von Dranleitungen.

- | | | |
|---------------------|-------------------|-----------------------------|
| a und b Steindräne; | e Saumlattendrän; | h Torfdrän; |
| c Faschindrän; | f Schwartendrän; | i Freistatter Klappdränung; |
| d Stangendrän; | g Holzkastendrän; | k Rohrdrän im Moor. |

einen hinreichend großen Abflußquerschnitt herstellt durch Einlegen von Steinen, Faschinen, Rasen- oder Torfsoden, Latten oder Brettern (Abb. 119), der jedoch standfest und unverschlammte bleiben und sich ohne Unterbrechung nach dem Vorfluter hinziehen muß. Von allen Dränarten haben sich die Dränrohre aus gebranntem Ton oder Lehm am besten bewährt. Sie werden nach DIN 1180 in Lichtweiten von 40 bis 200 mm und Längen von 333 mm hergestellt. Die großen Lichtweiten von 160 bis 200 mm können auch in 500 mm Länge geliefert

¹ ROTHE: Kulturtechniker 32 (1929) S. 155. — KOZENVY: Wasserwirtschaft, Wien 24 (1931) S. 21, 52 u. 137. — WINDMEIER: Untersuchungen über den Wasserabfluß von Dränungen, seine Menge und die sie bestimmenden Faktoren. Berlin 1933.

werden. Die Dränrohre werden stumpf aneinandergestoßen, so daß das Wasser durch die Stoßfugen eintreten kann¹.

γ) **Weitere Bauteile** sind die Ausmündungen der Sammler in die Vorfluter, die mit Gitter und beweglicher Klappe versehen aus Beton, oder Eichenholz hergestellt werden. Bei der Vereinigung mehrerer Sammler, bei Richtungs- oder Gefällsänderungen werden Dränschächte aus Betonringen, Mauerwerk usw. angeordnet. Stauverschlüsse baut man (ausnahmsweise) in die Sammler ein, um den Abfluß zeitweise zu verhindern oder zu erschweren. Ist ein kurzer Steilhang mit einem Sammler zu kreuzen, so ist ein unterirdischer Absturz anzulegen.

δ) **Bestandteile eines Dränentwurfes** sind: Erläuterung, Massenberechnung, Kostenanschlag, Lagepläne 1:2000 oder 1:2500 mit Festpunktverzeichnis, Bodendurchschnitte (und Bodenkarten), Längsschnitte der Vorfluter und Sammler sowie Querschnitte der Vorfluter, Übersichtskarte 1:25000². Der *Kostenanschlag* wird zweckmäßig gegliedert in: Vorarbeiten, Grunderwerb, Vorflutanlagen, Rohrgräben und Einbauen der Dränröhren, Beschaffung der Röhren und Sonderbauten, Insgemein.

ε) Die **Sauger** sind möglichst quer oder schräg zum stärksten Geländegefälle zu verlegen (Abb. 120); sie dürfen nur ausnahmsweise in der Richtung des stärksten Gefälles liegen (Abb. 121). Bei Geländegefällen unter 0,5% läßt sich eine Längs-

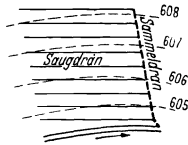


Abb. 120. Querdränung. (Nach SCHOKLITSCH.)

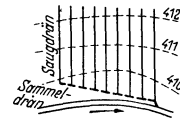


Abb. 121. Längsdränung. (Nach SCHOKLITSCH.)

dränung häufig nicht vermeiden. Bei der Quer- und Schrägdränung sollen die Sauger nicht länger als 200 m, bei der Längsdränung nicht länger als 150 m sein. Für Wiesengelände und Moorboden verwendet man 5 cm weite Sauger, im Acker- gelände 4 oder 5 cm, letztere nur dann, wenn bei kleineren Gefällen Ablagerungen in den Rohren zu befürchten sind. Das geringste zulässige Gefälle und die kleinsten Wassergeschwindigkeiten hängen von der Bodenart ab. Für leichte Böden ist $\min I = 0,20$ bis $0,60\%$, $v_{\min} = 0,15$ bis $0,35$ m/s, für schwere Böden $\min I = 0,15$ bis $0,20\%$, $\min v = 0,12$ bis $0,20$ m/s [40, S. 65]. Die Dräntiefe, d. h. der Abstand der Grabensohle von der Erdoberfläche hängt von den Boden-, Klima- und Anbau- verhältnissen ab; sie schwankt bei Ackergelände zwischen 0,8 und 1,8 m, bei Wiesen zwischen 0,8 und 1,1 m. Der gegenseitige Abstand der Sauger, der *Drän- abstand*, ist abhängig von der Bodenbeschaffenheit, Dräntiefe und Kulturart (Acker, Wiese). Abb. 122 kann als Anhalt für Ackerdränungen bei gleichmäßiger Bodenbeschaffenheit, bei einem mittleren Jahresniederschlag bis zu etwa 650 mm, bei einem Geländegefälle unter 2% und bei Ausführung als Quer- oder Schräg- dränung dienen. Die Saugerabstände werden auf Grünland um die rechtsseitig angeschriebenen Werte vergrößert. Ferner Vergrößerung bei starkem Gelände- gefälle, namentlich an Südhängen. Weitere Einzelheiten siehe [40].

ζ) Die **Sammler** haben die gleiche Entwässerungswirkung wie die Sauger. 2 gleichlaufende Sammler sind daher im Abstand der Sauger anzuordnen. Die Länge der Sammler soll 1000 m möglichst nicht überschreiten, andernfalls sind Dränschächte einzuschalten. Die Sauger werden unter Verwendung von Form- stücken von oben her in die Sammler eingeführt. Die Scheitelüberdeckung der Sammler soll nicht kleiner als 0,8 m sein. Die Ausmündungen müssen mindestens über dem mittleren Wasserstand der Wachstumszeit und 0,2 m über Grabensohle

¹ БОHN: Das Dranrohr in seiner Entwicklung und Verschiedenheit der Form und des Werkstoffes. Mitt. des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft, Nr. 49. Berlin 1939.

² КОЕННЕ: Dtsch. Wasserw. 18 (1923) S. 149.

liegen. Die nicht zu unterschreitenden Geschwindigkeiten sind dieselben wie bei den Saugern. Von Bäumen und Sträuchern sollen alle mit offenen Stoßfugen verlegten Sammler und Sauger 10 bis 20 m entfernt bleiben.

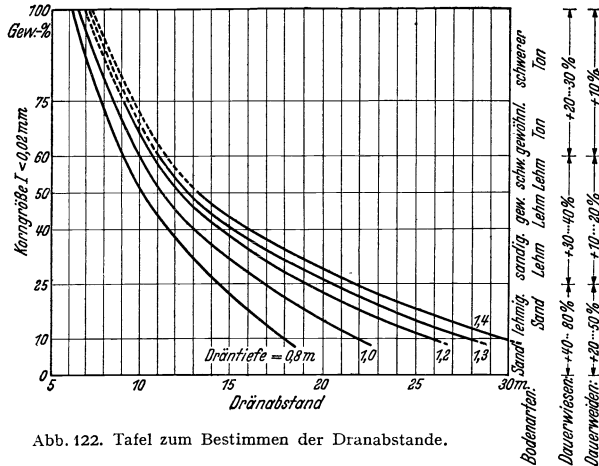


Abb. 122. Tafel zum Bestimmen der Dränabstände.

η) Die der Berechnung der Rohrweiten zugrunde zu legenden Abflußspenden q können — wo besondere Erfahrungswerte fehlen — der Tabelle 29 entnommen

Tabelle 29. Abflußspenden q .

Mittlerer Jahresniederschlag in mm	Fur schwere und mittelschwere Böden l/s · ha	Fur leichte Böden* l/s · ha
Unter 650 (Norddeutschland)	0,40	0,55
650—750	0,40—0,55	0,55—0,70
Über 750 (Gebirge)	0,55—0,70	0,70—1,00 und mehr

* Weniger als 30% mit einer Korngröße unter 0,02 mm.

werden. Sie gelten unter der Voraussetzung, daß das zu dränende Gebiet flach ist und keinen besonders starken Fremdwasserzufluß aufweist. Die abzuführende Wassermenge ist:

$$Q = F \cdot q \text{ l/s,}$$

wo die Dränfläche F in ha und die Abflußspende q in l/s · ha einzusetzen ist. Die Dränanweisung [40] rechnet für vollaufende Rohre ohne Überdruck mit der kleinen KUTTERSchen Formel:

$$v = \frac{5d}{0,6 + \sqrt{d}} \cdot \sqrt{h} \quad (79)$$

$$Q = \frac{3927 \cdot d^3}{0,6 + \sqrt{d}} \cdot \sqrt{h}, \quad (80)$$

wo h das Wasserspiegelgefälle in m auf 100 m Länge (%) ist. Die Rohrlichtweiten werden nach Zahlen- oder Rechentafeln bemessen [40, S. 66 und Anlage M]; dabei ist stets das Nichtunterschreiten der vorgeschriebenen Mindestgeschwindigkeiten nachzuprüfen.

9) Sorgfältige Bauausführung ist entscheidend für den Erfolg einer Dränung. Dem mit dem Unternehmer abzuschließenden Vertrag sind die „Technischen

Vorschriften für Kulturbauarbeiten“ (DIN 1957 und 1958) zugrunde zu legen. Für die Beschaffenheit der Dränrohre gilt DIN 1180. Die Drängräben sind bei frostfreiem Wetter und in einer Zeit mittlerer Bodenfeuchtigkeit auszuführen (im Herbst nach der Ernte). Je nach Bodenart, Rohrweite und Dräntiefe beträgt die Oberbreite 0,3 bis 0,6 m; die Unterbreite soll nur etwas größer als der Außendurchmesser des Rohres sein (Abb. 123)¹.

ℓ) Die **Dränung der Marschböden** bedingt verschiedene in den besonderen Verhältnissen der Marschen begründete Abweichungen: geringes, mit knapper Vorflut verbundenes Geländegefälle, von Ebbe und Flut abhängige Sielentwässerung, seit alters übliches engmaschiges Grabennetz mit zahlreichen Beetgräben. Die Sauger legt man quer zu den Geländebeeten und läßt sie unmittelbar in die Beetgräben einmünden. Das Oberflächenwasser ist durch besondere Entwässerungsfurchen (Gruppen) nach den Beetgräben abzuleiten. Infolgedessen können die Dränabstände größer als nach Abb. 122 gewählt werden. Die Dräntiefen können bis auf 0,7 m, das Drängefälle bis auf 0,15 % verringert werden. Zur Verringerung der Verschlammungsgefahr sind die Stoffjugen mit Filterstoffen zu umpacken. Gleichsinnig empfehlen sich auch Glasdräne.

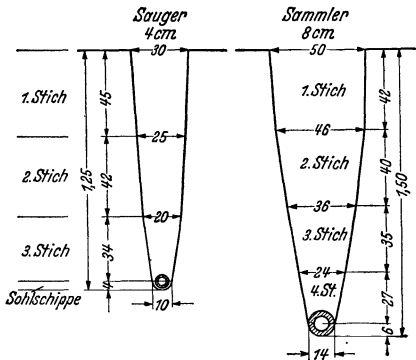


Abb. 123. Querschnitte von Drängräben in Sandboden.

⌘) Die **Maulwurfdränung**, die neuerdings auch bei uns Eingang gefunden hat, wird in der Weise ausgeführt, daß mit dem Maulwurfplug im Boden Hohlgänge als Sauger gezogen werden, die in offene Gräben oder in Sammler gewöhnlicher Bauart ausmünden. Die Maulwurfdränung setzt gleichmäßigen Boden und daher sehr sorgfältige Bodenuntersuchungen

voraus. **Vorteil:** Wegfall von Erdarbeiten. **Nachteil:** Entbehrt der auflockernden Wirkung der Drängräben und bewirkt Zusammenpressen des Bodens in unmittelbarer Nähe der Gänge².

λ) Die **Dränung der Moorböden** bedingt einige Abweichungen vom bisherigen. Ein Moor pflegt mit dem Wasserentzug zusammenzusacken, wodurch die Dränstränge leicht zerstört werden können: sie „versacken“ oder „treiben auf“. Für die Berechnung der Sackmasse fehlen noch Regeln. Zur Verhinderung zu starken Wasserentzuges werden in den Gräben Stauschleusen angelegt, durch die der Grundwasserstand geregelt wird. Für die Berechnung der Rohrweiten genügt i. a. eine Abflußspende von 0,4 l/s · ha. Als Dränarten kommen vor: Rohr-, Holzkasten-, Stangen- und Faschinendräne. Die vorwiegend verwendeten Rohrdräne werden in Heidebettung, Fasertorf, Stroh, Schilf oder auf Holzunterlagen verlegt (Abb. 119). Über Gefälle, Tiefe und Abstand der Dräne vgl. [40, S. 47].

μ) Auf die viel angefochtene **Wümschelrutendränung**, bei der man die Richtung flachliegender, den Boden vernässender unterirdischer Wasseradern mit der Wümschelrute feststellt, diese Adern durch einige wenige Dränstränge abfängt (Wasseradern-Querdränung, Kurzdränung) und so bei bedeutend geringerem Kostenaufwand die gleiche Wirkung erzielen will, wie mit der planmäßigen Dränung, kann hier nicht eingegangen werden³.

¹ NEUMANN: Die Lebensdauer von Dränagen nach Untersuchungen in der Provinz Brandenburg. Borna-Leipzig 1934. — LICZEWSKI: Landwirtsch. Wasserbau 2 (1941) S. 51.

² KUHLEWIND: Die neuzeitliche Entwicklung des Maulwurfpluges und seine Einwirkung auf den Dränbau. Berlin 1932.

³ CLAUS, H.: Schriften des Verbandes zur Klärung der Wümschelrutendränungfrage H. 11, S. 34. Stuttgart 1928. — Kulturtechniker 32 (1929), 33 (1930), 34 (1931) usw.

C. Die Bewässerung¹.

Die *Aufgabe* der Bodenbewässerung kann eine mehrfache sein:

1. Sie kann als *anfeuchtende* Bewässerung während der Wachstumszeit den Wassermangel beheben, wenn die Niederschläge nicht ausreichen, um den Wasserbedarf einer hohen Ernte zu decken (Tabelle 28, S. 1221).

2. Sie kann als *düngende* Bewässerung nährstoffreiche Hochwässer oder städtische Abwässer auf die zu bewässernde Fläche leiten (z. B. nach der Ernte).

3. Sie kann als *erwärmende* Bewässerung im Frühjahr am Platze sein und Nachtfroste von den Pflanzen fernhalten.

4. Sie kann die *Erneuerung der Bodenluft* zum Ziele haben.

5. Sie kann *bodenreinigend* wirken, indem sie pflanzenschädliche Stoffe (Humus-säure, Kochsalz usw.) oder Tiere (Mäuse, Raupen usw.) vernichtet.

Ein Boden bedarf dann der Wassergänzung, wenn 50 bis 70 % seiner wasserhaltenden Kraft unterschritten sind.

1. Die Staubewässerung

wird als oberirdischer Einstau (Grabeneinstau, Furchenbewässerung) und Überstauung in sehr flachem Gelände und zur Zeit der Wachstumsruhe angewandt.

Beim *oberirdischen Einstau* werden in die Entwässerungsgräben einfache verstellbare Stauwerke eingebaut (Stechschütze) und die einzelnen Gräben und Furchen mit Wasser beschickt. Bei der *Überstauung* wird die Bewässerungsfläche durch 2- bis 3fach geböschte Dämme *d* von 0,6 bis 1,0 m Kronenbreite und 0,4 bis 0,5 m Kronenhöhe über dem Stauspiegel in bis 10 ha große Abteilungen I, II, III eingeteilt (Abb. 124),

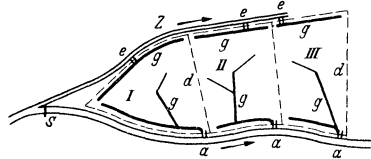


Abb. 124. Überstauungsanlage.
(Nach SCHROEDER.)

die durch den Zuleiter *Z* aus dem Oberwasser der Stauschleuse *S* mit Wasser beschickt werden. An den höchsten Geländestellen der Abteilungen liegen die Einlaßschleusen *e*, an den tiefsten die Auslaßschleusen *a*. Verteilungs- und Entwässerungsgräben *g* sorgen für Überstauung (0,15 bis 0,30 m hoch) und anschließende Entwässerung.

Der Nachteil der Überstauung, daß das stillstehende Wasser sehr schnell seinen Sauerstoff verliert, wird bei der *Rieselüberstauung* vermieden, bei der das Wasser zum ständigen Fließen gezwungen ist. So ist in Abb. 124 dafür zu sorgen, daß der Zufluß bei *e* ebenso groß wird wie der Abfluß bei *a* und die in der Abteilung eintretenden Wasserverluste.

2. Die Berieselung

eignet sich bei Geländeneigungen über 2 %; am günstigsten ist ein Gefälle von 2,5 bis 4 %. Hierbei wird — auch während der Wachstumszeit — von der höchsten Geländelinie aus eine gleichmäßig dünne Wasserschicht zum Abrieseln gebracht. Für die Abmessungen eines Rieselhanges sowie die Rieseldauer hat A. FRIEDRICH Formeln aufgestellt².

a) Die **wilde Rieselung** als einfachste Form besteht darin, daß man aus den Zuleitern Rieselrinnen abzweigt, die den höchsten Geländelinien fast waagrecht folgen. Durch Einbau von Stechschützen oder Steinen wird das Wasser gezwungen, die Rieselrinnen zu überschlagen und in breiter Fläche abzurieseln.

¹ CARL: Die Bewässerung als Mittel der Erntesicherung und -steigerung in der Landwirtschaft. Dtsch. Wasserw. 35 (1940), Beil. Landwirtschaftlicher Wasserbau H. 3 und 4. — BORKENSTEIN: Bewässerung und Wasserkraft und ihre Wechselbeziehungen im Westen der Vereinigten Staaten von Nordamerika. Mitt. des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft Nr. 47. Berlin 1938. — Vgl. auch IIB16 b 1, 2 und 3 S. 1210.

² FRIEDRICH, A.: Kulturtechnischer Wasserbau, 4. Aufl., Berlin 1923, Bd. I, S. 461.

b) Beim **natürlichen Hangbau** (Abb. 125) wird das Wasser wie bei der wilden Rieselung am oberen Rande im Zuleiter *Z* zugeleitet. Die Verteilgräben *v* (alle 50 bis 60 m), Rieselrinne *r* (alle 5 bis 25 m) und Ableiter *e* sind jedoch gleichmäßig angelegt. Der Regelwasserspiegel der Bewässerungsgräben muß über dem Gelände liegen. Der Aushub für das Gerinne und der Auftrag für die Dämme soll sich ausgleichen (Abb. 126). Wo sich 2 Hänge dachförmig zu einem Geländeerücken vereinigen, findet der Rückenbau Anwendung.

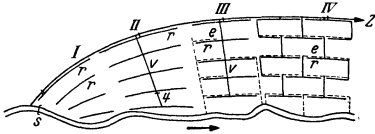


Abb. 125. Natürlicher Hangbau: I mit unbeschränkter Wiederbenutzung des Wassers; II mit beliebiger Wiederbenutzung; III mit Entwässerung; IV mit wechselweise wiederholter Benutzung des Wassers. (Nach SCHROEDER.)

c) Der **künstliche Hangbau** wird angewandt, wenn das zu bewässernde Gelände für einen natürlichen Hang- oder Rückenbau zu gefällearm ist. Da bei ihm die Geländeoberfläche durch Erdarbeiten zum Teil völlig umgestaltet werden muß, ist dieses Verfahren in Anlage- und Unterhaltungskosten teuer und kommt für Neuanlagen nicht mehr in Frage.

Rückenbau zu gefällearm ist. Da bei ihm die Geländeoberfläche durch Erdarbeiten zum Teil völlig umgestaltet werden muß, ist dieses Verfahren in Anlage- und Unterhaltungskosten teuer und kommt für Neuanlagen nicht mehr in Frage.

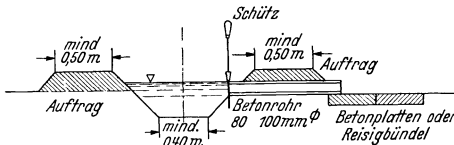


Abb. 126. Bewässerungsgraben.

3. Die Untergrundbewässerung

wurde bisher selten verwendet, weil der in den Bewässerungssträngen angewandte

Überdruck nur schwer an allen Stellen auf der erforderlichen Höhe gehalten werden konnte und weil in der Umgebung der Stränge Verschlämmungen der Bodenschichten auftraten. Aussichtsreicher ist es, das Wasser — auch Abwasser von Grundstückskläranlagen — ohne Druck zu verteilen, wie dies bei dem von JANERT entwickelten Untergrundbewässerungsverfahren geschieht (DRP 680382). Zur Vermeidung von Wasserverlusten und hohen Kosten werden die fugenlosen, wasserdurchlässigen Stränge aus Beton durch einen *Rohrpfflug* (ATG, Leipzig) hergestellt, der ähnlich arbeitet wie der Maulwurfdränpfflug. Nötig ist standfester Boden; Moor und plastischer Lehm scheiden aus.

4. Die künstliche Beregnung¹

ist in den letzten Jahren weitgehend vervollkommen worden. Sie gestattet die beste Ausnutzung des Wassers, weil es zu jeder Zeit und in jeder beliebigen Menge den Nutzpflanzen verabreicht werden kann. Vor anderen Bewässerungsarten besitzt die künstliche Beregnung folgende *Vorteile*: unabhängig von der Geländegestaltung; Bewässerung ist zu jeder beliebigen Wachstumszeit möglich; geringer Wasserbedarf, da es Wasserverluste infolge Oberflächenabfluß oder Versickerung nicht gibt; keine Anlage- und Unterhaltungskosten für Vorflutgräben; fast jedes Wasser verwendbar, da es sich während des Wurfes mit Sauerstoff anreichert und die Lufttemperatur annimmt; düngende Bewässerung und Vermehrung des Zwischenfruchtbaues möglich.

Eine Beregnungsanlage besteht aus: Kraftmaschine, Pumpe, Druckrohrleitung und Regnern. Die *Kraftmaschine* kann ortsfest oder beweglich sein. Für ortsfeste Anlagen kommt der Elektromotor, die Diesel- und Fahrdampfmaschine in Frage. Bei beweglichen Anlagen (kürzere Lebensdauer!) findet die Glühkopf- und Leichtölmachine Anwendung (z. B. der Firma G. Hüdig, Berlin). Als *Pumpen* eignen sich am besten mehrstufige Hochdruckschleuderpumpen. Die von der Pumpstelle zum Bewässerungsgebiet notwendigen *Druckrohrleitungen* können oberirdisch

¹ LANNINGER: Beregnungstechnik. Frankfurt a. M. 1937. — FRECKMANN und BOHN: Die Feldberegnung als Einzelanlage oder genossenschaftlich zusammengeschlossen? Mitt. des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft Nr. 50. Berlin 1939. — KÄRCHER: Dtsch. Wasserw. 35 (1940) S. 174.

(beweglich), unterirdisch (ortsfest) oder zum Teil ober-, zum Teil unterirdisch (halbbeweglich) sein. Die völlig ortsfeste Anlage hat den Nachteil höherer Anschaffungskosten, aber den Vorteil einfacherer und schnellerer Bedienung (gußeiserner Muffendruckrohre, nahtlose Stahlmuffenrohre, Asbestzementrohre und Stahlbetondruckrohre). Für bewegliche Leitungen eignen sich 5 bis 8 m (meist 6 m) lange Stahlblech- oder Aluminiumrohre mit Schnellkuppelungen. Die Rohrlichtweite ist in mm:

$$d = 40 \sqrt{\frac{q}{v}}, \quad (81)$$

wo q in l/s und v in m/s; $v < 2,5$ m/s. Bei den *Regnern* unterscheidet man je nach der Wurfweite des Wasserstrahles Kurz-, Mittel- und Weitstrahl Düsen. Nach ihrer Anordnung unterscheidet man Düsenflügelregner (Kreis-, Quadrat- oder Sechseckdüse) und Weitstrahlregner mit Wurfweiten bis 120 m.

D. Die Gewinnung von neuem Kulturland.

1. Die Moorerschließung¹.

Moore entstehen unter Mitwirkung von Pflanzen dort, wo die Zersetzung der absterbenden Pflanzenreste viel langsamer vor sich geht als ihre Bildung, also vornehmlich in Gegenden mit kühlem Klima und in stehenden oder träge fließenden Gewässern und an versumpften Örtlichkeiten. Unter dem teilweisen Abschluß der Luft verfallen die Pflanzen einem in seinem chemischen Verlauf noch wenig erforschten Vorgang, der Vertorfung, durch die Torf gebildet wird, aus dem sich die Schichten der Moore aufbauen. Man unterscheidet: *Hochmoore* auf armen Böden und in nährstoffarmem Wasser, aus anspruchslosen Pflanzen: Torfmoosen, Wollgras, Heidekraut, Sauergräsern. Ihr Name hat nichts mit ihrer Lage zu tun, sondern kommt daher, daß sie nach der Mitte hin, wo die günstigsten Wachstumsbedingungen und der kräftigste Pflanzenwuchs sind, hochwachsen, aufsteigen, so daß ihre Oberflächenform uhrglasähnlich ist. *Flach- oder Niederungsmoore* (Grünlandmoore) entstehen auf besserem Boden und in nährstoffreicherem Wasser. Sie liegen oft in dauernd oder zeitweise überschwemmten Flußniederungen, wachsen nicht höher als die Überschwemmungen reichen und haben flache Oberflächen. Ihre Pflanzen sind anspruchsvoller, wachsen langsamer und vermodern schneller. Zu den Hoch- und Flachmooren gibt es *Übergangsmoore* dort, wo die Wasser- und Nährstoffverhältnisse in Mooren andere geworden sind.

Die Erschließung der Moore setzt ihre sorgfältige und vorsichtige *Entwässerung* durch offene Gräben oder Dränung voraus, damit die entwässerten Schichten gleichmäßig zusammensinken. Beim 10 m tiefen Kehdinger Moor setzte sich die Oberfläche vom Beginn der Entwässerung 1893 bis 1900 um 2,5 m und bis 1907 um weitere 0,50 m. Hochmoor sinkt stärker zusammen als das wasserärmere Flachmoor. Bei tieferen, unzersetzten Mooren kann die Sackung bis zu 25% der ursprünglichen Dicke und mehr erreichen. Sie wird durch Befahren des Bodens mit schweren Moorwalzen gefördert. Nach dem Entwässern kommt Luft in die Bodenschichten der Moore und läßt die festen Bestandteile in ihnen verderben. Die Entwässerung darf aber nicht zu weit gehen, denn die Hauptmasse des Torfes ist den quellstofflichen Körpern zuzurechnen, die das Wasser zu einem großen Teil mit großer Kraft festhalten. So sind die Pflanzenwurzeln selbst bei hohem Gehalt des Moorbodens an Wasser nicht imstande, ihm Wasser zu entziehen. Nutzpflanzen beginnen schon zu welken, wenn der Gehalt des Moorbodens an Wasser auf etwa 60% sinkt. Zu weitgehende Grundwasserabsenkung ist daher zu vermeiden. Unter bestellten und entwässerten Moorböden soll das Grundwasser höher stehen als unter Mineralböden:

unter Wiesen bei 0,50 m, unter Weiden bei 0,70 m, unter Äckern bei 1,00 m.

Die *Gräben und Dränungen* müssen die besonderen Verhältnisse des Moorbodens berücksichtigen: seine hohe wasserhaltende Kraft, seine große Empfindlichkeit gegen zu starke Entwässerung, seine lose Beschaffenheit und im Zusammenhang damit stehenden Sackungen sowie sein meistens nur geringes Ober-

¹ Umschau in der Grundwasserkunde, Moorkultur und Torfverwertung. Jahrgang 1939 und 1940. Archiv für Wasserwirtschaft 1940 H. 55 und 1941 H. 62.

flächengefälle. Die Gräben sind in den losen Niederungsmooren mit ihren gut zersetzten Böden mit flachen Böschungen (1:1,5 bis 1:2), in den fester gefügten Hochmooren mit ihrem fast unzersetzten faserigen Moostorf mit nahezu senkrechten Böschungen (1:0,1 bis 1:0,2) auszuführen. Sie müssen aber sorgfältig beobachtet werden, weil sie in dem sich bewegenden Moorboden — besonders zu Beginn der Entwässerung — leicht „auftreiben“ oder „einbrechen“. Auf die bei der Dränung zu beachtenden Maßnahmen wurde bei III B 2 c λ , S. 1228 hingewiesen (Abb. 119). Die Einzelheiten beim Einbauen von Entwässerungen in den unsicheren Moorböden sind in den einzelnen Landesteilen verschieden; sie hängen von den ortsüblichen Baustoffen und Arbeitsweisen ab, mit denen die ausführenden Leute vertraut sind.

Nach Durchführung der Entwässerung wird der wilde Pflanzenbestand mit Wiesenhobel, Scheibenegge oder durch Abbrennen (März) beseitigt, dann die oberste 25 bis 30 cm tiefe Schicht mit Pflug oder Fräse umgebrochen, sorgfältig eingeebnet, mit schwerer Moorzwalze verdichtet und gedüngt.

Auf *Niederungsmoorböden* kommt bei der Ackerwirtschaft das Schwarz-, Deck- und Mischverfahren und bei der hier besonders geeigneten Grünlandwirtschaft das gewöhnliche Grünland- und das Deckverfahren zur Anwendung. Bei der *Hochmoorerschließung* unterscheidet man das lediglich der Ackerwirtschaft dienende, unwirtschaftliche und daher seltene Brennverfahren, die Verfehmung und das für Grünland besonders geeignete und verbreitete deutsche Hochmoorverfahren.

2. Die Urbarmachung der Heide.

Auf dem früher einmal mit Wald bestandenen Heideboden kommen infolge seiner Nährstoffarmut nur das Heidekraut, die Heidel- und Preiselbeere und wilde Gräser fort. Unter der obersten 6 bis 12 cm dicken Rohhumusschicht steht Lehm (Lehmheide) oder Bleichsand (Sandheide) an. Unter der 10 bis 50 cm dicken Bleicherdeschicht tritt beim Einsinken der Humussäuren eine Ausfällung der Humusquellestoffe ein, was zur Bildung des dunkelbraun bis schwarz gefärbten Ortsteines führt, der aus Sandkörnern besteht, die durch Humusstoffe und Eisen miteinander verkitet sind. Dadurch wird die Wasser- und Luftbewegung im Boden stark beeinträchtigt, so daß der Heideboden einmal zu naß, dann wieder zu trocken wird.

Auch hier ist die 1. Verbesserungsmaßnahme die *Entwässerung* des Bodens. Wie bei der Moorentwässerung muß durch Einbau von Stauschleusen in die Gräben eine zu tiefe Absenkung des Grundwassers sorgsam vermieden werden. Für die Grabenböschungen genügt 1:1. Röhrendränung von $I < 0,2\%$ ist vorteilhafter als Beetgräben. Nach vollzogener Entwässerung werden die Heidepflanzen — nicht aber die Humusschicht! — abgebrannt und das Gelände sorgfältig eingeebnet und sachgemäß gedüngt.

3. Die Landgewinnung¹.

Bei der Verwandlung bisher vom Wasser bedeckter Flächen in Nutzland unterscheidet man 3 Gruppen:

1. Die *Aufspülung* von Altwassern und Seen mit Baggergut (vgl. auch III B 2 b α , S. 1223), das jedoch erst nach vielen Jahren die nötige Bodengare gewinnt.

2. *Seesenkungen* mit oder ohne Schöpfwerke. Sie bedürfen, wenn Enttäuschungen vermieden werden sollen, sorgfältiger Voruntersuchungen und großer Vorsicht. Besonders schwierig sind sie — wie die Abschließung und Trockenlegung der Zuidersee² — in unmittelbarer Nähe der Meeresküste (Einpolderungen). Beispiele neuerer Zeit sind die Neulandgewinnungen in der Leybucht und in der Osteniederung.

3. Die Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste (schleswig-holsteinische Westküste und ostfriesische Küste) durch *Aufschlickung*, wo durch die Sturmfluten namentlich des 13. und 17. Jahrhunderts rd. 100000 ha fruchtbarsten Bodens der Gewalt des Meeres zum Opfer fielen und in seichtes Wattenmeer verwandelt wurden³.

¹ Siehe Abschnitt „Seeverkehrswasserbau“ S. 1083. — SCHULTZE: Deutsche Siedlung. Stuttgart 1937. S. 54 und 67. — BOTHMANN: Dtsch. Wasserw. 36 (1941) Beil. Landwirtschaftl. Wasserbau 2 (1941) S. 317, 378, 431. — Vgl. auch die Zeitschrift „Westküste“, Archiv für Forschung, Technik und Verwaltung in Marsch und Wattenmeer.

² HAEFS: Die Besiedlung der Zuidersee. Berlin 1940.

³ HEISER: Bautechn. 11 (1933) S. 179 u. 371. — AGATZ: Bauing. 18 (1937) S. 203. — VOLQUARDSEN: Dtsch. Wasserw. 35 (1940) Beil. Landwirtschaftl. Wasserbau S. 86, 102, 122, 134

Bei der *Landgewinnung durch Aufschlickung* werden die gestaltenden Kräfte der Natur ausgenützt, indem die zwischen dem Festland und den ihm vorgelagerten Inseln und Halligen liegenden Wattflächen durch allmähliches Aufhöhen den Fluten entzogen und nach Eindeichung in Polder oder Köge landwirtschaftlich nutzbar gemacht werden. Von größter Bedeutung ist hierbei der Schlickgehalt des Nordseewassers, das bei jeder Flut, also zweimal täglich, die zwischen Niedrig- und Hochwasser liegenden Watten überströmt, wobei der Schlick durch besondere Maßnahmen zum Absetzen gezwungen wird. Das Meerwasser strömt an den tieferen Stellen des Wattbodens, den Prielen, ein, die bei Ebbe wieder seinen Abzug erleichtern. Wind, Luft und Sonne befestigen nach jeder Ebbe die neue Schlickschicht, so daß sie der nachfolgenden Flut i. a. standhält. Je gleichmäßiger und ruhiger das schlickhaltige Wasser auf die aufzulandenden Flächen geleitet wird, je weniger also Strömungen, Wirbel und Wellen die Schlickablagerung stören, je rascher das Ablaufwasser wieder abgeführt wird und je besser der abgesetzte Schlick bis zur nächsten Flut gefestigt ist, desto schneller geht die Auflandung vor sich.

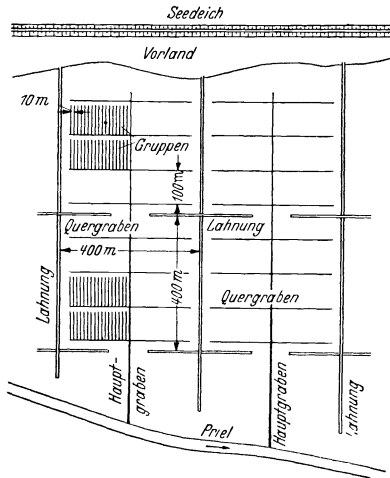


Abb. 127. Anordnung der Lahnungen und Gräben. (Nach HEISER.)

Zu diesem Zweck geht man in der Weise planmäßig vor, daß man (Abb. 127) zur

Verhinderung von Küstenströmungen und größerem Wellenschlag vom Festland aus in Abständen von 400 m senkrecht zur Küste bühnenartige Bauwerke, sog. *Lahnungen* (Hauptseiten), möglichst weit in das Watt hinausbaut, deren Dammkronen 0,3 bis 0,4 m über GHW liegen. Im Abstand von ebenfalls 400 m werden weitere Lahnungen gleichlaufend zum Vorland errichtet, die zum ungehinderten Ein- und Austritt des Flutwassers mit 1 bis 2 Lücken versehen werden. Je nach dem Verlauf der Priele muß ihnen das Lahnungsnetz angepaßt werden.

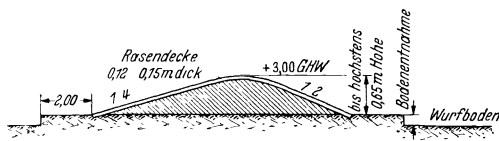


Abb. 128. Erdlahnung. (Nach HEISER.)

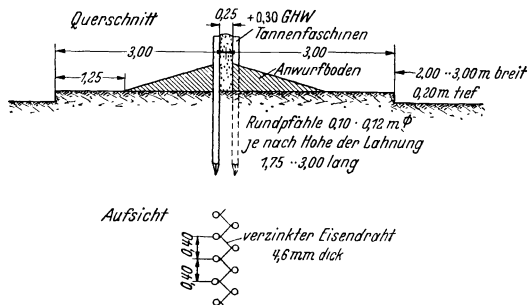


Abb. 129. Buschlahnung oder Schlickfänger. (Nach HEISER.)

In Ufernähe werden die Lahnungen als leichte Bauwerke aus Schlickboden errichtet, der beiderseits der Dammachse aus 2 bis 3 m breiten und 1 Spatenstich tiefen Gräben ausgehoben wird (Abb. 128). Auf tieferem Wattboden sind solche Erddämme nicht widerstandsfähig genug, weshalb man Buschdämme verwendet (Abb. 129), deren Rundholzpfähle in 0,4 m Abstand gegen-

einander versetzt und mit verzinktem Stahldraht verbunden sind. Als Fußsicherung schüttet man beiderseits Strickboden an. Schwere Buschhlungen erhalten einen Pfahlabstand von 0,6 bis 0,8 m; ihre Strauchbündelpackung wird mit schweren Steinen gegen Hochtreiben belastet.

In den einzelnen Lahnungsfeldern legt man zum schnellen und geordneten Abzug des Wassers ein *Grabennetz* an, das aus den senkrecht zur Küste verlaufenden

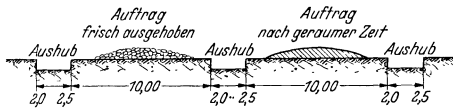


Abb. 130. Gruppensfeld. (Nach HEISER.)

Hauptgräben, den im Abstand von 100 m liegenden Quergräben und den im Abstand von 10 m gleichlaufend mit den Hauptgräben liegenden Gruppen besteht (Abbildung 130). Die Gruppen sind in 1 bis 3 Jahren verschlickt und müssen wieder ausgehoben werden. Nach 4- bis 5maliger Wiederholung dieses „Gruppens“ ist der Wattboden bis etwa zur Höhe des GHW aufgelandend, bis schließlich — in günstigen Fällen — nach 30 bis 40 Jahren die Wattfläche deichreif geworden ist (0,4 bis 0,5 m über GHW), so daß sich deren Eindeichung lohnt.

Wenn sich der Wattboden bis etwa 0,5 m unter GHW erhöht hat, siedelt sich als erste Salzpflanze der Queller an, dessen Wurzeln den Boden befestigen und dessen Blätter das Wasser beruhigen und das Absetzen des Schlickes beschleunigen. Sobald die Auflandung die Höhe des GHW erreicht hat, weicht der Queller der Annel, die ein vorzügliches Weidengras darstellt, so daß jetzt Schafe und Gänse auf dem neuen Vorland weiden können. Mit höherem Ansteigen des Wattbodens nehmen die Überflutungen ab und auch sein Salzgehalt wird infolge der auslaugenden Wirkung des Regens allmählich geringer.

Schriftenverzeichnis.

- [1] BRINKHAUS: Das Rohrnetz städtischer Wasserwerke. München 1930. — [2] BRIX-HEYD-GERLACH: Die Wasserversorgung, 2. Aufl. München u. Berlin 1942. — [3] BUNDSCHU: Druckrohrleitungen, 2. Aufl. Berlin 1929. — [4] STRECK: Aufgaben aus dem Wasserbau, 2. Aufl. Berlin 1929. — [5] GÄRTNER: Hygiene des Wassers. Braunschweig 1915. — [6] GROSS: Handbuch der Wasserversorgung. München u. Berlin 1928. — [7] KEILHACK: Lehrbuch der Grundwasser- u. Quellenkunde, 3. Aufl. Berlin 1935. — [8] KLUT, H.: Untersuchung des Wassers an Ort und Stelle, 7. Aufl. Berlin 1938. — [9] KOEHN: Grundwasserkunde. Stuttgart 1928. — [10] LEHR, G. I.: Das Trink- und Gebrauchswasser. Leipzig 1936. — [11] MARQUARDT: Rohrleitungen und geschlossene Kanäle. Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. 9. Berlin 1934. — [12] MARQUARDT: Beton- und Eisenbetonleitungen — ihre Belastung und Prüfung. Berlin 1934. — [13] OHLMÜLLER-SPITTA: Untersuchung und Beurteilung des Wassers und Abwassers, 5. Aufl. Berlin 1931. — [14] PRINZ, E.: Hydrologie, Bd. 1. Berlin 1923. Bd. 2. Berlin 1934. — [15] SCHAFFERNAK, F.: Hydrographie. Wien 1935. — [16] SCHKOLITSCH: Der Wasserbau, Bd. 1 u. 2. Wien 1930. — [17] SMREKER, O.: Wasserversorgung. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Leipzig 1914. — [18] SMREKER, O.: Das Grundwasser, seine Erscheinungsformen, Bewegungsgesetze und Mengenbestimmung. Leipzig 1914. — [19] SPITTA-REICHEL: Wasserversorgung. Handbuch der Hygiene 2. Aufl., Bd. 2, 2. Abt., 1. Hälfte. Leipzig 1924. — [20] STNY: Quellen. Wien 1933. — [21] THEM, G.: Hydrologische Methoden. Leipzig 1906. — [22] WEYRAUCH, R.: Die Wasserversorgung der Städte, Bd. 1. Leipzig 1914. Bd. 2. Leipzig 1916. — [23] DIN-Taschenbuch 16: Grundstücksentwässerung und Wasserversorgung 1931. — [24] Einheitsverfahren der physikalischen und chemischen Wasseruntersuchung, herausgeg. von der Fachgruppe für Wasserchemie des Vereins deutscher Chemiker e. V. Berlin 1936. — [25] Richtlinien für die Sicherstellung der Feuerlöschwasserversorgung usw. vom 16. 12. 1936. Ministerialblatt des Reichs- u. Preußischen Ministeriums des Innern 1936 Nr. 54 S. 1673—1678 sowie Richtlinien für die Sicherstellung der Wasserversorgung usw., Heft 1—3. Viechtach: A. Lackerbauer. — [26] BACH: Die Abwasserreinigung, 2. Aufl. 1934. — [27] BRIX-IMHOFF-WELDELT: Die Stadtentwässerung in Deutschland, Bd. 1 u. 2. Jena 1934. — [28] GEISSLER, W.: Kanalisation und Abwasserreinigung. Berlin 1933. — [29] GENZMER, E.: Die Entwässerung der Städte. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 5. Aufl. Leipzig 1924. — [30] GENZMER, E.: Wie entwirft man Ortsentwässerungspläne? Teil I—III, 1930/31. — [31] HAHN-LANGBEIN: 50 Jahre Berliner Stadtentwässerung 1878—1928. — [32] HEYD, TH.: Die Wirtschaftlichkeit bei den Stadtentwässerungsverfahren. Mannheim 1908. — [33] IMHOFF: Taschenbuch der Stadtentwässerung, 9. Aufl. München u. Berlin 1941. — [34] KEHR: Die Berechnung von Regenwasserabflüssen. München u. Berlin 1933. — [35] KOHLSCHÜTTER: Die Verwertung der Abwasser in der Landwirtschaft und in Siedlungen. München u. Berlin 1937. — [36] SCHRÖDER, G.: Landwirtschaftlicher Wasserbau. Berlin 1937. — [37] FAUSER, O.: Kulturtechnische Bodenverbesserungen. Slg. Göschen. — [38] SPOTTE, J.: Landwirtschaftliche Bodenverbesserungen. Leipzig 1911. — [39] VOGLER: Grundrissen der Kulturtechnik. Berlin 1899 u. 1903. — [40] Anweisung für die Planung, Ausführung und Unterhaltung von Dränanlagen, herausgeg. vom Reichsministerium für Ernährung und Landwirtschaft, 6. Aufl. Berlin 1941. — [41] HOLLUTA: Die Chemie und chemische Technologie des Wassers. Stuttgart 1937. — [42] SCHULZE-THUMM: Übersicht über das wesentlichste Schrifttum aus dem Gebiete der Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung. Mitt. Landesanst. Wass.- usw. Hyg. 15 (1939) Nr. 1/5. — Vgl. weiter die Mitteilungen bzw. das Archiv für Wasserwirtschaft des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft, Berlin.

Wasserbauliches Versuchswesen.

Von

Dr.-Ing. H. WITTMANN,
o. Professor an der
Technischen Hochschule Karlsruhe.

und

Dr.-Ing. P. BÖSS,
Professor an der
Technischen Hochschule Karlsruhe.

A. Allgemeines.

Das wasserbauliche Versuchswesen ist aus der Erkenntnis entstanden, daß es im Wasserbau nicht immer möglich ist, die oft große Zahl der Einzelvorgänge und Einflüsse theoretisch zu erfassen, sie nach Größe und Richtung in die Ansätze einer Berechnung einzuführen und ihr Zusammenwirken durch die allgemeingültigen Gesetze der Hydromechanik vorauszubestimmen. Auch die Erfahrungen an ähnlichen Bauwerken führen nicht immer zum Ziel, da jedes Bauwerk unter anderen, nur ihm eigentümlichen, von der Natur gegebenen Bedingungen steht.

Hydraulische Versuche führten bereits die Begründer der hydraulischen Wissenschaft GALILEI und TORICELLI in umfangreichem Maße durch. Die ersten wasserbaulichen Versuche an Modellen, die nach den Ähnlichkeitsgesetzen auf die Natur übertragen werden, wurden von FARGUE und REYNOLDS angestellt. 1898 richtete H. ENGELS das erste ständige Flußbaulaboratorium an der Technischen Hochschule Dresden ein, das der Lehre und Forschung diente. 1900 wurden durch RENBOCK in Karlsruhe und 1903 durch KREY in Berlin ähnliche, den wachsenden Bedürfnissen und Erkenntnissen entsprechende größere und immer vollkommene Versuchsanstalten ins Leben gerufen¹. Die Erfolge des wasserbaulichen Versuchswesens bei der Gestaltung auch der größten Wasserbauten wurden von Wissenschaft und Praxis mehr und mehr anerkannt, so daß nach dem Vorbild der erwähnten Versuchsanstalten sowohl in Deutschland wie im Auslande zahlreiche Versuchsanstalten gegründet wurden.

B. Die Versuchsanstalten und die Versuchseinrichtungen².

Die Versuchsanstalten müssen den jeweils vorherrschenden Aufgaben oder dem besonderen Tätigkeitsgebiet der Forscher angepaßt sein. Eine Normung ist nicht möglich. Wasserbauliche Versuchsanstalten, die neben der Forschung auch der Lehre (techn. Hochschulen, techn. Lehranstalten) dienen, sind mit Einrichtungen zu versehen, mit denen allgemeine Vorgänge der Wasserbewegung und grundlegende Versuche vorgeführt und erläutert werden können.

Feste Versuchsrinnen sind nur in dem für bestimmte Versuche unbedingt notwendigen Umfang einzubauen. Für alle übrigen Versuche, deren Modelle besonders viel Platz beanspruchen (gewundene Flußläufe), eignen sich große, weitgespannte Hallen ohne Zwischenwände oder sonstige feste Einbauten, bei denen das Modell die Versuchsrinne selbst bildet.

Die Hallen sollen in allen Teilen mit einer fahrbaren Bühne für Lastbewegung, zur Beobachtung und photographischen Aufnahme ausgedehnter Modelle versehen sein. Wichtige Erfordernisse sind ferner: genügende Größe, gute Beleuchtung, heizbar, nicht unterkellert (wegen vertiefter Einläufe und späterer Kanäle), dichter Boden (Nässe) und ausreichende Nebenräume (Materiallager, Werkstätten, Arbeitsräume). Offene, ungedeckte Versuchsanlagen sind nur für Versuche in großem Maßstab geeignet. Die Witterungseinflüsse beeinträchtigen jedoch die ununterbrochene Fortführung und die Genauigkeit der Messungen.

¹ Die Wasserbaulaboratorien Europas. Berlin 1926.

² WITTMANN: Das Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe. Dtsch. Wasserw. 30 (1935) S. 137.

Feste Einrichtungen. Pumpenanlagen mit Hochbehälter an der Stirnseite der Hallen zur Einleitung des Wassers an jeder beliebigen Stelle des Raumes. Zwei bis drei Längskanäle für den Rücklauf des Wassers von jeder Stelle zur Pumpenanlage unter Zwischenschaltung von Sandfängen und Tiefbehältern. Ein oder mehrere Gerinne mit beiderseitigen Spiegelglasscheiben etwa 0,50 m bis 1,00 m breit und mindestens 10 m lang für grundlegende hydraulische Versuche, den Einbau von Teilmodellen (Wehre) und zur photographischen oder kinematographischen Aufnahme der Vorgänge beim Abfluß des Wassers oder der Geschiebebewegung.

Pumpenanlagen nicht zu klein bemessen. Im allgemeinen bis 500 l/s zweckmäßig; Pumpenleistung abtufen. Besonders große Versuchsanlagen (Naturgeschieberinne Karlsruhe) haben bis 4000 l/s Durchflußmenge. Besondere Einrichtungen (lange Streichwehre) sorgen für gleichbleibenden Druck bei veränderlicher Pumpenleistung und für einen beruhigten wellenfreien Zufluß zu den eigentlichen Modellen. Ob zentrale Wasserversorgung aller Modelle oder Einzelpumpenanlage für jedes Modell hängt vielfach von der Größe des Laboratoriums und seinen Aufgaben ab.

Meßgeräte. Meßwehre an den Rinneneinläufen für Mengenummessung, Geschwindigkeitsmesser (Flügel, Pitotrohre, Wassermesser für Rohrleitungen, Sondergeräte für kleine Geschwindigkeiten), Spitzenmaßstäbe zur Messung der Wasserspiegellage (Genauigkeit $\frac{1}{10}$ mm), Pegel zur Ablesung und zur Aufzeichnung des Wasserspiegels und des Gefälles. Neben diesen allgemein notwendigen Geräten ist eine große Zahl von jeweils für einen besonderen Zweck hergestellten Geräten aller Art erforderlich (z. B. Sondergeräte der Firma Reichert, vormals Kneller, Karlsruhe).

C. Die physikalischen Grundlagen.

1. Die Umrechnung der hydraulischen Werte von der Natur auf das Modell und umgekehrt^{1 2}.

Die Übertragung der an Modellen gemessenen Größen (Wassertiefe, Wassergeschwindigkeit, Druck, Strömungsverlauf) auf die Natur und umgekehrt erfolgt durch Anwendung der **Ähnlichkeitsmechanik**. Voraussetzung ist die geometrische Ähnlichkeit der Ränder sowie der vom Wasser umströmten Einbauten. Das Modell ist daher ein verkleinertes Abbild des Naturbauwerkes, Flusses, Wehres oder dgl. Die geometrische Ähnlichkeit allein genügt jedoch nicht, die Strömung muß auch dynamisch ähnlich sein. *Dies bedeutet, daß in ähnlich gelegenen Punkten von Modell und Natur die wirkenden Kräfte im gleichen Verhältnis stehen, damit die Resultierende aller Kräfte und somit die Beschleunigung des Teilchens in beiden Fällen die gleiche Richtung hat.* Hierbei kommen nur Kräftearten in Frage, die durch physikalische Beiwerte bestimmt sind. Die Hauptkräfte dieser Art und die zugehörigen Beiwerte bei hydrodynamischen Vorgängen sind: Trägheitskräfte (Dichte ρ), irdische Schwerekräfte (Gewicht der Raumeinheit γ), Reibungskräfte (Zähigkeit η), Kapillarkräfte (Kapillarkonstante θ).

Druckkräfte (Normalkräfte) scheiden aus, da ihre Kombination mit den Trägheitskräften oder mit den Reibungskräften allein eine dynamische Bedingung für die Ähnlichkeit zweier Strömungen nicht liefert. Die Normalkräfte im Innern der Flüssigkeit sind keine physikalischen Kräfte, sondern lediglich Reaktionskräfte, sie sind die Folge und nicht die Ursache der Bewegung. Es ergibt sich hierbei lediglich die Tatsache, daß sich die Druckhöhen $h = p/\gamma$ wie die Quadrate der Geschwindigkeiten verhalten, d. h. es ist

$$H : h = V^2 : v^2.$$

¹ SPANNHAKE: Technische Strömungslehre. Umdrucke zu den Vorlesungen Techn. Hochschule Karlsruhe und SPANNHAKE: Kreisräder als Pumpen und Turbinen, Bd. 1. Berlin 1931.

² KARTENBECK: Ähnlichkeitsbedingungen bei Strömungsvorgängen und ihre Überprüfung durch Modellversuche. Bauingenieur 17 (1936) S. 55.

³ Böss: Das wasserbauliche Versuchswesen. Techn. Mitteilungen 1938 S. 323. Sonderdruck 29/38 Haus der Technik Essen.

Sieht man von den Kapillarkräften ab, welche im wasserbaulichen Versuchswesen nur eine untergeordnete Rolle spielen und nur die Grenzwerte der Modellverkleinerung bestimmen, so müssen für die dynamische Ähnlichkeit die drei Kräfte: Schwere, Trägheit und Reibung berücksichtigt werden. Es seien die Verhältnisse für die

$$\begin{array}{ll} \text{Längen } L \text{ (Natur), } l \text{ (Modell)} & \lambda = L/l \\ \text{Kräfte } K \text{ (Natur), } k \text{ (Modell)} & \kappa = K/k \\ \text{Zeiten } T \text{ (Natur), } t \text{ (Modell)} & \tau = T/t \\ \text{Geschwindigkeiten } V \text{ (Natur), } v \text{ (Modell)} & \varepsilon = V/v. \end{array}$$

Trägheitskräfte sind von der Form $K = m \cdot b = \rho \cdot V \cdot b$, worin $\rho =$ Dichte, $V =$ Volumen und $b =$ Beschleunigung ist.

Das Übertragungsverhältnis von Natur (N) auf das Modell (M) der Trägheitskräfte ergibt sich somit zu:

$$\kappa = \frac{K}{k} = \frac{\rho_N}{\rho_M} \cdot \frac{\lambda^4}{\tau^2} = \frac{\rho_N}{\rho_M} \cdot \frac{L^2 \cdot V^2}{l^2 \cdot v^2}.$$

Die irdischen *Schwerkkräfte* sind von der Form: $G = m \cdot g = V \cdot \rho \cdot g = V \cdot \gamma$. Das Übertragungsverhältnis wird somit:

$$\kappa = \frac{\gamma_N}{\gamma_M} \cdot \lambda^3.$$

Die inneren *Reibungskräfte* (Zähigkeitskräfte) ergeben sich aus dem Ansatz für die Schubspannungen: $\sigma = \eta \cdot \frac{dv}{dy}$. Mit den entsprechenden Flächen multipliziert, ergibt sich:

$$K = \eta \cdot \frac{dv}{dy} \cdot f$$

und das Übertragungsverhältnis:

$$\kappa = \frac{\eta_N}{\eta_M} \cdot \frac{\lambda^3}{\tau}.$$

Sollen alle drei Kräfteverhältnisse gleich sein, so müßte

$$\frac{\rho_N}{\rho_M} \cdot \frac{\lambda^4}{\tau^2} = \frac{\gamma_N}{\gamma_M} \cdot \lambda^3 = \frac{\eta_N}{\eta_M} \cdot \frac{\lambda^3}{\tau}$$

sein. Dividiert man durch $\frac{\rho_N}{\rho_M} \cdot \lambda^3$, so ergibt sich:

$$\frac{\lambda}{\tau^2} = 1 = \frac{\eta_N}{\eta_M} \cdot \frac{1}{\tau \cdot \lambda} \cdot \frac{\rho_M}{\rho_N}.$$

Setzt man $\eta \cdot \rho = \nu$, worin $\nu =$ kinematische Zähigkeit, so ergibt sich:

$$\frac{\lambda}{\tau^2} = 1 = \frac{\nu_N}{\nu_M} \cdot \frac{1}{\tau \cdot \lambda}.$$

Der Zeitmaßstab τ müßte demnach, wenn $\nu_M = \nu_N$ ist,

$$\tau = \sqrt{\lambda} \text{ und } \tau = \lambda^2$$

sein, was gleichzeitig nur für λ und $\tau = 1$, d. h. für die Natur selbst erfüllbar ist.

Es kann daher bei Modellversuchen beim Wirken aller drei Kräfte eine Ähnlichkeit nicht bestehen.

Reine Zähigkeitsspannungen, wie sie bei den Reibungskräften vorausgesetzt sind, liegen im allgemeinen nur bei laminarer Bewegung (Rohrströmung) vor, während in den meisten Fällen des wasserbaulichen Versuchswesens die Verluste überwiegend durch Turbulenz, also Mischbewegungen zwischen den einzelnen Wasserteilchen verursacht werden, so daß man es in der Hauptsache mit Trägheitskräften und nur in der dünnen Grenzschicht an der Wand mit Zähigkeitswirkungen zu tun hat. Es lassen sich daher die Ähnlichkeitsgesetze in zwei grundsätzliche Formen bringen:

a) Vorgänge mit überwiegenden Trägheits- und Schwerekräften
(FROUDESches Ähnlichkeitsgesetz).

Hierzu gehört in erster Linie der Abfluß mit freier Oberfläche (Wellenbildung bei eingebauten Hindernissen, Absturz über Wehre, Wechselsprung und ähnliches). Die Teilchen an der freien Oberfläche stehen unter der Bedingung gleichen Druckes, so daß eine Aufhebung des Gewichtes durch den Auftrieb wie im Innern der Flüssigkeit nicht vorhanden ist. Die Ähnlichkeit bedingt, daß Schwerekräfte und Trägheitskräfte im gleichen Kräfteverhältnis stehen. Reibungskräfte bleiben unberücksichtigt. Es ist mithin:

$$\kappa = \frac{\varrho_N}{\varrho_M} \cdot \frac{\lambda^4}{\tau^2} = \frac{\gamma_N}{\gamma_M} \cdot \lambda^3$$

oder

$$\frac{\lambda}{\tau^2} = \frac{\gamma_N \cdot \varrho_M}{\varrho_N \cdot \gamma_M}$$

Da

$$\lambda = L/l \quad \text{und} \quad \tau = T/t,$$

ergibt sich:

$$\frac{L \cdot \varrho_N}{T^2 \cdot \gamma_N} = \frac{l \cdot \varrho_M}{t^2 \cdot \gamma_M}$$

Dieser Wert, der sich auf Natur und Modell bezieht und beim Zusammenwirken der Trägheitskräfte mit den Schwerekräften beim Bestehen der dynamischen Ähnlichkeit die gleiche Größe haben muß, wird als FROUDESche Zahl bezeichnet; das Gesetz ist das FROUDESche Ähnlichkeitsgesetz. Wird, wie es beim wasserbaulichen Versuchswesen meist der Fall ist,

$$\varrho_M = \varrho_N; \quad \gamma_M = \gamma_N,$$

so ergibt sich:

$$\lambda/\tau^2 = 1 \quad \text{und} \quad \text{somit} \quad \tau = \sqrt{\lambda}; \quad \kappa = \lambda^3 \quad \text{und} \quad \varepsilon = \sqrt{\lambda}.$$

Aus diesen Beziehungen werden alle zusammengesetzten Dimensionen der folgenden Tabelle abgeleitet. Die Werte bilden die im wasserbaulichen Versuchswesen meist verwandten Übertragungswerte für die verschiedenen Maßstäbe 1 : k.

Tabelle 1. Zusammenstellung der Faktoren K, mit denen die Modellgrößen nach dem FROUDESchen Gesetz in die Natur übertragen werden müssen.
Unverzerrte Modelle.

Nr.	Faktor K beim Modellmaßstab			Benennung der zu übertragenden Größen
	1 : k	1 : 25	1 : 100	
1	k ⁰	1	1	Festwerte, Verhältnisse, relative Gefälle, Einheitsgewichte, Beschleunigungen
2	k ^{0,5}	5	10	Zeiten [s], Geschwindigkeiten [m/s]
3	k	25	100	Langen, Breiten, Höhen [m], (absolute Gefälle) Geschwindigkeitshöhen [m]
4	k ^{1,5}	125	1000	Abflußmengen in der Zeiteinheit für die Breitereinheit [m ² /s]
5	k ²	625	10000	Flächen [m ²]
6	k ^{2,5}	3125	100000	Abflußmengen in der Zeiteinheit im ganzen Flußbett [m ³ /s]
7	k ³	15625	1000000	Rauminhalte, Wassermengen [m ³], Gewichte [kg], Massen [kg · s ² / m]
8	k ^{3,5}	78125	10000000	Leistung [mkg/s], Bewegungsgrößen [kg · s]
9	k ⁴	390625	100000000	Momente [mkg], Arbeiten [mkg], Energien (potentielle und kinetische Energie) [mkg]

Beispiele für wasserbauliche Modellversuche mit überwiegenden Trägheits- und Schwerekräften: Wasserabfluß über Wehre und Talsperren. Energievernichtungsanlagen, Schleusungsvorgänge, Bestimmung des Druck- und Geschwindigkeitsverlaufes bei Eisenwasserbauten, Schwallerscheinungen, Abfluß in Sturzbetten usw.

b) Vorgänge mit überwiegenden Trägheits- und Reibungskräften
(REYNOLDSSches Ähnlichkeitsgesetz).

Diese Vorgänge treten im wasserbaulichen Versuchswesen seltener auf. Die Ähnlichkeit erfordert, daß

$$\kappa = \frac{\rho_N}{\rho_M} \cdot \frac{\lambda^4}{\tau^2} = \frac{\eta_N}{\eta_M} \cdot \frac{\lambda^2}{\tau}$$

oder

$$\frac{\lambda^2}{\tau} = \frac{\eta_N}{\rho_N} \cdot \frac{\rho_M}{\eta_M}$$

ist. Aus diesem Verhältnis ergibt sich eine neue dimensionslose Kenngröße, die REYNOLDSSche Zahl:

$$\Re = \frac{L \cdot V \cdot \rho_N}{\eta_N} = \frac{l \cdot v \cdot \rho_M}{\eta_M}$$

oder mit $\eta/\rho = \nu$:

$$\Re = \frac{L \cdot V}{\nu_N} = \frac{l \cdot v}{\nu_M}$$

Beim Bestehen der Ähnlichkeit muß \Re für Natur und Modell gleich groß sein. Wird $\nu_N = \nu_M$ angenommen, so ergibt sich der Übertragungsmaßstab:

$$\tau = \lambda^2; \quad \kappa = \lambda^2/\tau = 1; \quad \epsilon = 1/\lambda = V/v.$$

Die Geschwindigkeit im Modell muß bei gleicher dynamischer Zähigkeit den k -fachen Wert der Naturgeschwindigkeit besitzen. Sind die kinematischen Zähigkeiten der verwendeten Flüssigkeiten nicht gleich groß, so hängen alle Übertragungswerte, insbesondere die Zähigkeit, von der Temperatur der Flüssigkeit ab. Sie muß daher in solchen Fällen stets gemessen werden. Bei Verwendung von Wasser als Modellflüssigkeit lassen sich Versuche nach dem REYNOLDSSchen Gesetz in den meisten Fällen praktisch nicht durchführen.

Zu den durchführbaren Versuchen gehören: Druckverluste in glatten Rohrleitungen und Stollen, insbesondere bei kleinen REYNOLDSSchen Zahlen, bei der die Bewegung laminar erfolgt und nur reine Zähigkeitskräfte auftreten. Reibungswiderstände von Schiffen, Widerstände von unter Wasser bewegten Körpern usw.

Bei Modellversuchen, bei denen Schwere-, Trägheits- und Reibungskräfte wirksam sind, z. B. bei einem System: Einlauf mit freiem Wasserspiegel-Druckstollen-Auslauf mit freiem Wasserspiegel, müssen die Verluste der einzelnen Bauteile gesondert bestimmt werden. Da es sich im Druckstollen um Strömungen ohne freien Wasserspiegel handelt, werden die Verluste, da hier keine Schwerekräfte auftreten, nur von den Reibungs- und Trägheitskräften beeinflusst. Bei kleinen REYNOLDSSchen Zahlen, also geringer Geschwindigkeit, insbesondere bei laminarer Bewegung, treten die Verluste ausschließlich durch die Zähigkeitskräfte von der Form $\tau = \eta \cdot \delta v / \delta n$ ein. Es gilt somit das REYNOLDSSche Ähnlichkeitsgesetz.

Bei turbulenter Bewegung werden die Verluste überwiegend durch die hier auftretende Mischbewegung, d. h. den Impulsaustausch zwischen den einzelnen Stromfäden hervorgerufen, während die reinen Zähigkeitskräfte immer mehr zurücktreten. Die durch die Mischvorgänge hervorgerufenen zusätzlichen Trägheitskräfte treten zu den vorhandenen hinzu, so daß bei ausgebildeter Turbulenz die Trägheitskräfte die Zähigkeitskräfte bei weitem überwiegen. Es ergibt sich daraus, daß bei großen REYNOLDSSchen Zahlen (große Geschwindigkeit und damit ausgeprägte Turbulenz) die Verluste auch in geschlossenen Leitungen nach dem FROUDEschen Gesetz übertragen werden dürfen. Man führt derartige Versuche nach dem FROUDEschen Ähnlichkeitsgesetz durch, bestimmt jedoch den Druckverlust in dem geschlossenen Stollen getrennt in Abhängigkeit von der REYNOLDSSchen Zahl, wobei man das quadratische Widerstandsgesetz $h_v = \frac{\xi \cdot l}{d} \cdot \frac{v^3}{2g}$ zugrunde legt. Durch eine Reihe von Versuchen mit veränderlicher REYNOLDSScher Zahl erhält man die Abhängigkeit des Wertes ξ von \Re , so daß sich eine Funktion

$\xi = f(\Re)$ aufstellen läßt. Auf diese Weise erhält man durch Extrapolation auch für den in Natur vorhandenen \Re -Wert die Größe des ξ -Wertes und damit des Druckverlustes. Der zunehmende Einfluß der Trägheitskräfte kommt in der Funktion $\xi = f(\Re)$ dadurch zum Ausdruck, daß ξ bei wachsenden Werten \Re sich immer mehr einem konstanten Wert nähert, d. h. die Verluste dem quadratischen Widerstandsgesetz folgen.

Auch bei *Schleppversuchen* mit Schiffsmodellen treten Schwere- (Oberflächenwellen), Trägheits- und Reibungskräfte in Erscheinung. Der Gesamtwiderstand setzt sich zusammen aus dem Formwiderstand (Wellen- und Wirbelbildung) am eingetauchten Körper, dem Steigungswiderstand (Schwerpunktverlagerung) bei der Fahrt auf geneigter Oberfläche und dem Reibungswiderstand (Oberflächenreibung und Wirbelbildung). Form- und Steigungswiderstand müssen nach dem FROUDEschen Gesetz, der Reibungswiderstand nach dem REYNOLDSSchen Gesetz übertragen werden. Nach dem Verfahren von FROUDE wird der durch besondere Versuche ermittelte Reibungswiderstand (z. B. durch Schleppversuche eines symmetrischen Doppelmodells unter Wasser) von dem am Modell gemessenen Gesamtwiderstand abgezogen und der Rest nach dem FROUDEschen Gesetz auf die Natur umgerechnet. Zu diesem Wert wird der Reibungswiderstand des großen Schiffes wieder hinzugefügt¹.

c) Weitere Ähnlichkeitsgesetze.

Bei Vorgängen, die ausschließlich unter der Wirkung von Kapillar- und Trägheitskräften verlaufen, muß bei dynamischer Ähnlichkeit die Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{\rho_N \cdot \lambda^4}{\rho_M \cdot r^2} = \frac{\rho_N \cdot \lambda}{\rho_M},$$

d. h. es muß die WEBERSche Zahl

$$\mathfrak{W} = \frac{V^2 \cdot L}{\rho_N / \rho_M} = \frac{v^2 \cdot l}{\rho_M / \rho_N}$$

für Natur und Modell gleich groß sein. Bei Berücksichtigung der Elastizität kommt das CAUCHYSche Ähnlichkeitsgesetz zur Anwendung (Druckstöße in Rohrleitungen).

2. Die Übertragung dimensionsloser Größen von der Natur auf das Modell und umgekehrt.

*Beschaffenheit der Wandungen (Rauhigkeit)*². Bei kurzen Bauwerken, bei denen die Verluste hauptsächlich durch Misch- und Stoßverluste, Wirbel- und Walzenbildung hervorgerufen werden, spielt die Wandrauhigkeit meist eine nur geringe Rolle (Abstürze, Wehre usw.); eine genaue Übertragung ist daher nicht notwendig. Bei langen Versuchsstrecken dagegen (Fluß- und Kanalstrecken, Stollen) ist Wassertiefe, Geschwindigkeit und Gefälle von der Wandrauhigkeit wesentlich abhängig, da der sich einstellende gleichförmige Abfluß einen Gleichgewichtszustand dieser Größen darstellt.

Größere Unebenheiten, Vertiefungen und Vorsprünge lassen sich geometrisch übertragen, dagegen gibt es für die eigentliche Oberflächenrauhigkeit kein maßgebendes Gesetz. In solchen Fällen wird die Rauhigkeit des Modells so gewählt, daß Modellgefälle und Naturgefälle bei entsprechenden Geschwindigkeiten und Tiefen übereinstimmen.

Ebenso wird die Übertragung des Sohlenmaterials (Geschiebe) und der Schwebestoffe von der Natur auf das Modell meist empirisch vorgenommen, da eine geometrische Übertragung nach der Formel $D/d = \lambda$ nur bei großem Geschiebekorn in der Natur möglich ist.

¹ Über die Größe der Reibungswiderstände siehe „Hütte“ Bd. 4, 26. Aufl. Berlin 1935, S. 66.
² E. MEYER-PETER u. H. FAVRE: Der wasserbauliche Modellversuch im Dienste der Wasserkraftnutzung und der Flußkorrektur. Festschrift Techn. Hochschule Zurich 1937.

In anderen Fällen wird sehr schnell eine untere Grenze erreicht. Dabei ist zu berücksichtigen, daß ganz feinkörniges Material anderen Bewegungsgesetzen folgt und wegen der kolloidalen Zusammenhänge oft schwerer beweglich ist als grobkörniges. Das zweckmäßigste Versuchsmaterial wird am besten auf dem Versuchswege bestimmt, wobei davon ausgegangen wird, daß Sohlenveränderungen, Wanderung der Geschiebebänke, Entstehen von Anlandungen und Kolken mit dem gewählten Modellgeschiebe ähnlich vor sich gehen wie in der Natur. Hierbei ist es möglich, die Vorgänge im Modell in weit kürzerer Zeit zu erreichen, als es der Zeitmaßstab erfordert.

Als Modellgeschiebe hat sich der in Karlsruhe gefundene, in vielen Fällen verwendete Braunkohlengrus bewährt. Daneben werden Bimskies, Bernsteingrus und andere spezifisch leichte Stoffe angewendet.

Bei den Versuchen mit beweglicher Sohle (Kolkbildung, Ablagerungen) ist durch das Fehlen einer strengen Ähnlichkeit der Materialeigenschaften eine Übertragung der Absolutgrößen oft nicht möglich. Trotzdem sind derartige Versuche sehr wertvoll, da die Wirkung verschiedener Anordnungen im Modell verglichen und sinngemäß auf die Natur übertragen werden können (z. B. verschiedene Regelungsbauwerke bezüglich Gestaltung des Fahrwassers usw.).

3. Die Grenzen der Übertragbarkeit der Modellversuche auf die Natur.

a) Grenze zwischen laminarem und turbulentem Fließen.

Da beide Bewegungsarten verschiedenen Gesetzen folgen und nicht untereinander ähnlich sein können, muß in Natur und Modell die gleiche Fließart bestehen. Maßgebend ist die REYNOLDSSCHE Zahl. Turbulente Strömungen in kreisförmigen Querschnitten mit dem Durchmesser d können nur oberhalb der kritischen Zahl

$$\Re = \frac{vd}{\nu} = 2320$$

oder auf den hydraulischen Radius bezogen, bei Werten

$$\Re = \frac{vR}{\nu} > 580$$

auftreten. Im Modell darf bei turbulenter Bewegung in der Natur dieser Grenzwert nicht unterschritten werden. Es ist damit der kleinstmögliche Höhenmaßstab $1:k$ festgelegt. Kann der Längen- und Breitenmaßstab wegen zu großer Länge und Breite des Modells nicht der gleiche sein, so muß das Modell verzerrt werden, d. h. der Höhenmaßstab ist größer als der Längenmaßstab zu wählen.

b) Grenze infolge Oberflächenspannung und Kapillarwirkung.

Bei zu kleinen Modellmaßstäben (Wassertiefen unter etwa 1,5 cm, Rohrdurchmesser unter 1 cm) treten die Oberflächenspannungen und die Kapillarkwirkungen störend in Erscheinung und können die Ergebnisse fälschen. Auch aus diesem Grunde sind verzerrte Modelle oft nicht zu umgehen.

c) Grenze des Unterdruckes.

Unterdrücke können nicht beliebig vom Modell auf die Natur übertragen werden, da der Grenzwert in Natur durch das absolute Vakuum = 10,33 m Wassersäule festliegt.

Zahlreiche Modellversuche z. B. bei Über- oder Unterströmung von Eisenwasserbauten haben den Zweck, den Druckverlauf zu bestimmen, da er rechnerisch nur durch zweidimensionale Behandlung ermittelt werden kann. Treten in solchen Fällen im Modell Unterdrücke auf, die größer als 10,33/k m sind, so können sie nicht mehr auf die Natur übertragen werden. Auch bei Drücken, die nahe an diese Grenze herankommen, ist bei der Übertragung Vorsicht geboten, da infolge Dampfdruck der Flüssigkeit der Unterdruck nur einen bestimmten Grenzwert erreichen kann.

4. Verzerrte Modelle.

Verzerrte Modelle sind notwendig, besonders bei ausgedehnten Flußstrecken und bei Hafenanlagen, wo meist geringe Tiefen im Verhältnis zur Wasserfläche vorhanden sind. Für die verzerrten Modelle ergeben sich folgende Umrechnungswerte nach dem FROUDESchen Gesetz, wobei $1:k$ den Längen- und Breiten-, und $1:k_1$ den Höhenmaßstab bedeutet.

In hydromechanischer Hinsicht genügen auch verzerrte Modelle allen Ähnlichkeitsbedingungen. Jedoch ist der Einfluß der Grenzschicht und der damit ursächlich verbundenen Ablöserserscheinungen noch nicht genügend geklärt.

Tabelle 2. Zusammenstellung der Faktoren K , mit denen die Modellgrößen nach dem FROUDESchen Gesetz in die Natur übertragen werden müssen.
Verzerrte Modelle.

Nr.	Faktor K beim Modellmaßstab 1 : k für Längen und Breiten 1 : k_1 für Höhen			Benennung der zu übertragenden Größen
	1 : $k:k_1$	1:200:100	1:100:25	
1	$k_1:k$	$1/4$	$1/4$	Relative Gefälle
2	k_1^0	1	1	Beschleunigungen [m/s ²]
3	$k_1^0,5$	10	5	Fallzeiten [s]
4	$k/k_1^0,5$	20	20	Fließzeiten, Versuchsdauer [s]
5	$k_1^0,5$	10	5	Geschwindigkeiten [m/s]
6	k	200	100	Längen, Breiten [m]
7	k^2	100	25	Höhen, absolute Gefälle, Geschwindigkeitshöhen [m]
8	$k \cdot k_1^0,5$	2000	500	Abflußmengen in der Zeiteinheit für die Breiten- einheit [m ² /s]
9	$k \cdot k_1$	20000	2500	Querschnitte [m ²]
10	$k \cdot k_1^{1,5}$	200000	12500	Abflußmengen in der Zeiteinheit für das ganze Fluß- bett [m ³ /s]
11	$k^2 \cdot k_1$	4000000	250000	Rauminhalte, Wassermengen [m ³], Gewichte [kg]
12	$k^2 \cdot k_1^2$	400000000	6250000	Kinetische und potentielle Energie [mkg]

D. Die Aufgaben des wasserbaulichen Versuchswesens.

1. Wissenschaftliche Untersuchungen der Strömungsvorgänge.

Bei der Anwendung der theoretischen Hydrodynamik (Potentialströmung) auf verwickelte Strömungsvorgänge ist die Abweichung der mit Verlust behafteten Flüssigkeitsströmung von dem Verhalten der wirklichen Flüssigkeit zu beachten und durch den Versuch Größe und Richtung der Abweichungen zu bestimmen. In solchen Fällen dient der wasserbauliche Modellversuch dazu, neue Gesetzmäßigkeiten aufzustellen und die Kenntnis der Strömungsvorgänge zu erweitern¹.

Beispiele. Überprüfung des mittels der Potentialtheorie bestimmten Strömungsverlaufes bei gekrümmten Strombahnen in Flußkrümmungen, bei Wehren und Eisenwasserbauten. Strömungen unter Wehren und Spundwänden, Erscheinungen beim Fließwechsel. Schwall- und Schwingungsvorgänge.

Die einfachen und empirischen Formeln des praktischen Wasserbaues lassen sich trotz der wissenschaftlichen Bestrebungen, die Berechnung der Vorgänge im Wasser auf den Gesetzen und Methoden der Hydrodynamik aufzubauen und allgemeingültige Gleichungen aufzustellen, zur Zeit nicht ganz entbehren. Die Gültigkeit und der Anwendungsbereich dieser Formeln wird aus Versuchsergebnissen abgeleitet und überprüft oder sie werden durch Einführung von auf dem Versuchswege gefundenen Beiwerten verbessert.

Beispiele. Formeln für den Brückenstau², Formeln für die Bestimmung der Abflußbeiwerte in der DUBUATSchen Gleichung zur Berechnung der Abflußmenge über Wehre mit scharfkantiger (Meßwehr), abgerundeter und elliptischer Krone³.

¹ WITTMANN-BÖSS: Wasser- und Geschiebebewegung in gekrümmten Flußstrecken. Berlin 1938.

² TH. REHBOCK: Verfahren zur Bestimmung des Brückenstaues. Festschrift der Techn. Hochschule Karlsruhe 1921.

³ TH. REHBOCK: Wassermessung mit scharfkantigen Überfallwehren. Z. VDI 37 (1929) S. 817.

2. Eichung hydraulischer Meßgeräte.

Die Einrichtungen und Geräte für die Messung von Abflüßmengen: Meßwehre (Überfallhöhe), Meßschützen, Düsen, Wassermesser (Scheiben- oder Flügelradmesser), Venturimesser (Druckunterschied), Schwimmer, chemische Verfahren (Salzdichte, Salzwolkengeschwindigkeit), Woltmanflügel, Pitot-Darcy-Rohr oder Staurohr (Geschwindigkeitshöhe) bedürfen in den meisten Fällen einer Eichung im Werk des Herstellers oder in einer wasserbaulichen Versuchsanstalt. Verfahren: Unmittelbare Behältereichung: das über oder durch die Geräte fließende Wasser wird eine bestimmte Zeit in einen Behälter geleitet, so daß aus Zeit und Behälterinhalt (Temperatur beachten) die Abflüßmenge in der Zeiteinheit bestimmt werden kann. Mittelbare Eichung: Das Gerät wird in eine Rinne eingebaut, in der das zufließende Wasser über ein bereits geeichtes Meßwehr geleitet und hier gemessen wird. Bei großen Wassermengen ist oft Unterteilung des Gesamtwassers nötig, wobei die einzelnen Teilmengen für sich gemessen werden. Auch Geräte (Geschiebefänger) und Verfahren zur Bestimmung des Geschiebe- und Sandtriebes in Flüssen bedürfen einer vorherigen Eichung (Naturgeschieberinne Karlsruhe).

3. Untersuchungen an Modellen von Wasserbauwerken und Flüssen beim Überwiegen der Trägheits- und Schwerekräfte.

Bauwerke und kurze Flußstrecken: Die Beschaffenheit der Wandungen (Rauhigkeit) hat keinen nennenswerten Einfluß auf die Vorgänge. Es ist ein

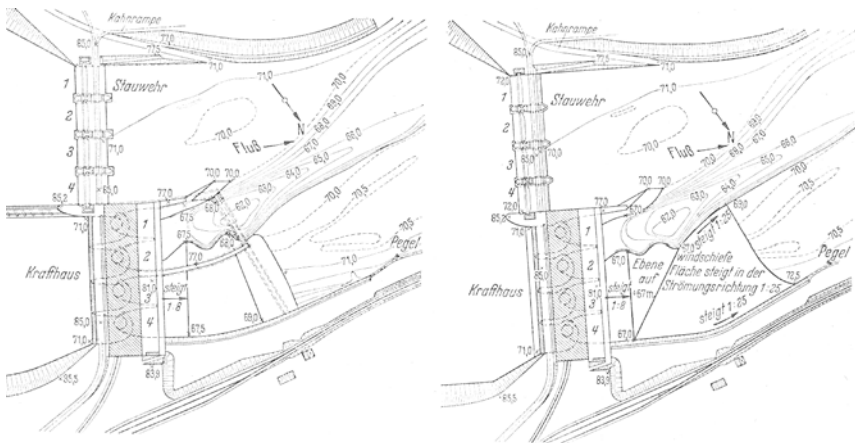


Abb. 1.

freier Wasserspiegel vorhanden. Die Turbulenz und damit die Misch- und Stoßverluste herrschen vor. Strömungsvorgänge mit beschleunigter Bewegung lassen sich hierbei meist auch theoretisch erfassen, dagegen ist man bei verzögerter Bewegung (Ablösungserscheinungen, Walzen) auf den Modellversuch angewiesen. Oft dreidimensionale Bewegung mit nicht sicher zu bestimmenden Randbedingungen. Der Modellversuch erstreckt sich entweder auf einen Teil der Bauwerke (Teilmodell) oder auf das ganze Bauwerk (Vollmodell). Der Vollmodellversuch ist überall dort nötig, wo der Strömungsverlauf durch Umlenkung oder Geschwindigkeitsunterschiede in allen drei Koordinatenrichtungen bedingt wird. Der Einfluß der unterhalb anschließenden Flußstrecke muß durch künstlichen Stau ersetzt werden.

Beispiele. Bestimmung des Abflusses, des Druck- und Geschwindigkeitsverlaufes bei Wehren und Wehrverschlüssen. Drehmomente bei Klappenwehren. Einläufe bei Wasserkraftanlagen, Hochwasserentlastungsanlagen und Sturzbettausbildung bei Talsperren und Wehren, Fluß-

spaltungen. Abb. 1 zeigt eine Wehranlage, wobei links der ursprüngliche Entwurf und rechts seine Umgestaltung auf Grund eingehender Modellversuche dargestellt ist. Durch die vorgenommenen Änderungen konnten wesentliche Verbesserungen und Ersparnisse erzielt werden.

Herstellung und Maßstab der Modelle. *Modellmaßstab* bei Vollmodellen 1:25 bis 1:100, bei Teilmodellen 1:5 bis 1:50. Stets unverzerrt. Genaue geometrische Nachbildung aller vom Wasser angeströmten Bauteile nach einem vorläufigen Entwurf und der hydraulischen Berechnung. Genügende Länge für Ein- und Auslauf. Vorrichtung zur Messung der Wassermenge. Oft ist auch die Darstellung außerhalb des Wassers befindlicher Teile erwünscht, z. B. bei Talsperren wegen Gesamtwirkung der Mauerkrone. Vielfach sind durch Modellversuche auch Verbesserungen in der allgemeinen Anordnung vorgenommen worden.

Baustoffe für die Modelle: Holz (Pitchpine, Forlen), Eisen, Gips (guter Anstrich erforderlich), Paraffin (wasserabstoßend), Zement, Stahl. Wahl meist nach Einrichtung und Erfahrungen der einzelnen Versuchsanstalten. Sehr gut bewährt und neuerdings vielfach bevorzugt: Zement (Schnellbinder).

Abänderungen am Modell müssen leicht, oft unter Wasserabfluß möglich sein. Auch von ungünstigen Anordnungen genaue Aufnahmen herstellen, wegen späterem Vergleich und der Erfahrung für andere Bauwerke.

Versuchstechnik und Auswertung. Festlegung des Abflußbildes durch Lichtbilder und kinematographische Aufnahmen (Zeitdehner). Stets Vergleichsaufnahmen mit ursprünglichem Entwurf notwendig. In vielen Fällen genügt das Abflußbild, um Wirkung zu beurteilen (gleichmäßiger, ruhiger Abfluß, gute Energieverrichtung). Photographische Aufnahme der Oberfläche. Aufnahme der Geschwindigkeit nach Größe und Richtung im ganzen Strömungsgebiet durch Pitotrohre oder durch Lichtbildaufnahme der mit Papierschnitzel bestreuten Oberfläche (Walzen und Wirbel). Ferner Oberflächengeschwindigkeit durch intermittierende Belichtung (Intervall $\frac{1}{2}$ oder 1 sec) auf dem Wasser schwimmender Kerzen. Die Strichlängen (mehrere zusammenfassen) ergeben dann die Geschwindigkeiten. Auf diese Weise Auswertung des ganzen Strömungsbildes möglich.

Erforderlich ist genügende Zeit für die Durchführung der Versuche, damit die beste Lösung gefunden werden kann und die endgültigen Vorschläge erst nach Beendigung und Auswertung aller Beobachtungen gemacht werden können. In vielen Fällen ist der Bau schon so weit vorgeschritten, daß Teilergebnisse sofort auf der Baustelle in die Praxis umgesetzt werden müssen.

4. Längere Flußstrecken mit fester oder beweglicher Sohle.

a) Feste Sohle.

Die Beschaffenheit der Wandungen (Rauhigkeit) hat einen maßgebenden Einfluß. Es muß sich auch im Modell als Gleichgewicht zwischen Schwerkraft (Gefälle) und Reibungsverlusten ein gleichförmiger Wasserabfluß einstellen. Oft ist dieser gleichförmige Abfluß die gesuchte Größe. Das gleiche gilt bei *Modellen von unter Druck stehenden Stollen* ohne freien Wasserspiegel. Hier wird nach den sich einstellenden Reibungsverlusten das Gefälle bzw. der Druckverlust gesucht. Die Schwierigkeit bei solchen Versuchen besteht in einer maßstabsgetreuen Nachbildung der Wandbeschaffenheit. Da eine geometrische Kornverkleinerung nur bis zu bestimmten Grenzen möglich ist, muß die Nachbildung der Wandrauhigkeit entweder nach Erfahrungen oder durch Anpassung des Modellgefälles (Naturgefälle muß dann bekannt sein) an das Naturgefälle erfolgen.

Beispiele. Versuche für Flußregelungen. Einfluß der Vorländer, Deiche, Buhnen und Grundschwellen, sowie Krümmungen auf Wasserabfluß, Geschwindigkeit und Ablösungserscheinungen. Untersuchungen von Stollen einschließlich der Ein- und Ausläufe.

b) Bewegliche Sohle.

Zu den Trägheits- und Reibungskräften tritt noch die Schleppkraft hinzu. Die Abhängigkeit des gesamten Geschiebetriebes von den hydraulischen Größen (Wassermenge, Tiefe, Geschwindigkeit) ist durch Versuche zu bestimmen.

Bei großem Geschiebe kann die Umrechnung des Durchmessers bei gleichem spezifischem Gewicht geometrisch erfolgen. Es ergibt sich dabei:

$$\frac{D}{d} = \lambda \quad \text{und} \quad (\sigma_1 : \sigma_1)^{2/3} = \lambda,$$

wenn D und d Korndurchmesser des Geschiebekornes, ϕ_1 und ϕ_2 den sekundlichen Geschiebetrieb für 1 m Breite in Natur und Modell bedeutet. Wird die Korngröße im Modell kleiner als etwa 2 mm, muß die Ähnlichkeit durch Verringerung des spezifischen Gewichtes auf empirischem Wege, wie unter C 2 angegeben, erreicht werden. Bei diesen Versuchen sind verzerrte Modelle oft unvermeidlich, da meist große Flächen mit geringer Tiefe darzustellen sind. Dabei ist zu beachten, daß sich der Böschungswinkel des Sohlenmaterials nicht verzerrten läßt. Es werden daher im allgemeinen bei verzerrten Modellen Böschungen zu flach erscheinen. Die Kolke werden alsdann ebenfalls flacher und bei Überlagerung mehrerer Kolke können Unstimmigkeiten auftreten.

Beispiele. Versuche für Flußregelungen bei beweglicher Sohle, wobei die Umgestaltung der Sohle durch Einbauten oder Grundriß- und Querschnittsveränderung Gegenstand der Versuche ist. Wirkung von Schwellen und Abstürzen bei Geschiebetrieb. Meist große und ausgedehnte Modelle (Längen bis 100 m und größer).

Herstellung und Maßstab der Modelle. Maßstab der Modelle 1:50 bis 1:200 und 1:500/100. Die Herstellung großer flußbaulicher Modelle ist an genaue Querschnittsaufnahmen (Peilpläne) des Flußlaufes gebunden. Zur Bestimmung des Gefälles und der Veränderungen durch Umgestaltung der Sohle werden zweckmäßig eine Anzahl Druckmeßröhrchen verlegt, die an ein gemeinsames Anzeigergerät geführt werden. Durchmesser der Röhrchen nicht unter 10 mm, bei größeren Längen entsprechend mehr. Gefälle stets nach dem Anzeigergerät hin wegen Entweichung der Luft.

Versuchstechnik und Auswertung. Versuche zur Umgestaltung der Sohle oft sehr langwierig (ununterbrochene Dauerversuche von mehreren Tagen). Entweder unveränderliche Wasserführung oder Veränderung entsprechend den in Natur beobachteten Mittelwerten (An- und Abschwellen der Wassermenge). Mechanische Registrierung der Wasserstände. Bei Versuchen im Tidegebiet Nachahmung von Ebbe und Flut und von Wellen durch maschinelle Vorrichtungen¹. Aufnahme des Strömungsverlaufes und der Oberflächengeschwindigkeiten wie unter 3. Festlegung der Sohlenveränderungen nach bestimmten Versuchszeiten durch Profilzeichner oder durch Auslegung der Sohle nach Höhenlinien und photographische Aufnahme des Sohlenbildes. Die Versuchstechnik und die Auswertung der Ergebnisse erfordert große Erfahrung.

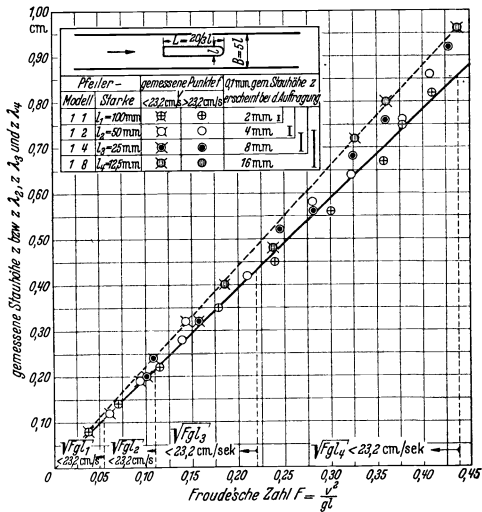


Abb. 2.

5. Anwendung verschiedener Modellmaßstäbe.

Oft genügen Versuche an einem Modell nicht, um alle Vorgänge zu klären. In solchen Fällen sind Modelle des ganzen Bauwerkes oder besonders wichtiger Teile in einem größeren Maßstab erforderlich. Hierbei können gleichzeitig wertvolle Versuche über die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes und der zu erwartenden Abweichungen bestimmter Vorgänge (z. B. Einfluß der Zähigkeit) angestellt

¹ R. SEIFERT: Modellversuche für Tideflüsse. Heft 27 der Preuß. Versuchsanstalt f. Wasser-, Erd- u. Schiffbau. Berlin 1937.

werden. Ein Beispiel hierfür ist auf Abb. 2 dargestellt. Der Versuch ergab, daß die Größe des Brückenstaues bei einer Änderung des Maßstabes von 1:1 bis 1:8 vom Maßstab unabhängig ist, d. h. in allen Fällen praktisch gleich groß gemessen wurde. Auch der Einfluß der Kapillarkräfte ist nur verschwindend klein und liegt innerhalb der Meßgenauigkeit.

6. Untersuchungen über Ähnlichkeit.

Bei den besonderen Ähnlichkeitsversuchen werden Modelle in verschiedenen Maßstäben von bereits *in Natur vorhandenen Bauwerken* dargestellt, um festzustellen, ob die in der Natur gemessenen und beobachteten Erscheinungen auch am Modell auftreten. Derartige Versuche werden auch angestellt, um das Vertrauen zu Modellversuchen zu stärken, insbesondere bei großen und wichtigen Wasserbauten, bei denen man sich auf die Ergebnisse der Versuche unbedingt verlassen muß. Bei den im Karlsruher Laboratorium angestellten Versuchsreihen für die Trockenlegung der Zuider-Zee wurden derartige Ähnlichkeitsversuche für die hauptsächlich auftretenden hydraulischen Erscheinungen angestellt¹.

E. Überprüfung der Versuchsergebnisse mit den Naturbeobachtungen.

Bei allen Modellversuchen muß das Bestreben dahin gehen, die Ergebnisse später mit den Naturwerten am fertigen Bauwerk zu vergleichen. Auch Abweichungen hiervon geben oft wertvolle Schlüsse für Ähnlichkeitsbetrachtungen. Mittel hierzu sind Naturaufnahmen des Hochwasserabflusses und, wenn irgend möglich, auch Messungen der Geschwindigkeit, Überfallhöhen, Druckhöhen, sowie bei Bauwerken mit beweglicher Sohle ihre Umgestaltung nach dem Hochwasser usw.

F. Genauigkeit, Kosten und Nutzen der Modellversuche.

Die *Genauigkeit*, d. h. die Übereinstimmung mit der Natur hängt von der Art der Versuche ab. Rein hydraulische Versuche, wie unter D 3 beschrieben, sind genauer als Versuche beim Überwiegen der Reibungsvorgänge oder Versuche mit beweglicher Sohle. Bei der Bestimmung von Wassergeschwindigkeit, Wassermenge und Druckverlauf sind in vielen Fällen Abweichungen von nur 1 bis 2% zu erwarten, während man im allgemeinen mit etwa 5% unvermeidlichen Abweichungen zu rechnen hat. Die Genauigkeit kann durch möglichst große Maßstäbe, gute Meßtechnik, mehrere Modelle, vom Wetter unbeeinflusste Arbeitsmöglichkeiten und erfahrene Versuchsingenieure gesteigert werden.

Die meisten Wasserbauten erfordern so große Bausummen, daß die *Kosten* der Modellversuche nicht ins Gewicht fallen. Dazu kommt, daß die durch Modellversuche erzielten Ersparnisse oft ein Vielfaches der Versuchskosten betragen. Im allgemeinen dürfte 1/2% und weniger der Bausumme genügen, die Versuchskosten zu decken. In vielen Fällen sind Versuche vorgeschrieben.

Neben dem materiellen Nutzen der Modellversuche haben sie den idealen Wert, daß der entwerfende oder verantwortliche Ingenieur die Sicherheit hat, alles getan zu haben, um die beste Lösung gefunden und den Entwurf auf alle Unsicherheiten hin überprüft zu haben.

Ein Erfolg der wasserbaulichen Modellversuche ist nur zu erwarten, wenn sie gewissenhaft und mit aller Gründlichkeit durchgeführt werden können. Da die hierfür nötige Zeit im voraus nur annähernd bestimmt werden kann, ist eine unumgängliche Voraussetzung für das Gelingen des Versuches, daß die Versuche rechtzeitig vor Baubeginn vorgenommen werden, was leider oft versäumt wird. Am halbfertigen Bauwerk können die durch Modellversuche gefundenen Verbesserungen oft gar nicht mehr oder nur unter großen Änderungskosten nutzbringend verwertet werden.

¹ TH. REHBOCK: Wasserbauliche Modellversuche zur Klärung der Abflußerscheinungen beim Abschluß der Zuiderzee. s^o Gravenhage 1934.

Städtebau und Nahverkehr.

Von
Landesrat **R. NIEMEYER**,
Brackwede.
und
Stadtbaurat **J. GÖDERITZ**,
Professor an der Technischen Hochschule
Braunschweig.

I. Städtebau¹.

A. Grundlagen.

I. Zielsetzung.

Die Ordnung des menschlichen Lebensraumes, besonders in den Gebieten, in denen die Menschen in geschlossenen Siedlungen zusammengeballt sind, umfaßt die Aufgabe, die günstigsten Bedingungen für Arbeit, Verkehr, Wohnung und Erholung zu schaffen. Alte Städte waren zweckvoll und schön gebildet; das schnelle und starke Wachstum im 19. Jahrhundert führte zu unorganischen Mißbildungen, die durch technische und ästhetische Reformversuche nicht zu beheben waren. Erst in neuer Zeit ist die Aufgabe des *Städtebaus* wieder in ihrer Ganzheit erfaßt worden, wozu auch die Einordnung in die großräumige Planung — die *Landesplanung* — gehört. Die Anforderungen der Gesundheit, Schönheit, Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Wohlfahrt sollen nach den Lebensnotwendigkeiten des Volkes erfüllt und gestaltet werden. Ihre Rangordnung ergibt sich daraus, daß im Gesamtorganismus jedes Einzelglied seine bestimmte Funktion hat. Die Aufgaben der Technik und Kunst, des Rechts, der Verwaltung, der Wirtschaft, des Verkehrs, des Wohnungswesens, der Ernährung, der Gesundheitspflege, schließlich der Bevölkerungspolitik sind untrennbar miteinander verbunden. Es wäre daher eine unfruchtbare Arbeit, eine Reihe von Sonderfragen, die nicht selten um den Vorrang streiten, herauszuschälen und einzeln zu behandeln, denn gerade in der Verflechtung der vielen Fäden liegt die Eigenart des Städtebaus.

Wenn auch viele Untersuchungen vom Technischen weit abführen, so ist das Ergebnis doch fast immer eine technische Aufgabe; zu ihrer Lösung dient meist der gezeichnete Plan, der aus vielen Einzelstudien und Berechnungen unter Beachtung der Rechtsvorschriften entsteht. Methode und Arbeitsweise des Städtebaus sind allerdings noch nicht sehr weitgehend zu einer exakten Wissenschaft entwickelt; vielleicht widerstrebt dies auch dem Wesen der Aufgabe. Das städtebauliche Schrifttum² ist nicht reich an umfassenden Werken, dagegen wächst die Zahl der Einzeluntersuchungen immer mehr an, und viele grundsätzliche Fragen auf diesem Gebiet sind in letzter Zeit weitgehend geklärt worden. Das Aufgabengebiet ist schon so groß, daß auf dem hier gegebenem Raum nur ein Teil der Fragen, besonders des technischen, sozialen und wirtschaftlichen Städtebaus, behandelt werden kann.

II. Geschichtliche Grundlagen.

Wichtig für die Erkenntnis der Aufgaben des heutigen Städtebaus ist zunächst die *Geschichte*³ der Stadtgestaltung, da bei der langen Lebensdauer baulicher

¹ Bearbeiter Stadtbaurat Professor J. GÖDERITZ, Braunschweig.

² Eine Auswahl aus dem Schrifttum ist am Schlusse dieses Abschnitts zusammengestellt. In den Fußnoten ist vielfach darauf Bezug genommen, indem die Nummern der Zusammenstellung in eckige Klammern gesetzt sind.

³ STÜBBEN [3], HEILIGENTHAL [7], GRUBER [33], GANTNER [18], SCHUMACHER [34] GRANTZ [36], BRINCKMANN u. a.

Anlagen noch viel Altes besteht oder frühere Anschauungen und Einrichtungen bis in unsere Zeit fortwirken. Die Unterscheidung von gewachsenen (soviel wie unregelmäßigen) und gegründeten (soviel wie regelmäßigen) Städten hat man aufgegeben, da dieser Gegensatz den Tatsachen nicht gerecht wird. Es gibt zwei deutlich verschiedene *Formen* des Stadtgrundrisses, die planimetrisch regelmäßige sowie die unregelmäßige, die meist den natürlichen Gegebenheiten des Geländes folgt oder etwa durch eine architektonische Dominante beeinflusst wird. Auch sind aus der mittelalterlichen Wehrtechnik oder den Rechtsverhältnissen des Grundeigentums unregelmäßige Stadtgrundrisse entstanden. In beiden Fällen kann aber durch eine Willenshandlung eine planmäßige Stadtgründung veranlaßt sein.

Dagegen hat die körperlich-plastische baukünstlerische Auffassung (der Griechen und des Mittelalters) und die außenräumliche Vorstellung und Gestaltung (der Spätantike und des Barock) zu sehr wesensverschiedenen Erscheinungsformen der Stadtgebilde geführt. Diese Gesetzmäßigkeiten müssen erkannt werden, wenn der baukünstlerische Organismus eines alten Stadtteils umgeformt werden soll. Bei Stadterweiterungen und Neugründungen ist eine klare Entscheidung in den Gestaltungsgrundsätzen notwendig, zumal der Gesetzgebung abwechselnd der Kanon des Mittelalters oder des Barock vorgeschwebt hat. Lehrreich ist die Erkenntnis, daß im deutschen Mittelalter die Gestaltungsgrundsätze mit den Anforderungen des Lebens weitgehend übereinstimmen.

Für die heutigen Aufgaben können die Erscheinungsformen alter malerischer Städte und Dörfer nicht äußerlich als Vorbild gewählt werden; vor allem ist eine Übertragung in andere Landschafts- und Geländebeziehungen nicht möglich.

III. Größenordnung und Typen der Städte.

Die Städte stellen die stärkste, auf lange Zeit festgelegte und meist schwer zu ändernde Raumausnutzung und betriebswirtschaftliche Investierung dar; neben den baulichen und technischen Problemen sind es besonders die sozialen, die gelöst werden müssen. Die Aufgaben sind sehr verschieden je nach Charakter und Struktur der Städte; die Schwierigkeiten nehmen mit der Größe erheblich zu.

1. Die amtliche Statistik bietet namentlich insofern unzulängliche **Größenordnungen**, als sie die politischen Gemeindegrenzen und die Bevölkerungszahl zugrunde legt: ländliche Wohnplätze unter 2000 Einwohner (die Grenze hat sich heute bis 4000 Einwohner verschoben); Landstädte 2000 bis 5000 Einwohner; Kleinstädte 5000 bis 20000 Einwohner; Mittelstädte 20000 bis 100000 Einwohner; Großstädte über 100000 Einwohner. Diese Einteilung hat unter anderem den Mangel, daß die sehr unterschiedlichen 500 Großstädte der Welt zwischen 100000 und 8 Mill. Einwohner zusammengefaßt werden. Besser ist folgende Einteilung¹: ländliche Siedlungen bis 8000 Einwohner, darüber hinaus Kleinstädte bis 20000 Einwohner, Mittelstädte bis 150000 Einwohner, Großstädte bis 700000 Einwohner, Riesenstädte über 700000 Einwohner.

2. Wesentlich ist ferner die Einbeziehung des ganzen Lebensraumes des Stadtkörpers, der meist nicht an die Verwaltungsgrenzen gebunden ist, und der durch die überwiegende wirtschaftliche Tätigkeit der Bewohner charakterisierte **Typus**. Vorherrschend können namentlich Landwirtschaft, Handel und Verkehr, Industrie und Gewerbe, freie Berufe; es gibt Beamten-, Rentner-, Residenz-, Hochschul- und Garnisonstädte, Kurorte, Seestädte u. dgl. Zwischen Typ und Lage (Standort) bestehen bestimmte Beziehungen. Anzustreben ist eine organische Zuordnung von Stadt und Land mit ausgeglichener Verteilung von Klein-, Mittel- und Großstädten.

3. In Siedlungen des platten Landes, Dörfern² und Kleinstädten mit mehr oder weniger landwirtschaftlicher, handwerklicher und kleingewerblicher Grundlage, können städtebauliche Schwierigkeiten durch starke Erweiterung infolge

¹ Nach O. BLUM in [26].

² Die sehr wichtige Aufgabe des Dorf- und Gehöftbaues, namentlich auch in Hinblick auf die Um- und Aussiedlung kann hier nicht behandelt werden.

Industrieansiedlung, ferner z. B. durch eine Durchgangsstraße oder durch Forderungen des Denkmals- und Heimatschutzes auftreten, insbesondere durch Entartungen infolge früherer unzulänglicher Bauvorschriften. Das Kleinhaus und Eigenheim herrscht vor, trotzdem tritt vielfach Wohnungselend auf. — Dörfer werden immer mehr durch Autobus an das Verkehrsnetz angeschlossen; Kleinstädte haben fast durchweg Eisenbahn nötig. — Ferner haben sich in neuerer Zeit „Industrie-Landgemeinden“ herausgebildet, jedoch sollten in Kleinstädten kleinere und mittlere Betriebe vorherrschen.

4. Die Gartenstadt erstrebte die planmäßige Neugründung in sich geschlossener Siedlungen auf bodenreformerischer Grundlage; in einem neuen Stadttypus, der die Vorteile ländlichen und städtischen Lebens vereinigt, sollten gesunde, billige Wohnungen mit intensiver Garten- und Ackerkultur und damit verbunden für Industrie und Handwerk vorteilhafte Produktionsbedingungen geschaffen werden. Das Endziel war eine Innenkolonisation mit gleichmäßiger Verteilung des Gewerbes über das Land. Reine Gartenstädte sind in Deutschland nicht entstanden; auch in England ist es bei wenigen Versuchen geblieben.

5. In Mittelstädten können sich noch einzelne Ackerbürger halten, jedoch überwiegt das Gewerbe (kleine, mittlere und auch einzelne große Betriebe) mit seinen Arbeitern und Angestellten. Das Miethaus ist vorherrschend, die sanierungsbedürftigen Wohnungen nehmen zu. Städtische technische Einrichtungen, insbesondere Kanalisation, Straßenbahn, öffentliche Grünanlagen usw. sind notwendig. Die soziale, namentlich die meist unbefriedigende Wohnungsfrage bedarf der Lösung.

6. Groß- und Riesenstädte sind untereinander wesensverschieden, wenn auch die Übergänge fließend sind. Die Großstadt¹ ist als Kulturnotwendigkeit zu bejahen: sie ist Mittelpunkt großer Räume und der Standort von Industrie und Handel; die zentralen Organisationen der Wirtschaft und Verwaltung, Bildungstätten usw. haben vorteilhaft ihren Sitz an Orten mit einer zahlreichen, durch Arbeitsteilung stark differenzierten Bevölkerung. Durch die bisherige Entwicklung sind jedoch erhebliche Schäden entstanden: Massenmiethaus und Wohnungselend; Entwurzelung und Naturentfremdung der Menschen (Verstädterung); Mangel an Hausgärten und Erholungsflächen; Geburtenrückgang; weite tägliche Verkehrswege, vollständige Abhängigkeit von teuren Verkehrs- und Versorgungsanlagen u. dgl., die insgesamt einen wirtschaftlichen Zuschußbetrieb zur Folge haben; schließlich Gefährdung der Gesundheit der Bewohner infolge der starken Ballung. Diese Mängel können jedoch bei der Stadt bis 500 000 oder 700 000 Einwohner mit technischen und sozialen Maßnahmen meist unter Aufwand erträglicher Mittel erfolgreich bekämpft werden; dagegen wachsen die Aufwendungen (z. B. für Untergrundbahnen) bei Riesenstädten in steigendem Maße, so daß sie nicht mehr im angemessenen Verhältnis zu den Vorteilen stehen. Diese Städte leben daher zum Teil auf Kosten des ganzen Landes. — Begrenzung des Wachstums von Groß- und besonders Riesenstädten ist anzustreben.

7. Ein neuer Ordnungsbegriff ist mit den „zentralen Orten“² geschaffen worden. Darunter sind solche Orte zu verstehen, die zentrale Güter erzeugen oder in denen zentrale Güter angeboten werden. Zentrale Güter sind solche, deren Erzeugung bzw. Angebot auf dem Grundsatz der Arbeitsteilung beruht. Die zentralen Orte sind demzufolge Mittelpunkt ihres Versorgungsgebietes; sie liegen außerdem in einem Verkehrsgebiet und in einem Verwaltungsgebiet, deren Mittelpunkt sie aber ohne weiteres nicht sind. Die 3 Funktionen: Versorgung, Verkehr, Verwaltung haben verschiedene Grundlagen im Aufbau ihres Netzes. Das Versorgungsprinzip ist das Grundprinzip, d. h. es muß erfüllt werden, wenn ein Gebiet völlig aufgeschlossen werden soll, auch in dem Falle der Vorherrschaft eines anderen Prinzips. Das Versorgungsprinzip ist besonders in landwirtschaftlichen Gebieten das vorherrschende. Neben der Anordnung der zentralen Orte

¹ SCHUMACHER, FRITZ: Probleme der Großstadt. Leipzig 1940.

² WALTER CHRISTALLER [40].

ist ihre Entfernung wichtig. Als größte Entfernung von der zerstreut liegenden Landbevölkerung bis zum nächsten zentralen Ort sind 4 bis 5 km zu rechnen; das entspricht einem Marktabstand von 7 bis 9 km. Für die Entfernungen der Kreisstädte ergeben sich 25 bis 45 km.

IV. Städtegruppen und Städtereihen, Einzelstadt.

1. Sehr oft ergeben die natürlichen Voraussetzungen (Buchten in Gebirgszügen, Vorkommen von Bodenschätzen in langen Strecken) oder günstige Verkehrsverbindungen (Wasser- und Landstraßen, Schienenbahnen) die Anlage mehrerer **benachbarter Städte**. Deren gegenseitige Beziehungen müssen bei der Planung weitgehend berücksichtigt werden; hierbei ist die Stadtplanung von der Landesplanung oft nicht mehr zu trennen, gaben doch derartige Probleme die Veranlassung zu großräumiger Planung (Ruhrbezirk usw.). Ist eine Großstadt von kleinen Nachbarstädten umgeben, so wird sie beherrschend sein, ohne daß die Selbständigkeit und Abgeschlossenheit der einzelnen Stadtkörper gefährdet zu werden braucht. In besonderen Fällen kommt Eingemeindung¹ in Betracht. Wichtig sind schon hier die Verkehrsverbindungen.

2. Häufig treten Städte gleicher oder verschiedener Größen **paarweise** oder in **Reihen** (Linien, Bändern) auf, wobei trotz der Nachbarschaft jede ihr Eigenleben führt und ihren besonderen Charakter behält. Einheitliche Planung des Personen- und Güterverkehrsnetzes, der Wasserversorgung und Abwasserverwertung sowie der Grün- und Freiflächen ist hier auf weite Sicht notwendig. Das gleiche gilt für den Industriebezirk, in dem Städte verschiedenster Größe mit Gewerbe und Handel und ländliche Orte mit Landwirtschaft, Zechen und Hütten, Großanlagen des Verkehrs u. a. zu einem Gesamtorganismus gebracht werden sollen. Städtegruppen und -reihen können bei guter Verkehrsverbindung den Vorzug haben, daß die sich aus der Summe der einzelnen Orte ergebende große Bevölkerungszahl in der arbeitsteiligen Wirtschaft bei etwaigen Schwankungen der Arbeitsmöglichkeiten eine ziemliche Bewegungsfreiheit hat und einen Ausgleich zwischen verschiedenartigen Betrieben schaffen kann. Auch sind z. B. kulturelle Einrichtungen vielseitiger auszunutzen als in der isolierten Stadt. Vor allem ist die Ballung zur Riesenstadt vermieden.

3. Die **Einzelstadt**, die abgesondert in der schwachbesiedelten, landwirtschaftlich genutzten Landschaft liegt, ist unbestrittener Mittelpunkt des von ihr bestimmten Einflußgebietes; sie kann sich unter Anpassung an die natürlichen Gegebenheiten frei entwickeln. Ihre Lebensbedingungen sind im folgenden zugrunde gelegt, da die isolierte Stadt (in Insellage) die einfachsten und klarsten Beispiele gibt, die dann bei verwickelteren Fällen abgewandelt werden müssen.

Zu unterscheiden ist die *Zentralstadt* und die *Bandstadt*; letztere kann sich aus der natürlichen Lage — an einem Fluß oder im Tal — ergeben und hat den Vorteil, daß das Hinterland für Erholung stets leicht vom bebauten Gebiet aus zu erreichen ist. Die Anforderungen an den Verkehr sind besonders sorgfältig zu erfüllen.

B. Rechtliche Grundlagen der Planung.

Die Grundlage des Städtebaues ist eine rechtzeitig einsetzende staatliche und gemeindliche *Bodenpolitik*. Künftig soll nicht mehr nur da gebaut werden, wo Boden gerade angeboten wird oder noch zu billigem Preis zu haben ist, sondern es muß das den jeweiligen Nutzungszwecken am besten entsprechende Gelände zur Verfügung stehen. Unter den gegebenen wirtschaftlichen und rechtlichen Verhältnissen wird die planende Stelle noch manche Rücksicht auf die aus überholten Voraussetzungen entstandenen Werte nehmen müssen und nur über solche Flächen für öffentliche und gemeinnützige Zwecke verfügen, die durch Anwendung der bestehenden Gesetze zu angemessenem Preise zu haben sind. Schon heute ist

¹ Eingemeindung in [52]; vgl. [54].

jedoch die Zweckwidmung des Bodens durch sinnvolle Planung ein Mittel, um insbesondere die notwendige Zufuhr des Bodens für den Wohnungsbau zu erträglichen Preisen zu beeinflussen, so daß die Gemeinden von dem risikvollen und kostspieligen Notbehelf der Bodenvorratswirtschaft entlastet werden. Doch wird die endgültige Lösung erst ein neues Bodenrecht bringen, das eine von eigenützigen Einflüssen befreite landesplanerische und städtebauliche Arbeit ermöglicht.

I. Boden und Bodeneigentum.

1. Der Boden ist die Grundlage der Arbeit, des Verkehrs, des Wohnens und der Erholung ebenso wie der Ernährung und somit alles menschlichen Daseins. Die bestehende Rechtsgrundlage ist das Privateigentum. Die Planung wirkt auf die Nutzung und Ausnutzung des Bodens positiv und negativ ein: durch die Widmung der Flächen zu bestimmten Zwecken werden Werte geschaffen und verändert, wobei die einzelnen Eigentümer sehr unterschiedlich zu ihrem Vorteil oder Nachteil betroffen werden. Das auf spätrömischer Rechtsauffassung beruhende überkommene Bodenrecht hat sehr verwickelte Rechts- und Wirtschaftsverhältnisse geschaffen; deren Umgestaltung erst begonnen ist. Hier liegt das Kernproblem der städtebaulichen Planung.

Die privatrechtliche Auffassung nach dem BGB. behandelt den Boden als Ware; das *Eigentum* an ihm gewährt grundsätzlich volle Herrschaft wie über ein Sachgut. Stellte sich auch früher schon die Notwendigkeit heraus, dem Eigentümer *Beschränkungen* aufzuerlegen, so war doch stets das Interesse des Einzelnen vorherrschend. Die Rechtsverfassung gestattete spekulative Zurückhaltung von Bauboden, so daß die durch Verknappung gestiegenen Preise den Eigentümern unverdiente hohe Gewinne brachten. Bei Enteignungen wurde „volle Entschädigung“ gewährt, wobei der Eigentümer alle zufälligen Sondervorteile zum gegenwärtigen Zeitpunkt, sogar entgangenen Gewinn geltend machen konnte.

Die Rücksicht auf das Privateigentum am Boden darf nicht dazu führen, daß der Einzelne Grund und Boden zum Schaden der anderen Volksgenossen und zum Nachteile der Allgemeinheit ausnutzt und mißbraucht. Obwohl es noch an einem neuen einheitlichen Bodenrecht fehlt, zeigen die von dieser Betrachtungsweise ausgehenden Vorschläge der letzten Jahre bereits die Richtung. Es wird immer wieder gefordert, daß der Boden unter öffentliches Recht gestellt wird.

Das Ziel der Gesetzgebung¹ ist eine zweckmäßige Nutzung und Ausnutzung des Raumes und seiner Teile unter Beseitigung bestehender Mißstände. Auf der Grundlage der Bodennutzung ist ferner die planmäßige bauliche Gestaltung im Raum zu betrachten, wobei zunächst vorsorglich zu verhindern ist, was die Durchführung der Planung schädigen könnte. Durch Preiskontrolle und Richtpreise sind ungerechtfertigte Preisbildungen zu unterbinden. Die durch Lage und Ausnutzungsmöglichkeit dem Eigentümer zufließenden unverdienten Gewinne wären als „Vorteilausgleich“ der Gemeinde zuzuführen, die sie insbesondere zur Finanzierung der Gemeinschaftseinrichtungen verwenden könnte.

2. Die Enteignung² ist der stärkste Eingriff in das Privateigentum; ihre klassische Form ist die Bodenenteignung. Die Entziehung des Eigentums durch Verwaltungsakt und Übertragung bzw. Verleihung an einen anderen ist bisher rechtlich auf wichtige Fälle beschränkt, vor allem wenn die Durchführung staatlicher oder gemeinnütziger Vorhaben es erfordern. Die schwierigste Frage ist immer die *Entschädigung* gewesen. War früher die gesetzliche „volle“ Entschädigung meist für den Betroffenen ein gutes Geschäft, so ist an dessen Stelle nunmehr die „angemessene“ Entschädigung getreten, die keinen starren Bemessungsmaßstab bildet. Die Entschädigung ist kein Ersatz des gesamten, durch die Enteignung herbeigeführten Vermögensschadens, sondern der Ersatz des Wertes des betr. Grundstückes, den es für jeden Besitzer zum Zeitpunkt der Enteignung hat. Liebhaberwerte, der Erwerbspreis, Werterhöhungen durch

¹ Siehe Verordnungen des Reichskommissars f. d. Preisbildung 1936ff.

² QUECKE-BUSSMANN: Reichsenteignungsrecht, 2. Aufl. Berlin 1939. — KNOLL in [52].

vorteilhafter gewordene Lage u. dgl. werden nicht berücksichtigt. Immerhin soll der betroffene Eigentümer nicht benachteiligt werden z. B. gegenüber den zufällig von der Enteignung Verschonten. Wichtig ist der immer mehr hervortretende Grundsatz, die Entschädigung nicht nur in barem Gelde, sondern auch als Rente oder in Land zuzulassen; durch die Neuzuteilung von gleichartigem Boden kann die Stetigkeit der Bewirtschaftung oder die Wiederbebauung gesichert werden.

3. Umlegung. Soll der Boden anderen Verwendungszwecken zugeführt werden, z. B. bei landwirtschaftlicher Nutzung durch Übergang zu intensiverer Wirtschaft oder durch Baureifmachung, so stehen häufig die Eigentums Grenzen hindernd im Wege, zumal wenn durch Erbteilungen und Verkäufe Zersplitterungen

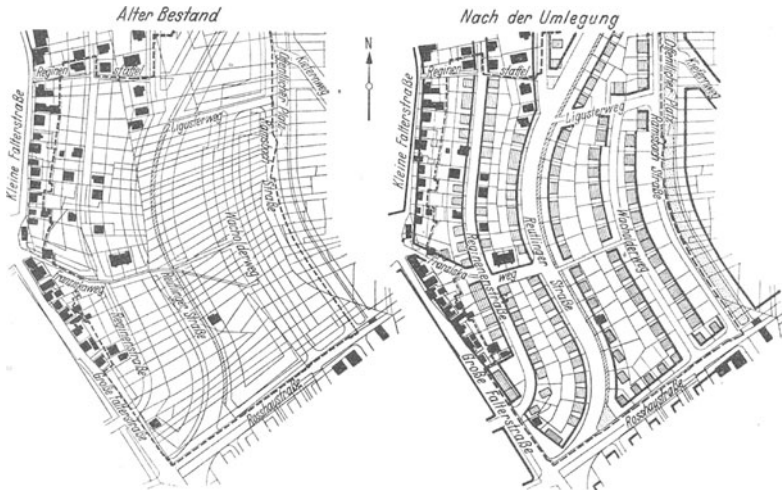


Abb. 1. Beispiel einer Baulandumlegung (Stuttgart).

eingetreten sind. Besonders ungünstig sind zu schmale oder langgestreckte, spitzwinklige Grundstücke. Bei der Aufstellung von Bebauungsplänen ergibt weitgehende Rücksichtnahme auf den Zuschnitt der Ackerparzellen meist schlechte Straßenführung und ungünstige Baublöcke, Nichtanpassung dagegen schiefen Zuschnitt der Baugrundstücke und schwierigen Anbau mit häßlichen Straßenschnitten. Daher wird das Baugelände zum Zwecke der Erschließung entweder von einer Stelle aufgekauft — was früher in der Regel Grundstücksunternehmer oder -händler mit spekulativen Absichten besorgten — oder es muß *Umlegung* mit Neueinteilung bzw. *Zusammenlegung* vorgenommen werden (Abb. 1). Dies geschieht in einem gesetzlich geregelten Verfahren¹ durch die Eigentümer freiwillig oder durch Anordnung von Amtswegen. Hierbei erhält jeder Teilnehmer grundsätzlich Land von gleichem Wert zurück, nur meist an anderer Stelle. Dadurch unterscheidet sich die Umlegung von der Enteignung; sie empfiehlt sich besonders dann, wenn der Eigentümer weiterhin selbst die Nutzung vornehmen will. — In einfachen Fällen genügt Grenzberichtigung.

¹ Die *ländliche* Umlegung ist durch die Reichsumlegungsordnung vom 16. 6. 1937 (RGBl I¹ 629) unter Beseitigung der Landesgesetze geregelt. Für *städtische* Regulierungen und *Baulandumlegungen* wurde in Preußen zunächst für die Stadt Frankfurt a. M. am 28. 7. 1902 die Lex Adickes erlassen; sie ist durch das Wohnungsgesetz von 1918 für alle Gemeinden durch Ortsatzung zugelassen (vgl. Fluchtlinienges. § 12a). In den anderen Ländern ist die städtische Umlegung vielfach schon weiter ausgebildet. Weitergehende Regelung ist zu erwarten. Lit.: ROHLER: Gesetz betr. Umlegung. Stuttgart 1931. — GÖDERITZ: Umlegung in [52 u. 59].

II. Bisherige gesetzliche Regelung der Planung¹.

1. Die **Begriffsbestimmungen** und der Wortgebrauch der Planung sind in den Gesetzen wie im Fachschrifttum und in der Praxis bisher sehr uneinheitlich. Das preußische Baufluchtliniengesetz von 1875 regelt die Aufstellung von Fluchtlinien- und Bebauungsplänen; beide Begriffe werden ohne Unterschied gebraucht. Im preußischen Wohnungsgesetz von 1918 wurde hierzu eine neuzeitliche Rechtsgrundlage für die Abstufung der Bebauung und eine Handhabe zum Schutz der Wohngebiete gegen störende Betriebe geschaffen. Mangels der Vorschrift einer einheitlichen Bezeichnung hießen diese Pläne in Preußen Bauzonen-, Bauklassen-, Baustaffel-, Baustufenplan oder ähnlich. In den süddeutschen Ländern wurde durch Baugesetze die Aufstellung von Baulinienplänen, Ortsstraßenplänen u. dgl. vorgeschrieben, darüber hinaus die Aufstellung von Ortsbauplänen oder Ortsbebauungsplänen für ganze Orte oder Ortsteile. Der preußische Wohlfahrtsminister führte 1921 den Siedlungsplan (Generalsiedlungsplan) mit unverbindlichem Charakter ein. Im sächsischen Baugesetz (1932) sind Bebauungspläne und die davon unterschiedenen Flächenaufteilungspläne vorgesehen. Auch die thüringische Landesbauordnung (1933) bringt neben Fluchtlinien- und Generalbebauungsplänen Flächenaufteilungspläne; diese drei Planarten wurden unter dem Begriff „Bebauungsplan“ zusammengefaßt. Im Ruhrsiedlungsverband kam die Bezeichnung „Wirtschaftsplan“ in Gebrauch; sie wurde in das Wohnsiedlungsgesetz von 1933 übernommen. In der städtebaulichen Praxis sind noch Planbezeichnungen wie Gesamtsiedlungsplan, Gemeindeentwicklungsplan u. dgl. üblich. Die Architekten-Gebührenordnung enthält die Begriffe Gesamtbebauungsplan und Teilbebauungsplan. Von der Landesplanung ist der Raumordnungsplan eingeführt.

2. **Stufen der Planung.** Die Planung geht in mehreren Stufen vor sich, wobei Rechtsvorschriften, Gewohnheit, Praxis und Technik örtliche Verschiedenheiten aufweisen können. Allgemein wird heute unterschieden:

a) Die *unverbindliche Planung* ohne unmittelbare Rechtsfolgen. (Dabei brauchen zwar für den privaten Grundstückseigentümer keine Rechtsfolgen in Erscheinung zu treten, es können aber für die Behörden Bindungen entstehen.) Hierzu gehören außer den Raumordnungsplänen:

1. die *Flächennutzungspläne* (oder *Flächenaufteilungspläne* und *Wirtschaftspläne*). Die Planabsichten der Gemeinden werden im Maßstab 1:10000 bis 1:5000 klargelegt. Die Pläne erstrecken sich meist über das ganze Stadtgebiet und beziehen nötigenfalls auch das Einflußgebiet der Stadt auf die Nachbargemeinden ein.

2. die *Gesamt- oder Teilbebauungspläne*, die in zunächst unverbindlicher Weise die Grundzüge der baulichen Erschließung im größeren Maßstab darstellen (Aufteilung der Wohn- und Siedlungsflächen, Straßen, Plätze, Grünanlagen, gegebenenfalls Lage und Stellung der Gebäude, Versorgungsanlagen u. dgl.). Empfehlenswert ist oft die Ausarbeitung eines Strukturplans.

Flächennutzungsplan und Bebauungsplan können miteinander verbunden werden (Maßstab dann mindestens 1:5000).

b) Die *rechtsverbindliche Planung* bringt die förmliche Festlegung in gesetzlich vorgeschriebenen Verfahren. Hierzu gehören die Ausweisung von Baugebieten, die Abstufung der Bebauung und die Festsetzung von Fluchtlinien. Auch hierbei können mehrere Verfahren miteinander verbunden werden; dagegen ist eine Verbindung der unverbindlichen und der rechtsverbindlichen Planung nicht möglich.

Neuzeitliche Baugesetze² und Bauordnungen sind in Bearbeitung und werden eine grundsätzlich neue Regelung bringen.

C. Vorbereitende Maßnahmen.

Der Planung geht voraus die Feststellung und Aufnahme des *bestehenden Zustandes*. Dabei muß sich der Planer bemühen, die bewegenden Kräfte zu erkennen, um die Schlüsse für die Zukunftsmöglichkeiten richtig ziehen zu können.

¹ Vgl. SCHOLTZ-HEILMANN [58]. — KUHN: Städtebauliche Planung. Siedlung u. Wirtschaft 1938, H. 2.

² [59]. In einigen Ländern sind 1948/49 neue „Aufbaugesetze“ erlassen.

Jede obrigkeitliche Regelung ist ja nur dann erfolversprechend, wenn sie die Lebensgesetze beobachtet und in diesem Sinne eine gesunde Entwicklung auch des Stadtorganismus herbeizuführen sich bemüht. Der zukünftige Verlauf ist aber nicht zu errechnen; er muß vielmehr in einer Gesamtschau intuitiv erfaßt werden. Darum ist städtebauliche Planung eine Kunst, die neben dem notwendigen Wissen und Können vor allem gestalterische Begabung verlangt.

Es wäre falsch, nur für die nächste Zukunft oder eine beliebig abgegrenzte Zeit von einigen Jahrzehnten Vorsorge zu treffen; es muß versucht werden, stets den nach der jeweiligen Erkenntnis richtig erscheinenden baulichen Endzustand des ganzen Gemeinwesens zu erfassen. Da sich aber die Verhältnisse und Voraussetzungen zu ändern pflegen, muß ein solcher Plan elastisch bleiben, um jeweils wieder in ein der Zeit entsprechendes organisches Ganzes verwandelt werden zu können.

I. Bestandsaufnahme.

Die vorbereitenden Arbeiten der Planung beginnen mit der Feststellung der Gegebenheiten, d. h. des Zustandes des Planungsgebietes mit den von ihm beeinflußten oder den ihr beeinflussenden Nachbargebieten. Zu beachten ist auch hierbei, daß der kleinere Raum ein Teil des größeren ist und sich durch die späteren Planungsmaßnahmen in diesen organisch eingliedern soll. Die Unterlagen werden durch Statistik, d. h. Zählung und Beschreibung sowie graphische Darstellung in Karten (Kartierung), Diagrammen, Tabellen u. dgl. gewonnen. Das an verschiedenen Stellen vorhandene, oft sehr unterschiedliche und nicht nach einheitlichen Gesichtspunkten ermittelte Material¹ muß gesammelt und ausgewertet, sodann fortlaufend berichtigt und ergänzt werden. Als Unterlagen zu Raumordnungs-, Flächennutzungsplänen u. dgl. sind die Bestandspläne mit einem Erläuterungsbericht beizugeben, der gleichzeitig die Planabsichten zu enthalten pflegt. Oft ist, besonders auch bei der Landesplanung, ein Vergleich mit den Zuständen verschiedener Gebiete und Orte notwendig. Daher ist eine einheitliche Methode und gleichartige Darstellung anzustreben. Hierzu dienen unter anderem die bereits gleichmäßig vorgeschriebenen Planzeichen für Raumordnung und Flächennutzung (s. II, 2).

Umfassende Kenntnis des Planungsraumes ist die Voraussetzung der Landesplanung und der städtebaulichen Planung. Ortskenntnis auf Grund eigener Anschauung ist in jedem Falle notwendig; sie muß ergänzt werden durch systematische Bearbeitung der Unterlagen. Die Quellen der Bestandsaufnahme² sind a) die raumkundlichen Aufnahmen (Landesvermessung, die darauf beruhenden Karten der topographischen Landesaufnahme, Lichtbildaufnahmen, Bodenschätzung, Aufnahme der Lagerstätten usw.); b) die Statistik: sie umfaßt die Ergebnisse von Massenzählungen, die listenmäßigen Aufstellungen mit Einzelangaben über Familien, Betriebe, öffentliche Einrichtungen, Grundbesitzverhältnisse usw. (Kataster).

Je nach dem Zweck unterscheidet man zwei Arten der Darstellung: a) der räumlichen Verbreitung einzelner Tatbestände, b) des Nebeneinanders verschiedener Tatbestände innerhalb eines bestimmten Raumes. Geeignetes Ausdrucksmittel zu a) ist die *Karte* (analytische Karte), während zu b) in der Hauptsache die Zahl, das Wort, das Bild gewählt wird. Man muß zur synthetischen Karte greifen, auf der mehrere Darstellungsformen kombiniert werden (z. B. topographischer Untergrund mit Flächenfärbungen, mehrfarbige Linien, Intensität der Flächenfärbung, verschiedenartige Gestaltssymbole, Schraffur usw.). Zweck: rascher Überblick. Gefahr der Überlastung der Karten: was man in Wort, Zahl und Bild besser ausdrücken kann, soll man nicht in die Karte aufnehmen.

¹ Die Unterlagen müssen von verschiedenen Stellen beschafft werden: Statistischen Ämtern und Jahrbüchern, Behörden, Berufsorganisationen usw.; nötigenfalls sind eigene Erhebungen anzustellen.

² ISENBERG, G.: Bestandsaufnahme und Verwaltung. Raumforschung u. Raumordnung 1941, S. 476ff.

II. Planunterlagen.

1. Kartenwesen. Für die Landesplanung sind kleinmaßstäbliche Karten zur Planung und Kartierung in verschiedener Ausführung meist vorhanden. Für Bestandaufnahme und allgemeine Planung ist Maßstab 1:5000 üblich. Leider fehlt es an mittelmaßstäblichen Karten für die örtliche Planung, besonders an solchen, aus denen die Struktur der Landschaft, Höhenlinien und Grundstücksgrenzen genau zu erkennen sind. Die topographischen Karten zeigen meist lediglich die Bodengestaltung, die Ortslagen, Wald, Wasser und Verkehr. Die Katasterkarten, die die Eigentums Grenzen, aber keine Höhenlinien enthalten, sind un einheitlich im Maßstab. Der Planer braucht die mannigfachen Unterlagen in einer Übersicht oder getrennt. Bei der Benutzung verschiedener sich ergänzender oder gebietsmäßig anschließender Karten erweist sich der unterschiedliche Maßstab und der verschieden zugrunde gelegte Nullpunkt als sehr nachteilig. Außerdem stammen die Karten meist nicht aus gleichen Zeiten und müssen erst auf den neuesten Stand ergänzt werden.

Auf Grund des Gesetzes zur Neuordnung des Vermessungswesens ist durch Verordnung über die Katasterplankarten ein einheitliches Kartenwerk 1:5000 angeordnet. Auf diesen sind Bodeneinteilung, -benutzung und -bewegung ersichtlich. Die Katasterplankarte ist die Grundlage für die daraus abzuleitende Spezialkarte; sie bildet eine Zwischenlösung bis zur Herstellung der deutschen Grundkarte 1:5000 (Reichswirtschaftskarte).

Karten größeren Maßstabs (1:2500 und 1:1000) für die Einzelpläne (nach gesetzlicher Vorschrift) sind von den Katasterämtern und Vermessungsbehörden zu beschaffen.

Als Übersichtskarten werden Meßtischblätter im Maßstab 1:25000 und 1:10000 gebraucht; sie können ebenso wie die Katasterplankarten 1:5000 fotografisch auf den gewünschten kleineren Maßstab gebracht werden.

Gute Dienste leisten Luftbilder, die entzerrt in einem gebräuchlichen Maßstab (1:5000, 1:10000, 1:25000) besonders für die Einfügung der Planungen in die Landschaft geeignet sind, da sie die örtlichen Einzelheiten, Bepflanzung u. dgl. nach dem neusten Stande wiedergeben.

2. Planzeichen für Raumordnung und Flächennutzung¹ sind zum Zwecke einer einheitlichen Darstellungsweise von Grenzen, Flächen und Leitungen aufgestellt worden. Die Flächenzeichen sind — begrifflich sehr aufschlußreich — nach Sachgebieten geordnet:

a) *Nutzungsflächen* — mit einheitlicher Grundnutzung (z. B. Wohnbauflächen); b) Nutzungsflächen mit besonderer *Zweckbestimmung* — die verschiedene Grundnutzungen zuläßt (z. B. Rieselfelder, d. s. Flächen mit wasserwirtschaftlicher Zweckbestimmung bei landwirtschaftlicher Grundnutzung); c) *Störungsflächen* — die Störungen ausgesetzt sind (z. B. Überschwemmungsflächen, d. s. Flächen, deren Nutzung durch Überschwemmung beeinträchtigt wird; dagegen gehören die gesetzlich festgestellten Überschwemmungsgebiete zu den Nutzungsflächen mit wasserwirtschaftlicher Zweckbestimmung); d) *Schutzflächen* — die auf Grund behördlicher Bestimmungen unter Schutz gestellt sind, z. B. Naturschutzgebiete. Die vier Flächenarten können sich überschneiden.

D. Allgemeine Planung.

I. Raumordnung und Landesplanung².

1. Entwicklung und Organisation. Durch die wirtschaftliche Entwicklung des 19. Jahrhunderts, in dem Deutschland wie andere Kulturländer namentlich durch den Einbruch der Naturwissenschaften und der Technik vom Agrarland zum Industriestaat wurde, traten, unterstützt durch eine entsprechende Gesetz-

¹ Planzeichen für Raumordnung und Flächennutzung. Berlin: Reichsverlagsamt.

² GÖDERITZ in [52]. — Zeitschr. Raumforschung u. Raumordnung 1937—1944. Heidelberg.

gebung (Bauernbefreiung, Freizügigkeit, Gewerbefreiheit usw.), erhebliche Mißstände in der Besiedlung des Landes auf. Die durch die arbeitsteilige Wirtschaft ermöglichte starke Bevölkerungsvermehrung führte zur Binnenwanderung mit dem Ergebnis der Verstädterung und unorganischen Ballung, vor allem in den Industriegebieten. Als wirtschaftliche und soziale Probleme zeigten sich Krisen, Proletarisierung, Verschuldung der Landwirtschaft, Wohnungselend u. dgl.

Die Ordnung größerer Räume wurde zunächst durch Planung und Lenkung der Raumnutzung auf dem Wege der Selbsthilfe im freiwilligen Zusammenschluß von Gemeinden, Vertretungen der Wirtschaft u. dgl. besonders in den stark industrialisierten Gebieten versucht. Den Planungsverbänden fehlte jedoch die gesetzliche Grundlage mit Ausnahme des bereits im Jahre 1920 geschaffenen Ruhrsiedlungsverbandes. Die neuere Gesetzgebung¹ schuf hierin Wandel.

2. Aufgaben und Arbeitsgebiete. Theoretisch vollzieht sich die Arbeitsmethode und der Arbeitsvorgang in folgenden Stufen, vergleichbar den ärztlichen Begriffen der Diagnose, Prognose und Therapie:

a) *Raumbestandsaufnahme* (einheitliches Erfassen dessen, was im Raum vorhanden ist); b) *Raumbeobachtung* (Erkenntnis der Entwicklungsrichtung der im Raum wirkenden Kräfte); c) *Raumplanung* (Herausarbeiten der tragenden Raumordnungsziele und Einflußnahme darauf bei den Stellen, deren Vorhaben und Planungen raumorientiert sind); d) *Raumgestaltung* (Herbeiführung einer sinnvollen Raumnutzung mit Hilfe vorausschauender allgemeiner Raumverteilung und besonderen Raumausgleichs zwischen den verschiedenartigen Rauminanspruchnahmen).

Die *Arbeitsgebiete* umfassen insbesondere folgende Aufgaben: a) Wirtschaft und Arbeit (Land- und Forstwirtschaft, Ernährungswirtschaft, Wasserwirtschaft, Industrie und Gewerbe, Arbeitseinsatz, b) Verkehr und Versorgungsanlagen, c) Siedlung und Wohnung, d) Erholung, Naturschutz, e) sonstige Anforderungen.

II. Planarten.

1. Raumordnungsplan.

Die Auswertung der vorbereitenden Arbeiten geschieht in der Weise, daß neben dem vorhandenen der gewünschte Zustand dargestellt wird. Die Aufgabe der Landesplanung wie des Städtebaus ist die Anwendung des Entwurfsprinzips auf die künftige Entwicklung durch Aufstellung eines Gesamtplans, der zur Kennzeichnung seiner Aufgabe Raumordnungsplan genannt wird. In der Regel wird zunächst eine Raumordnungsskizze entworfen.

Der *Raumordnungsplan* stellt die Grundsätze für eine einheitliche und organische Raumentwicklung, insbesondere die Richtlinien für den Verkehr, das Wohnungs- und Siedlungswesen, die Raumverteilung nach wirtschaftlichen, bevölkerungspolitischen, gesundheitlichen und kulturellen Gesichtspunkten nach Bedarf für einheitliche Planungsräume, verwaltungsmäßig meist für das Land, den Bezirk, Kreis einschl. der Gemeinden auf. Er soll die für die betreffenden Gebiete bedeutsamen Tatsachen und Zusammenhänge aufzeigen:

a) die natürlichen und von Menschen geschaffenen Gegebenheiten — unter Beachtung der vorhandenen raumwirtschaftlichen und raumpolitischen Mängel sowie der vorhandenen Planungen und Planungsabsichten;

b) die Folgerungen, die sich aus der Auswertung der Gegebenheiten mit der Zielsetzung einer organischen Gesamtentwicklung des Planungsraumes ergeben.

Der Raumordnungsplan bildet auf weite Sicht die Grundlage der Raumpolitik und der gesamten Planung; er wird geändert, sobald die fortschreitende Entwicklung dies erfordert. Er besteht aus Richtsätzen mit entsprechenden Planzeichnungen.

¹ Im Sinne der Raumordnung und Flächennutzung waren folgende Gesetze von Bedeutung: Wohnsiedlungsgesetz (22. 9. 33); Gesetz über einstweilige Maßnahmen zur Ordnung des deutschen Siedlungswesens (3. 7. 34); Erlaß über die Errichtung einer Reichsstelle für Raumordnung (26. 6. 35). Durch Verordnung vom 15. 2. 36 wurde eine das ganze Reich umfassende Planungsorganisation geschaffen.

Der Planentwurf, insbesondere die zeichnerische Darstellung soll sich auf die Gebietsteile beschränken, in denen merkliche Änderungen der bestehenden Verhältnisse zu erwarten sind oder notwendig werden. Das abgerundete Bild eines Endzustands zu geben, ist daher nicht überall möglich; wenn man von einem Entwicklungsbedarf für 30 bis 50 Jahre spricht, so ist damit gemeint, daß man nur für die nächste Generation Vorsorge zu treffen sich getraut.

Darstellungsart und Maßstab sind verschieden je nach den Vorbedingungen in dem einzelnen Planungsraum sowie nach dem Stand der Vorarbeiten und der Bestandaufnahme. Bei kleineren Gebieten kann ein einziger Plan genügen, bei größeren ist jedoch die Zerlegung in mehrere Einzelpläne notwendig. Empfehlenswert ist hierbei die Herstellung der Pläne auf durchsichtigem Material, so daß sich durch Überdeckung der Einzelpläne ein Gesamtbild ergibt. Bei verwickelten räumlichen Gegebenheiten und Planungsaufgaben ist jedoch eine Zerlegung in eine Reihe von Einzelplänen notwendig.

2. Generalverkehrsplan.

Eine besondere Stellung in der allgemeinen Planung nimmt die Bearbeitung der Anlagen des Nah- und Fernverkehrs ein, weshalb es sich empfiehlt, hierfür rechtzeitig einen Sonderplan aufzustellen¹. Entsprechend der funktionellen Gliederung der Stadt in Wohn-, Geschäfts- und Gewerbegebiete ist das Hauptverkehrsnetz so zu gestalten, daß jedes dieser Baugebiete möglichst nicht durchschnitten und nur soweit daran angeschlossen wird — gegebenenfalls durch Nebenstraßen —, als es die eigenen Verkehrsnotwendigkeiten erfordern. Insbesondere das Netz der möglichst nahe bis an den Stadtkern anbaufrei zu haltenden Fernverkehrsstraßen tangiert dann die Wohn- und Industriegebiete; es darf auch das Geschäftsgebiet im Kern nicht zerreißen.

Vor allem sind Häfen, Bahnhöfe, Autobahnen, Wasserstraßen und Flugplätze starke *Einflußkräfte positiver* und *negativer* Art auf den Gesamtorganismus der Stadt.

a) Eine *fördernde* Wirkung als Dominante haben besonders der Hauptpersonenbahnhof, dann die Vorortbahnhöfe und die Güterstationen (letztere geben ihrer Umgebung einen gewerblichen Charakter). Flüsse, Eisenbahnen und Autobahnen bestimmen mit ihren Dämmen und Einschnitten den Zug der anderen Straßen.

b) *Hemmende* oder trennende, die freie Entwicklung beeinträchtigende Wirkung hat namentlich das *Wasser*: höchster Hochwasserstand — auch Grundwasserstand — ist für Gebäude und Verkehrsanlagen maßgeblich; Ufer sind schwer änderbar. Ferner die *Eisenbahn*² durch technische Forderungen (Steigungen 1:80 bis 1:200, Ausnahme 1:40; Krümmungen: Radius 1200 bis 300 m, Ausnahme bis 180 m — und Flächenbedarf z. B. für Rangierbahnhof), ferner durch Brücken und Tunnel. Auf freien Strecken ist zwar das Verkehrsband meist nur 20 bis 30 m breit, aber starr.

Die Eisenbahn ist so zu planen, daß sie an beliebiger Stelle mit Straßen zu überbrücken oder zu untertunneln ist. Vor dem Personenverkehr muß der Güterverkehr geplant werden (z. B. Umgebungsbahnen, Anschluß von Industrie, Schlachthöfen usw.).

Eine sorgfältige Abstimmung, nicht zuletzt in gestalterischer Hinsicht, verlangt die Einführung der Fernverkehrsstraßen und der Zubringer zur *Reichsautobahn*. — *Flugplätze* stellen hohe Ansprüche an Gelände (Größe, frei von Bodenhindernissen und Nebel). (Diese Anlagen gehören namentlich wegen der gesetzlichen Vorschriften [Schutzbereichsges. u. dgl.] zu den stärksten Einflußkräften auf Entwicklung und Gestaltung einer Stadt.)

¹ BLUM in [26]. — Vgl. Abschnitt II „Nahverkehr“;

² Vgl. Abschnitt „Eisenbahnwesen“.

3. Ordnung des Wasserwirtschaft¹.

Für die praktische Planungsarbeit ergeben sich, abweichend von den üblichen wirtschaftlichen und fachlichen Stoffgliederungen, zwei Fragen:

- a) Wo bekommt man das für die jeweiligen Zwecke geeignete Wasser her?
 b) Wie ist das Abwasser zweckmäßig zu verwerten?

Zur ersten Frage sind die Möglichkeiten der Wasserbeschaffung zu erörtern, unterteilt nach der Menge des Wasserbedarfs und nach der Beschaffenheit für die einzelnen Bedürfnisse (Land- und Forstwirtschaft, Siedlungen, Industrie, Wasserverkehr, Wasserkraftnutzung) und den Arten der Gewinnung (Grundwasser, Quellen, Oberflächenwasser).

Zur zweiten Frage sind die verschiedenen Möglichkeiten einer Abwasser-Verwertung (landwirtschaftlich, Reinigung in Fischteichen, in Kläranlagen, Aufhöhung des Grundwasserstandes, Rücknahmeverfahren, Einleiten in Vorfluter, Eindampfen und Verbrennen der Rückstände) im Hinblick auf die Erfordernisse der räumlichen Betrachtung zu untersuchen. Dabei ist Abwasser nur als eine besondere, aber ebenso wichtige Erscheinungsform im Wasserhaushalt der Natur anzusehen. Entsprechend der Bedeutung der landwirtschaftlichen Abwasser-Verwertung sind deren gesetzliche Bestimmungen und Erlasse sowie die Form der verwaltungsmäßigen Durchführung besonders zu beachten.

Die Folgerungen aus den unter dem Gesichtspunkt der Raumordnung angestellten technischen und fachlichen Überlegungen sind

a) Die Raumnot zwingt, daß alle technischen Sonderplanungen auf die natürlichen Gegebenheiten des Raumes und der Landschaft und auf schon vorhandene menschliche Eingriffe Rücksicht nehmen.

b) Aus den Unterlagen über den Planungsraum ergibt sich, wieviel Wasser über den derzeitigen Bedarf hinaus zur Verfügung steht, wie man den Ausgleich zwischen dem künftigen Mehrbedarf und der verfügbaren Menge durch Speicherung verbessern kann, welche Verwendungszwecke nach dem wasserwirtschaftlichen Charakter des Planungsgebietes bevorzugt entstehen und auf welche Aufgaben man verzichten muß.

c) Aufgabe der Planung ist es dann, bei der begrenzten Menge des Wassers für eine planvolle Wasserwirtschaft zu sorgen und einen Ausgleich der einzelnen Bedürfnisse herbeizuführen.

4. Flächennutzungsplan.

a) Inhalt. Auf Grund des Raumordnungsplanes wird von der Gemeinde ein *Flächennutzungsplan* aufgestellt, der den Rahmen für die besonderen Zweckbestimmungen des Raumes enthält. Benachbarte Gemeinden haben zusammenzuarbeiten; auch hier müssen die eigentlichen Planungsräume erfaßt werden.

Der Flächennutzungsplan soll die erforderlichen Flächen für die verschiedenen Bedürfnisse ermitteln und sie ihren besonderen Zwecken widmen. Hierdurch soll die zukünftige bodenpolitische und bauliche Gestaltung des Planungsraumes unter Abwägung der Belange der verschiedenen Gemeinden, auch der benachbarten, vorausschauend geordnet werden. Gleichzeitig ist eine die Raumentwicklung störende Nutzung und Bebauung des Bodens zu verhindern.

Der Flächennutzungsplan besteht aus Plänen, Erläuterungsberichten und Einzelvorschriften. Er ist zu ändern, sobald die Verhältnisse es erfordern.

Der Flächennutzungsplan muß alle notwendigen topographischen und technischen Angaben enthalten. Er soll ferner, soweit erforderlich, folgende Arten von Flächen² vorsehen:

1. Straßen- und Wegeflächen:

Verkehrsstraßen und -plätze (Reichsautobahnen, Reichsstraßen, Landstraßen I. und II. Ordnung; Verkehrsstraßen mit Anbauverbot; Straßen mit Schienenver-

¹ „Richtlinien für die Ordnung der Wasserwirtschaft in der Landes- und Stadtplanung“, aufgestellt von der Deutschen Akademie für Städtebau. Raumforschung u. Raumordnung (1939) H. 11/12.

² Nach: Planzeichen für Raumordnung und Flächennutzung.

kehr — Straßenbahn in der Straßenfahrbahn oder auf eigenem Bahnkörper innerhalb bzw. außerhalb des Straßenprofils, jeweils ein-, zwei- oder mehrgleisig; Wege (Wander-, Rad- oder geschützte Uferwege).

2. Sonstige Verkehrsflächen:

Fern-, Nah- und Werkverkehrsflächen; Eisenbahnen (ein-, zwei- und mehrgleisig); Bahnhöfe und Haltepunkte; Flughäfen.

3. Wasserflächen:

Schiffbare Gewässer; festgestellte Überschwemmungsgebiete; Hochwasserabflußgebiete; Flächen, die Überschwemmungen ausgesetzt sind, soweit nicht im vorstehenden erfaßt; Heilquellenschutzgebiete; Wassergewinnungsflächen.

4. Landwirtschaftliche und forstwirtschaftliche Flächen: Ackerland einschließlich Wechselwiesen; Dauerwiesen und -weiden; Erwerbsgartenflächen; Öd- und Unland; Abwasserverwertungsgebiete (Rieselfelder u. dgl.).

5. Bergbauflächen:

Flächen der Steine und Erden; Braunkohlen; für den Abbau vorgesehen; im Abbau befindlich. (Die Art des Vorkommens ist anzugeben, z. B. Braunkohle, Torf, Ziegellehm und Ton, Kies, sonstige Steine).

6. Wohnbau-, Siedlungs- und Gewerbeflächen:

Wohnbauflächen; Kleinsiedlungsflächen; landwirtschaftliche Siedlungsflächen; Gewerbeflächen; Vorbehaltsflächen für öffentliche Gebäude von besonderer Bedeutung; Sonderflächen nach Bedarf für andere besondere Zwecke, z. B. für Bauplätze von anderen raumbestimmenden Gebäuden oder für Grundstücke, Gebäude und Anlagen des Denkmals- und Heimatschutzes.

7. Grünflächen:

Öffentliche Anlagen; Friedhöfe; Dauerkleingärten; private Anlagen; Natur- und Landschaftsgebiete; geschützte Landschaftsgebiete und Baumbestände.

8. Flächen für sonstige Zwecke.

9. Soweit erforderlich, sind ferner Flächen zu bezeichnen und zu begrenzen, die aus Gründen neuzeitlichen Städtebaues, vor allem auch zur Beseitigung von Mängeln der Wohnungs- und Verkehrsverhältnisse, einer Umgestaltung bedürfen (Umgestaltungsflächen). Darüber hinaus ist eine planmäßige Erneuerung des gesamten Stadtorganismus in zweckmäßigen Abschnitten und angemessenen Zeiträumen vorzusehen¹.

Ferner Versorgungsleitungen:

a) Freileitungen (Starkstrom und Post); b) unterirdische Leitungen (Starkstromkabel, Fernmeldelinien, Gas-, Ferngas, Wasser- und Abwasserleitungen).

b) **Flächenbedarf.** Es muß geklärt werden, welche *Arten* von Flächen und *wieviele* davon für die verschiedenen Nutzungen (Wohnen, Arbeiten, Verkehr, Erholen) gebraucht werden und *wie groß* sie sein müssen². Daran schließt sich später als eigentliche Planungsaufgabe die *Anordnung* der Flächen unter Beachtung ihrer gegenseitigen Beziehungen.

Die Ausdehnung der Stadt hat Grenzen: natürliche (Gebirge, Wasser, unbebaubares Gelände) und künstliche (politische Verwaltungsgrenzen und dergleichen); besonders aber stehen dem unbeschränkten Wachstum jetzt die Forderungen der organischen Einheit des Stadtkörpers, der Wirtschaftlichkeit (Vermeidung weitläufiger Verkehrs- und Versorgungsanlagen) und des erträglichen Aufwandes der Bewohner an Zeit und Geld für die Wege zwischen Wohnung und Arbeitsstätte, zum Einkauf und zur Erholung entgegen. Je größer und ungegliederter die Stadt ist, desto weiter werden die Wege.

Zu unterscheiden ist der Flächenbedarf einer Gesamtstadt, wobei Vorhandenes meist nur in geringem Maße beeinflussbar ist, oder der Bedarf eines Stadterweiterungsgebietes, in dem bestehende Anlagen verschiedener Art entweder mitbenutzt werden können oder neugeschaffen werden müssen. Ausgangspunkt der

¹ Vgl. die Abhandlung „Organische Stadterneuerung und ihre wirtschaftlichen Grundlagen“ in Raumforschung u. Raumordnung 1941, H. 2. Ferner [59].

² Vgl. [26; 27; 44a].

Berechnungen ist die vorhandene Bevölkerungszahl, zu der in der Regel ein Zuschlag für die voraussichtliche Zunahme innerhalb einer Generation (30 Jahre) oder für die doppelte Zeit zu machen ist.

Für den ersten Entwurf sind die Größenordnungen von *Bauflächen*, *Verkehrs- und Grünflächen* zu ermitteln. Ausgangspunkt zur Ermittlung der *Wohnfläche* ist die vorhandene Bevölkerungszahl. Aus der Baufläche sind Verkehrs- und Grünflächen zu ermitteln und in Beziehung zu setzen zur vorhandenen Bebauung, die teilweise als unveränderlich anzunehmen ist, teilweise aber als auflockerungsbedürftig. Für künftiges Bauland ist die Baustufe (Ausnutzungsziffer) einzusetzen; danach ist die Höchstzahl der Bewohner bei voller Bebauung zu berechnen. Die Fläche des künftigen Baulandes wird oft zu hoch gegriffen, jedoch muß auch mit unerwarteten Anforderungen gerechnet und eine gewisse Auswahl an Baugelände vorgesehen werden.

Danach ist die Zahl der Bewohner auf 1 ha des Gesamtgebietes der Stadt, dann des eigentlichen Baugebietes, einschließlich Straßen und Plätzen ohne Anlagen des Großverkehrs zu ermitteln (z. B. für ersteres 150 bis 200 Bewohner/ha; ohne Kanalisation 50 bis 80 Bewohner/ha). — Aufschlußreicher ist die Zahl der Bewohner auf 1 ha bebaute Fläche, d. h. Grundstücksfläche einschließlich Hof und Hausgarten, ausschließlich Straßen und Plätze. Um die bebaute Fläche zu erhalten, sind vom Bauland die öffentlichen Grün- und Verkehrsflächen (ohne Großverkehrsanlagen) abzuziehen (20 bis 35 % des Baugeländes, in Großstädten 40 %).

Der Flächenbedarf je Wohnung kann für die allgemeine Planung überschläglich — zunächst ohne Rücksicht auf die Bebauungsart — angenommen werden, z. B.: Nettobaublockfläche 250 m² je Wohnung oder 200 Bewohner je ha; Bruttogeländefläche (bei 30 % Zuschlag für Verkehrs- und Grünflächen und sonstigen öffentlichen Bedarf) 325 m² je Wohnung oder 160 Bewohner je ha. — Rechnet man je Bewohner 15 m² Geschoßfläche, so werden je ha Bruttogeländefläche 2400 m² Geschoßfläche benötigt.

Für *Grün- und Freiflächen*, die den Eindruck der Natur im Gegensatz zur Bebauung vermitteln (Wald, Acker, Wiesen und Weiden, Wasserflächen und öffentliche Grünanlagen) ist für 100 Einwohner etwa 1 ha zu rechnen. Der Bedarf steigt mit der Siedlungsdichte.

Von den *Verkehrsflächen* beträgt das *Straßenland* ungefähr 12 % oder 5 bis 6 m² je Kopf der Bevölkerung, jedoch nur auf das bebaute Gebiet berechnet. Die Flächen für den *ruhenden* Verkehr (Garagen und Parkplätze) werden mit steigendem Verkehr wachsen. Außerdem verweist die Reichsgaragenordnung jetzt den ruhenden Verkehr von der Straße. Im Durchschnitt rechnet man für die künftige Zeit etwa auf jede 10. Familie einen Wagen.

Von den *Großverkehrsflächen* beansprucht die *Eisenbahn* viel Raum (z. B. 8 % der bebauten Fläche). Kopfbahnhöfe brauchen weite Rangierflächen. Abmessungen¹ z. B.: Rangierbahnhöfe 3000 m lang, 300 m breit = 90 ha, Ortsgüterbahnhöfe 1200 m lang, 400 m breit = 48 ha, Hauptpersonenbahnhöfe 400 m lang, 120 m breit = 4,8 ha.

Zur Ermittlung der *Gewerbeflächen* möge als Anhalt dienen: auf je 300 Einwohner kommt 1 ha Industriefläche, oder auf 1 ha Wohngebiet gewerblicher Arbeiter 0,75 ha Gewerbefläche. Der Flächenbedarf der Industrien ist sehr verschieden. Die Zahl der Beschäftigten ist nicht für die Flächengröße maßgebend, z. B. brauchen Sägewerke, Mühlen und Elektrizitätswerke viel Raum und wenig Arbeiter, feinmechanische Werkstätten hingegen viel Arbeiter und wenig Raum.

Im allgemeinen verhalten sich in Großstädten die Wohnbauflächen zu den Arbeitsflächen (einschließlich Verkehrsflächen) wie 1:1 und beide zusammen zu den Erholungsflächen wie 1:1. Der Bedarf an öffentlichen Erholungsflächen innerhalb des Weichbildes nimmt bei kleineren, mehr mit der Natur verbundenen Städten ab.

¹ *Blum* in [26]. Vgl. ferner Abschnitt „Eisenbahnwesen“.

Die Kosten einer neu zu gründenden Stadt sind mehrfach geschätzt worden. Bei einer Kleinstadt z. B. ergeben sich an Aufwendungen für Landbedarf, Wohn- und Arbeitsstätten und Gemeinschaftseinrichtungen je Kopf etwa 5000 M. Von den Gesamtaufwendungen müssen mindestens $\frac{1}{4}$ als unrentierlich angenommen werden.

c) Anordnung der Flächen. Bei der *Anordnung* und Bemessung der Nutzungsflächen sind die Bedürfnisse des Wohnens, der Gesundheitspflege, der Wirtschaft, des Verkehrs, der Versorgung (Be- und Entwässerung), der Landeskultur sowie der Aufgaben der Stadtgestaltung und der Natur-, Denkmal- und Heimatpflege zu beachten. Hieraus ergibt sich auch der Umfang des Planungsgebiets, der durch den Bedarf an Land für die menschlichen Lebensnotwendigkeiten: Wohnung, Arbeit, Verkehr und Erholung bestimmt wird. Die Anschauungen über die zweckmäßige Größe der Stadt haben sich gewandelt. Früher sah man eine ständige Bevölkerungszunahme als erstrebenswert an, drängte die Bewohner aber durch dichte und hohe Bebauung auf engen Raum zusammen; jetzt will man übermäßige Menschenanhäufungen vermeiden und sucht die Bebauung aufzulockern durch Herabsetzung der Geländeausnutzung, dementsprechende Bemessung der Wohn- und Siedlungsflächen und durch Anordnung der Grünflächen. Gegen eine unnötig weite Ausdehnung der Stadt und vor allem die Zersplitterung der Bebauung am Rande spricht die Wirtschaftlichkeit der Verkehrs- und Versorgungsanlagen sowie die Rücksicht auf die landwirtschaftliche Nutzung des Bodens. Kleinbäuerliche Wirtschaften sind zu schonen; wenn eine Inanspruchnahme oder Zerschneidung nicht zu vermeiden ist, kann durch Ersatzland oder Umlegung geholfen werden, woran schon beim Planen zu denken ist. Zu beachten sind vor allem auch die natürliche Beschaffenheit des Geländes (die Landschaft), die klimatischen Verhältnisse (Windrichtung, Nebelbildung) usw.

Die Gestaltung einer Stadt nach einem System oder Schema ist in älterer und neuerer Zeit oft versucht worden. Dabei hat sich jedoch gezeigt, daß ein System keine ideale Gestaltung ergibt; es bleibt immer hinter der Wirklichkeit zurück, da ihm die Lebendigkeit fehlt. Die Gesetze des Lebens können daher nur analysiert und dann nach einem der Anschauung entsprechenden Plan geordnet werden. Jeder Schematismus ist abzulehnen, ebenso aber Willkür. Es lohnt sich, dieser Frage auf den Grund zu gehen, zumal ein Schema für den Techniker nichts weiter ist als die zeichnerische Darstellung dessen, was in Worten ausgesprochen ist.

1. Die geometrischen Stadtschemata sind aus den militärischen Bedürfnissen früherer Zeiten entstanden. Der rechteckige Stadtgrundriß mit den sich kreuzenden Hauptstraßen ging davon aus, daß 4 Tore von dem im Schnittpunkt gelegenen Markt- oder Zeltplatz beobachtet werden konnten. Der kreisförmige Grundriß ist aus dem Wall entwickelt, der bei geringstem Umfang die größte Fläche schützte. Noch heute zeigen kleine Städte oder die Altstadtkerne von Großstädten diese Systeme. In Kleinstädten sind sie oft noch nicht in Widerspruch mit den neuzeitlichen Anforderungen des Verkehrs, des Wohnungsbaus usw. gekommen. Bei Großstädten aber haben die Stadterweiterungen die Wälle gesprengt und sich dann mehr oder weniger willkürlich ausgebreitet.

Um ein organisches Wachstum zu erreichen, muß sich der Städtebauer mit dem System der alten Stadtanlage auseinandersetzen. Die Verteidigungsmaßnahmen zwangen früher zur Konzentration, heute erstrebt man Dezentralisation,

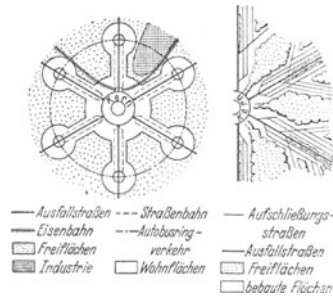


Abb. 2. Stadtschema (Verkehr und Grünflächen).

was sich mit den gesundheitlichen Forderungen des Wohnungsbaus und der Anlage von Erholungsflächen deckt.

Nach neuzeitlichen Anschauungen geht das *Rechteckschema* vom rechteckigen Baukörper und Baublock aus, das *Kreisschema* mit Radialstraßen vom Schnellverkehr. Beide vertreten also verschiedene Grundsätze und geraten in Widerspruch, wenn sie sich ohne Anpassungsmaßnahmen treffen (z. B. spitze Ecken der Straßen und Wohnhäuser bei alten Schachbrettssystemen mit neuen Diagonalstraßen). Beide lassen sich aber vereinigen, wenn man dem Rechtecksystem die kleineren Maße der Wohnviertel zuweist und dem Radialsystem die grundlegende Anordnung und die weiteren Ausmaße der Ausfallsstraßen. Ein Stadtkern, der eine kreisförmige oder rechteckige (oder am Flußlauf eine halbkreisförmige) Gestalt hat, kann in organischer Weise wieder in geometrischen Formen erweitert werden. Dabei werden die Gegebenheiten der natürlichen Landschaft und die sonstigen Einflußkräfte die Starrheit mildern und das Stadtbild jeweils abwandeln und bereichern. Die Forderungen des Lebens werden teils gefördert, teils — soweit sie scheinbar in Gegensatz geraten — zurückgehalten oder abgelenkt.

2. Beim *Trabantensystem* soll die Mutterstadt in ihrem Wachstum bewußt beschränkt werden; die Erweiterung wird grundsätzlich in die Trabantenstädte verlegt, die vollständig getrennt (Insellage) in der unbebauten Landschaft liegen. Ist dabei die Entfernung nicht reichlich genug bemessen, so lassen sich die Kräfte des Zusammenwachsens nur sehr schwer unterdrücken; es entstehen — nach dem bisherigen Bodenrecht — in der Zwischenzone Konflikte bei der Bodenwertbildung durch Flächenwidmung, ferner zwischen Verkehr und Grünflächen sowie zwischen Bodenwertbildung und Bauverbot.

3. Das *Sternsystem* pflegt sich aus dem in radialer Richtung ausstrahlenden Wachstum der Mutterstadt — meist entlang der Verkehrsstraßen und Vorortbahn — zu entwickeln. Ein erheblicher Mangel ist die Zusammendrängung des Verkehrs im Mittelpunkt sowie die Unwirtschaftlichkeit der an den Sternspitzen dünn besiedelten Straße mit geringem örtlichen Verkehrsaufkommen und ihrer Überlastung nach der Stadtmitte zu, ferner das unorganische Überwuchern der Bebauung zwischen den Radialen, namentlich als Folge des Kraftverkehrs. Die in den Ausläufern der zentralen Stadt liegenden Vororte entwickeln sich dabei selten zu einem Kern, der insbesondere zur Entlastung der Innenstadt vom Verkehr und zur Vermeidung unnötiger Fahrkosten und Fahrzeiten notwendig ist.

4. Das System der radialen Gliederung der Bau- und Freiflächengebiete kann aber zu einem Bund zwischen den Forderungen der Grünflächenpolitik und denen einer gesunden Verkehrspolitik führen, wenn die bebauten Sektoren breiter und gedrungener gehalten werden und dafür zwischen ihnen genügend breite reine Freiflächensektoren erhalten bleiben. Dazu ist eine gewisse Zusammenhaltung der Verkehrsadern bis zum nächsten nahen Vorort als einem äußeren Nebenzentrum zweckmäßig. Dieses — mit „*Bündelsystem*“¹ (Abb. 2) bezeichnete — *verbesserte Sternsystem* hält die Bebauung in wünschenswerter Weise zusammen. Sie bekommt die größtmögliche Berührungslänge mit der Natur und hat trotz der größeren Breite der Bausektoren doch ziemlich kurze Verbindungswege zu ihr. Gleichzeitig wird Anreiz zum Wohnen im Freien und damit zur rascheren Entwicklung des Bebauungssektors gegeben, weil die wirtschaftlichen Bedingungen des Verkehrs verbessert werden. Es kann bei diesem System auch leichter verhindert werden, daß die Bebauung in den freizuhaltenden Sektor hineingreift und daß ein häßliches, lückenhaftes Bild des Stadtrandes entsteht. Auch die Bodenwertbildung wird zugunsten der Freiflächenbeschaffung beeinflusst. Freiflächen- und Verkehrspolitik unterstützen sich gegenseitig in organischer Verbindung.

Die Vorstädte liegen an den Verkehrsradialen, ziehen sich aber nicht endlos an diesen entlang wie beim Stern, sondern nehmen einen Punkt an den Radialstraßen als Ansatz zu einer neuen Kernbildung. Die Altstadt bildet den Haupt-

¹ Nach R. WENTZEL: Monatshefte f. Baukunst u. Städtebau 1937, H. 1.

kern, dem weitere etwa 5 bis 7 Kerne angegliedert werden. Dabei sollen die Radialen den neuen Kern (ebenso wie den Altstadtkern) tangieren und nicht durchschneiden.

Bei Städten an einem Fluß liegt der Hauptkern meistens am Wasser. Ein Kanal bringt die Verbindung zum Industriegebiet. Abgesehen von den industriellen Anlagen sollte der Fluß in einen Grünstreifen eingebettet sein.

5. Ein Stadtschema auf der Grundlage der *sozialen Struktur* der Bevölkerung für eine Stadt von z. B. 20000 Einwohnern unterteilt den Gesamtkörper wie einen Zellorganismus in einen zentralen Hauptkern mit 6 bis 8 Nebenkernen. Jeder Nebenkern enthält die untergeordneten öffentlichen und gewerblichen Einrichtungen, die seine Einwohner zum täglichen und wöchentlichen Bedarf brauchen. Die gewerblichen Einrichtungen liegen in verteilten Gruppen in den äußeren Bezirken der Nebenkern und werden immer mehr zusammengefaßt, je mehr man sich dem Hauptkern nähert. Von öffentlichen Einrichtungen, die im Mittelpunkt eines jeden Nebenkerns angeordnet sind, erfahren besonders jene Kultureinrichtungen, deren Lage im mittleren Kern wegen seines geräuschvollen, verkehrsreichen Lebens nicht zweckmäßig ist (Schulen, Jugendheime usw.), eine ringförmige Zusammenfassung in der Weise, daß in einigen Nebenkernen die nächsthöheren Stufen der Einrichtungen der Nachbarkerne mit untergebracht werden. Andererseits geben ihm diese benachbarten Nebenkern die wirtschaftliche Grundlage zu diesen Einrichtungen. Die Ost- und Westkerne ziehen dabei mit Rücksicht auf die Windrichtung bestimmte Anlagen an sich: der Ostkern — im Windschatten — enthält Industriegebiete, Bahnhof, Schlachthaus, Gaswerke, Müllabfuhr und Kanalisationsanlagen, dem Westkern sind Sportanlagen, Jugendheime, Krankenhaus usw. zugeordnet.

Für die Planung sind folgende Fragen zu beantworten: Was gehört alles in eine Siedlung hinein? Wie groß sind die einzelnen Einrichtungen? Wieviel davon sind nötig? Wohin gehören sie?

6. Die Gestaltung der städtischen Siedlungsmasse¹ entsprechend dem Gedanken der organischen Gliederung in „Stadtzellen“ oder „Nachbarschaften“ ergibt folgendes Schema (S. 1264).

Für ein Planschema auf ebenem Gelände — das für die Gliederung am schwierigsten ist, da es keine Ansatzpunkte bietet — sind maßgeblich die wesentlichen funktionsverschiedenen baulichen Anlagen und ihre Standort-erfordernisse sowie die verschiedenen Wohntypen; ferner die Verkehrsbeziehungen, die nicht richtungslos sein dürfen wie das Quadrat mit zentrischem Achsenkreuz und das Grundschema der Renaissancestädte (Kreis oder Vieleck mit strahlenförmigen Straßen zur Mitte; es nimmt auch keinen Bezug auf die rechteckigen Parzellen und ihre Zuordnung).

Empfohlen wird ein richtungsbestimmtes Rechteck mit dem Achsenkreuz der wichtigen Straßen, dessen Schwerpunkt in Richtung der höheren Einheit verschoben ist. Dieses Grundschema für den Aufbau der Einheiten von der Zelle aufwärts gibt zugleich einen Anhalt für die Standortverteilung der Wohntypen bzw. der Funktionsgruppen: Am Schnittpunkt der wichtigen Straßen das geschäftliche Zentrum. Schule und einige Kulturbauten brauchen Randlage (unmittelbar angegliederte Freiflächen und starke Beziehung zur Landschaft), aber auch gehörige Bindung zum Zentrum. Auf die durch das Achsenkreuz entstehenden Flächen verteilen sich die funktionsverschiedenen Baueinheiten (Geschäfte, Gewerbe, Verwaltung, die normale Wohnbebauung), bei den kleineren Einheiten die verschiedenen Wohntypen (Miethäuser, Eigenheime usw.).

7. *Zusammenfassung.* Die tragende Ordnungsidee ist die Gliederung der Stadt in eine Anzahl von verkehrlich gut verbundenen Baugebieten je nach ihrer verschiedenen Nutzung und Funktion im Gesamtorganismus. Jeder Teil muß seine Aufgabe wirtschaftlich und gestalterisch aufs beste erfüllen. Der Stadtkörper

¹ CULEMANN, C.: Bauen. Siedeln. Wohnen. H. 24. Berlin 1940 und Raumforschung u. Raumordnung (1941) H. 3/4. — RAINER, R.: Städtebauliche Prosa. Tübingen 1948.

	Städtische Einheiten	Wohnungen	Einwohner	Fläche ¹	Schulen
I	Wohnung	1	4	45 bis 75 m ²	—
II	Wohnhaus	≅ 1	≅ 4	≅ 40 m ²	—
III	Wohnhausgruppe oder Baublock	gunstig 30 bis 60 netto	120 bis 240	~ 1 ha ²	—
IV	Wohnbaugebiet ³				
1	Stadtkleinzelle (ländl. Ortschaft ⁴)	1000 bis 1500	4000 bis 6000	35 bis 50 (60) ha	Volksschule
2	Stadtmittelzelle = 4 Stadtklein- zellen (Klein- stadt ⁴)	4000 bis 6000	16000 bis 24000	200 bis 250 ha	Haupt- und Oberschule
3	Stadtgroßzelle = 3 Stadtmittelzellen = 12 Stadtklein- zellen (Mittel- stadt ⁴)	12000 bis 18000	48000 bis 72000	600 bis 800 ha	Fachschule
4	Stadtbezirk = 4 Stadtgroßzellen = 48 Stadtklein- zellen (Groß- stadt ⁴)	48000 bis 72000	192000 bis 288000	2000 bis 3000 ha	(Hochschule)

¹ Je nach Bebauungsdichte (Wohndichte). ² Bebaute Fläche. ³ Wohnbaugebiet = 1 Stadtkleinzelle. — Nettowohnbaugebiet = Summe der Wohngrundstücke. — Bruttowohnbaugebiet = Nettowohnbaugebiet plus Gemeinbedarfsflächen. ⁴ Bei selbständigen Ortschaften.

soll aus der Landschaft herauswachsen und zu einer eindrucksvollen Gesamt-erscheinung — gekrönt von den Bauten der Gemeinschaft — entwickelt werden, wobei durch sinnvolle Lenkung in zellenhaftem Wachstum stets ein fertiges Gesamtgebilde entsteht.

d) Die gegliederte und aufgelockerte Stadt. Eine richtige städtebauliche Gliederung und Aufteilung der Städte und Siedlungen gewährleistet zugleich die günstigsten Verhältnisse für das einzelne Haus und den einzelnen Betrieb. Die Zielsetzungen der Gliederung und Auflockerung stimmen mit denen der Landesplanung, des neuzeitlichen Städtebaus, der Bevölkerungspolitik, der Volksgesundheit und des Verkehrs im Grundsätzlichen überein.

Die Nachteile großer Ballungen (Agglomerationen) sind um so geringer, je weiträumiger und aufgelockelter die Anlage gestaltet ist. Die einzelnen Flächen des Stadtgefüges — Bauflächen, Grünflächen, Verkehrsflächen — sind so anzuordnen, daß mehrere Stadtzellen entstehen, die durch breite Trennstreifen (Grünflächen und Straßenzüge von außergewöhnlicher Breite) voneinander abgesetzt sind. Auch die verschiedenen für die Bebauung bestimmten Gebiete — insbesondere Kleinsiedlungsgebiete, Wohngebiete, Gewerbegebiete — sind gegeneinander abzugrenzen und bei größerer Ausdehnung in sich zu unterteilen. Als Trennstreifen kommen Grünflächen (z. B. Parkanlagen, Wasserläufe, Erholungs-, Sport- oder Kleingartenflächen) oder breite Hauptverkehrsstraßen in Betracht. Diese Auflockerung der Bauflächen ist auch geeignet, eine Brandausbreitung zu verhindern und die Bekämpfung von Großbränden zu erleichtern.

Bei der Planung der Verkehrsflächen sollen Durchgangsstraßen und Hauptverkehrslinien nicht durch die Bauflächen hindurch, sondern an ihnen vorbei geleitet werden. Die Anlage nur eines Großbahnhofes für eine neue Großstadt sowie die engräumige mehrerer Bahnhöfe sind unzweckmäßig. Vor Personen-

bahnhöfen sind große freie Plätze anzuordnen. Abstellbahnhöfe und andere wichtige Verkehrsanlagen (z. B. Hafenanlagen) sind außerhalb der bebauten Ortslage anzuordnen. Güterbahnhöfe sind, soweit möglich, in mehrere Anlagen an verschiedenen Standorten zu unterteilen.

Das einzelne Wohnbaugelände bildet im Verband mit den andern „Stadtezellen“ den Gesamtorganismus der Stadt. Es besteht aus den Wohngrundstücken, mit allen zugehörigen Einrichtungen des Gemeinbedarfs (Straßen, Plätzen, Läden, Handwerkstätten, kulturellen Anlagen usw.).

Wohn- und Kleinsiedlungsgebiete sollen von Industriestätten oder von benachbarten Gewerbegebieten durch 500—1000 m breite Abstände getrennt werden.

In Wohngebieten sollen bebaubare Fläche und Geschoßzahl so niedrig wie möglich gehalten werden: grundsätzlich nur Einzelhaus-, Reihen- oder Zeilenbauweise, keine allseitig geschlossenen Blöcke (je Hektar Nettobauland nicht mehr als etwa 180 bis 240 Bewohner). Bei einer Bebauung aller Baublockseiten soll die Mindestbreite der Freifläche im Blockinnern etwa das Vierfache der Gebäudehöhe betragen.

Auch Geschäftsgebiete sind aufgelockert anzuordnen, gegf. sind mehrere getrennte Geschäftsgebiete zu bilden. Ringsumschlossene Innenhöfe sollten grundsätzlich vermieden werden. Zusammenhängende Freiflächen im Innern des Baublocks sind mit den umgebenden Straßen durch Lücken oder breite Öffnungen in der Randbebauung zu verbinden.

Gewerbegebiete müssen von anderen Baugebieten durch 500—1000 m breite Freiflächen getrennt werden. Die Ausdehnung des einzelnen Gewerbegebietes ist tunlichst nicht zu groß zu halten, gegebenenfalls sind sie in sich zu unterteilen. Das Zusammenwachsen von Gewerbegebieten mit anderen Stadtgebieten ist zu verhindern.

Die wichtigen (Versorgungs-, Hafen-) Anlagen usw. der Stadt sollen außerhalb der bebauten Ortslage gelegt werden. Um die Versorgung der Stadt mit Elektrizität, Gas und Wasser unter allen Umständen zu sichern, sind mehrere Erzeugungsstellen vorzusehen; dabei ist eine vielfältige Unterteilung und Vermischung der Versorgungsquellen und Leitungen vorzunehmen. Eine gut verteilte Feuerlöschwasserversorgung muß durch entsprechende Nutzungsmöglichkeiten von Flüssen, Seen, Teichen, Bächen sowie durch Anlage künstlicher Wasserflächen gesichert werden. Auch das Grundwasser wird hierfür durch Anlage von Brunnen genutzt werden können.

Der Umbau — in vielen Fällen sogar Abbau — der durch die Zusammenballung von Arbeitsstätten und Menschen in ihrer Leistungsfähigkeit, Gesundheit und Schönheit unzulänglich gewordenen Städte ist eine unabweisliche Folge der Zerstörungen des Krieges geworden.

Bei der Standortlenkung der Industrie sind mittlere und kleinere Städte für die Ansetzung neuer Industriebetriebe zu bevorzugen. Großstädte können teilweise durch Aussiedlung der Bevölkerung, gegebenenfalls auch der Industrie, aufgelockert werden. Größere Stadterweiterungen sind möglichst als eigene Stadtteile zu gestalten. Das meist enge Gefüge bestehender Städte ist durch Trennstreifen und Durchbrüche — auch unter Ausnutzung bestehender Baulücken — aufzulockern.

Der Flächenbedarf ist bei sinnvoller Auflockerung nicht größer als bisher in Großstädten, die eine zersplitterte Bebauung und krasse Gegensätze von Eng- und Weiträumigkeit aufweisen.

E. Die Teilplanung und die Einzelglieder des Stadtorganismus.

I. Straßen.

Der ältere Städtebau war vorwiegend Straßenbau. Heute wird die Geländeerschließung und Bebauung nicht mehr nur von der Straße aus gesehen; in den durch die Bauungsweise gestalteten Freiraum wird der Verkehrsraum nach

seinen besonderen Anforderungen eingefügt, wobei selbstverständlich enge Wechselbeziehungen bestehen. Hieraus ergeben sich neue rechtliche, technische, hygienische und künstlerische Folgerungen. Die Straßen sind nur noch *eine* — allerdings sehr wichtige — Grundlage der Planung. Durch Richtung und Höhenlage bilden sie das Gerippe des Stadtkörpers; auch werden die Gesamterschließungskosten wesentlich durch den Straßenbau bestimmt.

1. Der Zweck der Straßen ist: den Verkehr für Fußgänger und Fahrzeuge — den Personen- und Güterverkehr — zu vermitteln, die Grundstücke zugänglich zu machen und die unterirdischen Leitungen (Wasser, Entwässerung, Gas; Kabel für Beleuchtung, Post, Feuerwehr, Polizei; Fernheizung usw.) aufzunehmen. Die Straßen in bebauten Gebieten sollen gut zu entwässern, zu reinigen und staubfrei (fugendicht) sowie erschütterungsfrei (eben) sein. Die Ausstattung ist je nach Beanspruchung und wirtschaftlich vertretbaren Ansprüchen einfach oder besser: Decke leicht, mittelschwer oder schwer.

Man unterscheidet¹:

a) Leichte Decken. Kiesdecken; Schotterung (auch mit Oberflächenbehandlung aus Teer oder dgl.); leichte Tränk- oder Einstreudecken; Klinker (hochkant auf Kiesunterlage).

b) Mittelschwere Decken. Kleinstpflaster; Asphalt- oder Teermischmakadam (im Schnitt: gerinne Naturgroßsteine oder dgl.); Klinker (hochkant, auf Schotterung); Schlackensteinpflaster (auf Kiesunterlage); Wildpflaster.

c) Schwere Decken. Sandasphalt, Asphaltbeton, Teerasphaltbeton; Asphaltteerbeton oder Teerbeton; Betondecken. Kleinpflaster; Großpflaster aus Natur- oder Schlackensteinen (die Steindecken am besten mit Asphalt- oder Zementfugenverguß).

Für *Gehwege* genügen nur bei schwachem Verkehr leichte Kiesdecken; üblich sind sonst Decken aus Asphalt- oder Teermischmakadam (auf gewalzter Kiesunterlage oder dgl.), Gußasphalt (auf Betonunterlage); flachseitiges Klinkerpflaster; Mosaikpflaster — allein oder neben Gehbahnen aus Kunststein- oder Natursteinplatten.

Radwege erhalten die gleichen Befestigungen wie die Gehbahnen (Kiesdecken werden selten genügen), dazu noch Betondecken.

2. Die Arten der Straßen innerhalb der Ortschaften werden je nach Überwiegens des Zweckes so klar wie möglich nach Verkehrsstraßen (für durchgehenden Verkehr) und Wohnstraßen (für Anliegerverkehr) unterschieden.

a) Fernverkehrsstraßen sollen grundsätzlich nicht durch Wohn- und Kleinsiedlungsgebiete geführt werden. An Straßen außerhalb von Baugebieten oder eines im Zusammenhang gebauten Ortsteils, besonders an Fernverkehrsstraßen, kann der Anbau verboten werden. Wenn die Geländeerschließung längs einer solchen Verkehrsstraße notwendig wird, so sollen die Grundstücke von besonderen Ortsfahrbahnen (mit beschränkter Verbindung zur Verkehrsstraße) oder von gleichlaufenden Wohnstraßen zugänglich gemacht werden.

b) Hauptverkehrsstraßen bilden das Gerippe der Erschließung (Haupterschließungsstraßen), sind Träger der Nahverkehrsmittel und stellen die Verbindung der verschiedenen Baugebiete und mit dem Fernstraßennetz (Reichsautobahn usw.) her. Sie werden nach Möglichkeit um den dicht bebauten Altstadt kern (etwa tangential im Zuge alter Wallanlagen) oder am Rande kleinerer Ortschaften herumgeführt (Umführungs- bzw. Umgehungsstraßen). Ortsdurchfahrten² bedingen meist eine Verbesserung der überkommenen Verkehrsraum- und Betriebsverhältnisse zwecks Anpassung an den neuzeitlichen Schnellverkehr.

Im Stadttinnern liegen im Zuge der Hauptverkehrsstraßen die Verkehrsplätze. Neben zu schmal gewordenen Hauptstraßen kann der Verkehr durch Entlastungsstraßen — besonders zur Vermeidung kritischer Knotenpunkte — geführt werden. Bei Neuanlagen werden innenstädtische Verkehrsstraßen mit mehrteiligen Fahrbahnen (getrennt für Schnell- und Langsamverkehr oder nach Benutzungsarten) ausgestattet.

Für Geschäftsstraßen kann große Breite und lebhafter Durchgangsverkehr wegen Erschwerung des Übergangs für Fußgänger nachteilig sein; alte Geschäftsstraßen werden daher oft mit Vorteil vom Straßenbahn- und Autoverkehr ent-

¹ Vgl. Vorläufige Richtlinien f. d. Ausbau von Stadtstraßen, Forschungsbes. f. d. Straßenwesen. Verkehrsblatt 1947, H. 7/8. — Ferner Abschn. Straßenbau.

² Richtlinien für Durchgangsstraßen in Ortschaften d. Forschungsbes. f. d. Straßenwesen. Die Straße 5 (1938).

lastet. (Es kann sich gelegentlich empfehlen, im Innern von Geschäftsblöcken Ladenstraßen nur für Fußgängerverkehr — Anfahrt an der Außenseite des Blockes — anzulegen; sie gewährleisten unter anderem eine ungestörte Betrachtung der Schaufenster.)

c) *Wohnsammelstraßen* stellen die Verbindung der Wohnstraßen mit den Hauptverkehrsstraßen her; zur Vermeidung von Gefahrenpunkten sind die Einmündungen in diese zu beschränken. Sie werden mit Wohn- und Geschäftsgebäuden (auch Sammelgaragen) bebaut. Durch zügige Linienführung sollen sie den Durchgangsverkehr von den Wohnstraßen fernhalten.

d) *Wohnstraßen und Wohnwege* (letztere ohne Fahrverkehr) sollen nicht mit den Hauptverkehrsstraßen, sondern nur mit den Sammelstraßen und unter sich in Verbindung stehen und ein von Lärm und Verkehrsgefahren freies Wohnen ermöglichen.

Kurze Stichstraßen oder Sackgassen (Abb. 7: 8, 14, 15) als Fahrwege können gelegentlich verwendet werden; gute Wendeplätze (Kreis mit mindestens 12 m Durchmesser oder Wendehammer) sind dann Bedingung. Das Ende einer Stichstraße soll möglichst von der Einmündung aus sichtbar sein. Werden Hausgruppen an Wohnhöfen oder Hauszeilen von der Fahrstraße nur durch Wohnwege zugänglich gemacht, soll der ungünstigste Abstand zwischen Fahrweg und Haustür nicht mehr als 60 bis 80 m betragen.

e) *Gehwege* können selbständig anbaufrei für Fußgängerverkehr zur Wegabkürzung usw. dienen; sonst begleiten sie die Fahrbahnen.

f) *Radwege* werden nach Bedarf am Rande der Straßenfahrbahn oder selbständig (z. B. in Grünflächen) angelegt.

g) Sonderarten: *Monumental- und Prachtstraßen* werden in Verbindung mit Architekturplätzen in besonders begründeten Fällen nach strengen städtebaulich-architektonischen Gesichtspunkten angelegt und bebaut, wobei meist der baukünstlerische Kanon der Barockzeit (räumliche Auffassung, Achse, Seitengleichheit, Blickpunkt) als Gestaltungsgrundlage dient.

Promenaden und Alleen s. Grünflächen.

3. Die Linienführung¹. Die Straßenhöhen sind, um größere Bodenbewegungen und Verteuerung der Leitungsverlegung zu vermeiden, möglichst den Höhenlinien des Geländes anzupassen. Bei vorwiegender Bedeutung für den Verkehr sind dessen Rücksichten maßgebend; die Grundsätze für den Ausbau von Landstraßen (s. Abschn. Straßenbau), die nach den Ansprüchen des Kraftwagenverkehrs aufgestellt sind, sind dann auch bei Stadtstraßen zu beachten — mit den Einschränkungen, die sich durch den Anbau und aus dem langsameren Verkehr ergeben. Gefordert wird gute Übersicht, die Ausrundung von Wannen und Buckeln, verkehrsgerechte Ausbildung der Krümmungen und Einmündungen. In geradlinigen Straßen sind Buckel besonders unvorteilhaft; Verbesserung ist durch Versetzen oder Krümmung am höchsten Punkt möglich. Wannen (Mulden) sind dagegen von guter Wirkung.

a) Die *Richtung* wird außer durch den Verkehr bestimmt durch die Rücksicht auf die beabsichtigte Bebauung und dabei besonders durch die Besonnung (s. diese: Nord-Süd- bzw. Ost-West- bzw. Diagonalstraßen). Schlanke Führung ist übersichtlicher und wirtschaftlicher als starke Krümmung. Die auf dem Reißbrett gezeichnete gerade Straße, die keine Rücksicht auf die Geländebewegung nimmt, ist ebenso falsch wie die nach einem Grundrißornament (geometrisch oder bretzelförmig) oder wie die in der Ebene zur Erzielung malerischer Bilder willkürlich gekrümmte Straße.

An Hängen (ab 15 % Neigung) werden die Straßen zur Vermeidung erheblicher Abschachtungen, wegen der Aussicht und Besonnung am besten nur einseitig bebaut (Abb. 3). Von 25 % Geländeneigung an ist die Bebauung unzumutbar.

¹ Vgl. u. a. E. NEUMANN: Der neuzeitliche Straßenbau. Berlin 1932.

Gerade Straßen dürfen nicht zu lang sein, da sie eintönig wirken; steile Straßen sind für den Anbau ungünstig. Bei gekrümmten Straßenwänden ist die konkave Seite künstlerisch besser als die konvexe; diese kann durch Brechen oder Staffeln verbessert werden. Die Baufluchten brauchen nicht parallel zu sein (Lösung der Restflächen durch Vorgärten, Grünstreifen und Gehwege). In Geschäftsstraßen sollen die Ladenfronten jedoch gleichmäßig unmittelbar am Gehweg liegen.

b) *Längsgefälle* und *Steigungen*. Maßgebend ist die natürliche Neigung des Geländes, angenähert den Höhenlinien. Nötigenfalls werden Serpentinan angelegt. Die *Steigung* ist verschieden

1. nach Art des Verkehrs (Lastwagen, Straßenbahn, Autobus, leichtes oder schweres Fuhrwerk, Radfahrer). Wohnstraßen können steiler sein als Verkehrsstraßen. Für Fußgänger bis 1:5, ggf. abkürzende Treppe 1:1,5;
2. nach den Geländeverhältnissen und örtlichen Gewohnheiten: in der Ebene 1:40, ausnahmsweise bis 1:30, aber nur für kurze Strecken; im Hügelland 1:30 (bis 1:25); im Gebirge bis 1:20. Auch ebenen Straßen muß zur Entwässerung etwas Gefälle gegeben werden (1:400, Rinnsteinsohle 1:200).

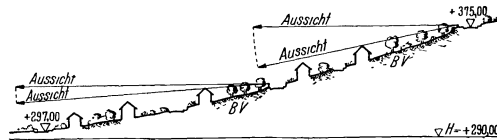


Abb. 3. Beispiel einer Hangbebauung (Stuttgart). BV = Bauverbot.

4. **Die Breite (Querschnitt)** (Abb. 4). Die Leistungsfähigkeit der Straßen hängt ab von der Zahl der Fahrspuren (Standspuren nur zusätzlich, auch als Überholungsspur), ferner von der Behinderung durch Engpässe und Einmündungen. Nach Möglichkeit für jede Verkehrsart besonderer Streifen. Breite und Ausbau der Straßen werden durch die Gestaltung des Bebauungsplans, die Geländeverhältnisse, die Straßenlänge, die Art und Dichte der Bebauung in örtlich verschiedener Weise beeinflußt.

a) Nach der *Benutzung* werden unterschieden:

α) *Fahrbahn*. Fahrspur 3,00 m; Standspur 2,50 m. (Bei reinem Anliegeverkehr in Wohnstraßen kommt man mit geringeren Fahrspurbreiten aus.) Spurbreite landwirtschaftlicher Maschinen 3,5 bis 4,0 m.

β) *Gehweg*. In der Regel ein Mehrfaches der Gehbreite von 0,75 m; wenn Leitungen darunter verlegt mindestens 1,50 m. In einfachsten, ruhigen Wohnstraßen oft keine erhöhten Gehwege, nötigenfalls aber Sicherheitsstreifen mindestens 0,65 m gegen Vorgartenzaun, Maste oder Hauswand.

γ) *Radweg*. Spurbreite 0,80 m; für jede Richtung in der Regel zweispurig 1,60 m; gegen Fahrbahn Sicherheitsstreifen von 0,50 bis 0,65 m. Selbständige Radwege ohne Richtungsverkehr $\geq 2,50$ m.

δ) *Reitweg* mindestens 3,50 m.

Zuschläge sind zu machen für:

Straßenbahn, am besten in der Straßenmitte, gegebenenfalls zwei Gleise an einer Straßenseite, nicht aber getrennt auf beiden Seiten. — Wagenbreite 2,20 (2,30) m, Berliner Spur 1,435 m. Gleismittenabstand $\geq 2,70$ m; zweigleisiger Verkehrsstreifen 5,60 m (besser 6,00 m); in schmalen Straßen und bei geringem Verkehr in die Fahrbahn eingebaut, sonst am besten besonderer Straßenbahnkörper: ohne Masten 6,20 m, mit Mittelmast 7,10 m, mit beiderseitigen Masten 7,80 m. Krümmung ≥ 20 m, besser 35 m; Steigung bis 1:20. Lichte Höhe bei Unterführungen $\geq 4,20$ m.

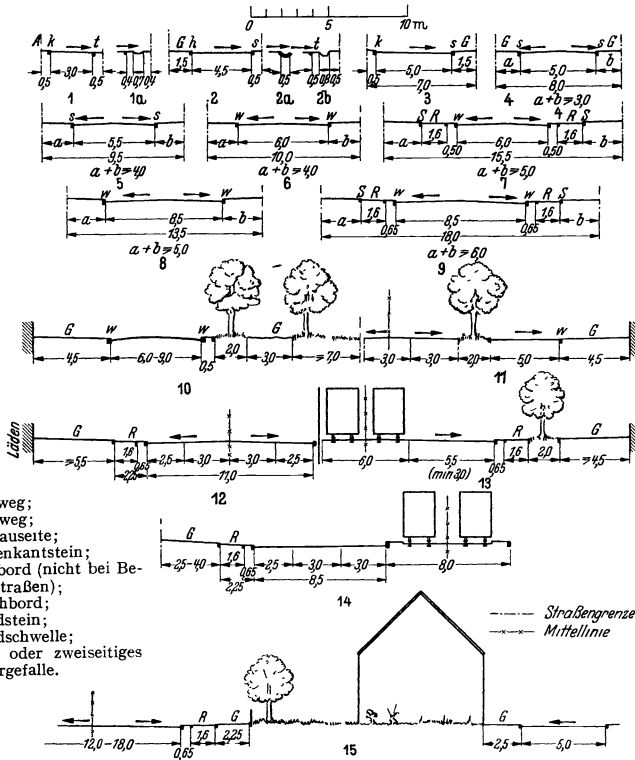


Abb. 4. Straßenquerschnitte.

Hier behandelte **Straßenarten**: a) Wohnwege. b) Kurze Stichstraßen, bis 60 m. c) Wohnstraßen: 1. kurze, bis 150 m; 2. mittlere, bis 500 m; 3. lange, über 500 m. d) Wohnsammelstraßen: 1. kürzere, bis 500 m; 2. längere, über 500 m. e) Hauptverkehrsstraßen.

Bildbeispiele für einfache Ausführungsart; bei aufwendigerer Ausführung sind größere Breiten, gefg. nach dem jeweils folgenden Querschnittsbeispiel, zu wählen, ebenso eine schwerere Decke. — Für Straßen mit Läden und Gewerbebetrieb sind meist Zuschläge nötig. Gefg. ist für stärker werdenden Verkehr eine spätere Verbreiterung vorzusehen, z. B. auch die nachträgliche Anlage von Radwegen.

Abbildungen (die Stufen¹ in runder Klammer); Fahrbahndecken: [L] leicht; [M] mittelschwer; [S] schwer).

1. Wohnweg (A—E); kurze Stichstraße (A—B). [L].
- 1a. Desgl. mit Erdmulde 10—15 cm tief in unbefestigtem Bankett.
2. Kurze Stichstraße (C—D); Wohnstraße (A—B). [L].
- 2a. Desgl. mit gepflasterter Rinne; auch kurze Wohnstraße (C).
- 2b. Desgl. mit Graben in unbefestigtem Bankett.
3. u. 4. Kurze Stichstraßen (E) [L]; mittlere und lange Wohnstraßen (C) [M]; Wohnsammelstraßen (A—B) [L].
5. Wohnstraße (D); kurze und mittlere auch (E). — Wohnsammelstraße (C) [M].
6. u. 7. Lange Wohnstraßen (E); kürzere Wohnsammelstraßen (D). [M].
8. u. 9. Wohnsammelstraßen (D—E). [S].
10. Promenadenstraße mit 1 Fahrbahn [M] und Grünstreifen; an der Promenade (Nordseite) Anbau oder Aussicht [M].
11. Verkehrsstraße mit Durchgangsfahrbahn (3—6 Spuren) [S] und 2 Nebenfahrbahnen (bei einseitigem Anbau nur eine) für Anliegerverkehr (auch für Radfahrer) [M]. Baumstreifen besser \approx 3 m.
12. Verkehrsstraße ohne oder mit Straßenbahn, angebaut mit Läden (oder Gewerbe). [S].
13. Verkehrsstraße mit Straßenbahn ohne eigenen Bahnkörper.
14. Verkehrsstraße mit Straßenbahn auf eigenem Bahnkörper; 2 Fahrbahnen (Richtungsverkehr, je 3—6 Spuren).
15. Anbaufreie Verkehrsstraßen (Ausfallstraße oder Durchgangsstraße) 4—6 Spuren; Grundstück nur zugänglich von besonderer Wohnstraße.

¹ Vgl. die Tabelle in Abschnitt F III 1 (Grundstücksausnutzung) S. 1288 (Mitte).

Haltestellen sind störungsfrei anzulegen; gegebenenfalls besondere Bahnsteiginseln 1,50 m, d. h. 2,60 m von Gleismitte bis Bordstein. — Für Autobusse ist nötigenfalls Verbreiterung auszusparen.

Vorgärten, üblich 5 bis 6 m tief. Sie bleiben in Privateigentum, sind aber als Straßenverbreiterungstreifen anzusehen, in die gegebenenfalls auch Leitungen verlegt werden können (dann keine Nutzpflanzungen; Grunddienstbarkeit eintragen). Einzäunung oder oft mit Vorteil nur Rasenstreifen (Bepflanzung an der Schattenseite verkümmert).

Bäume im (gleichmäßigen) Abstand je nach Wuchs 6 bis 10 m (auch von Hauswand), von Bordstein 1 m bis Mitte. Im Pflaster Baumscheiben 1 bis 2 m.

Maste für Straßenbahn und Lichtleitungen, Gaslaternen 0,65 m von Bordsteinkante. Abstände der Gaslaternen 25 bis 30 m, der Eltmaste 30 bis 40 m (gegebenenfalls Überspannung für Mittelbeleuchtung).

b) Der *Querschnitt* wird bestimmt:

α) durch Art und Größe des Verkehrs. Dieser ist durch eingehende Zählungen zu ermitteln oder bei Neuerschließungen nach Erfahrungssätzen zu schätzen. Berücksichtigt werden müssen außerdem: Herkunft und Ziel (festgestellt zu verschiedenen Tagen und Stunden), an Kreuzungen der Abbiegeverkehr usw.; Spitzenverkehr und Verkehrszunahme.

Hauptverkehrsstraßen erhalten 4 bis 6 Fahrspuren (ohne Straßenbahn mindestens 3), gegebenenfalls getrennte Fahrbahnen (je 3 und mehr Spuren) für Richtungsverkehr (Straßenbahnkörper oder Parkstreifen in der Mitte); Radwege zu beiden Seiten. Bei Schnellverkehr und starkem Anliegerverkehr Teilung in 1 Durchgangs- und 2 Nebenfahrbahnen (ohne Richtungsverkehr). (Dabei darf der Fußgängerverkehr nicht vernachlässigt werden; bei breiten Straßen Inseln, notfalls Tunnel mit Treppen oder Rampen.) Breiten für Wohnsammelstraßen 2 bis 3 Fahrspuren. Wohnstraßen 2 Fahrspuren oder 1 Fahr- und 1 Haltespur. In reinen Wohngebieten können die langsamer fahrenden Wagen auch auf 4,5 m breiten Straßen ausweichen, wenn durch Sicherheitsstreifen (mindestens 0,65 m) die zusätzliche Verkehrsbreite gewährleistet ist. Einspurige Straßen (3,00 m) mit Ausweichstellen kommen nur bei kurzen verkehrsarmen Verbindungsstücken vor, sollten sonst grundsätzlich vermieden werden. Unbefahrbare Wohnwege, unbaut oder bebaut (besonders im Zeilenbau) 3,00 m breit, notfalls 2,50 m.

β) durch den *Anbau*: angebaut oder nicht. Bei eingezäunten Vorgärten und fehlendem Gehweg (z. B. in Kleinsiedlungen) muß der Zaun durch Schrammbord oder Grünstreifen (0,50 bis 0,65 m) geschützt werden.

γ) durch die *Vorflutbeschaffung* für Tageswässer. In Wohnungs- und Siedlungsgebieten sind einfache Maßnahmen zu empfehlen. Die Tagewässer können untergebracht bzw. abgeleitet werden: auf den anliegenden Grundstücken (Aufnahme einer Grunddienstbarkeit) oder in schmalen, muldenförmigen Grünstreifen bei leichterem Boden und ebenem Gelände (Geländetiefpunkte können bei Bebauung Schwierigkeiten bringen); in Seitengräben; streckenweise im Schnittgerinne oder unterirdisch mit Auslauf in Sammelgräben, Geländesenken oder Sickerbecken; in Kanälen (in Siedlungen in der Regel Trennverfahren, wenn überhaupt Schmutzwasserkanäle vorhanden sind).

δ) durch den Umfang der *Versorgungsleitungen*, deren Führung anderen Gesichtspunkten unterliegen kann als die Verkehrsführung. Insbesondere bei fugenarmen Fahrbahndecken müssen entsprechend breite Gehwege oder Grünstreifen zur Unterbringung der Leitungen vorhanden sein.

ε) durch die *Bepflanzung* (s. o.).

η) Lichte Höhe der *Durchfahrten* (Unterführungen usw.) nach der Ladehöhe (max. 4,0 m) gemäß gesetzlicher Vorschrift.

c) *Quergefälle* nicht stärker als nötig (mindestens 3 bis 4%), abhängig von Straßendecke und Längsgefälle, einseitig (bis 6 m Straßenbreite) oder beiderseitig.

5. Die Einmündungen (Kreuzungen und Vermittlungen) (Abb. 5). Die Ausbildung geschieht nach verkehrstechnischen, wirtschaftlichen und gestalterischen Gesichtspunkten. Der starke und schnelle Wagenverkehr verlangt

klare Führung und ungehinderte Übersicht; in Hauptverkehrsstraßen ist daher mit längerer Sichtweite (Bremsweg!) zu rechnen als in Wohnstraßen. Die Gefahrenpunkte sind außerdem abhängig vom Winkel des Schneidens der Verkehrsrichtungen. An Einmündungen ist bei starkem Verkehr — der oft abgestoppt wird — eine zusätzliche Breite für die wartenden Wagen und zur Einfädelung empfehlenswert. Für Fußgänger sind bequeme und gefahrlose Übergänge vorzusehen.

Am besten für den Fahrverkehr ist die annähernd rechtwinklige Kreuzung; starkes Versetzen ist verkehrstechnisch falsch, mäßiges Versetzen kann architektonisch reizvoll sein. Spitzwinklige Ecken sind unschön und ungünstig für die Bebauung; wenn unvermeidbar, ist entschiedenes Zurücksetzen der Bauflucht besser als bloßes Abschragen. Ecken sollen entsprechend dem Wendehalbmesser der größten verkehrenden Wagen (z. B. Autobus) berechnet werden (Bordsteinkante); auch in Wohnstraßen sind mindestens 8 m Radius (auch Korbbogen oder dgl.) erforderlich.

An einem Knotenpunkt werden am vorteilhaftesten nur zwei Straßen zusammengeführt (s. Verkehrsplätze). Weitere Straßen läßt man in angemessener Entfernung in eine der Hauptstraßen einmünden. Stark belastete Verkehrsstraßen sollen möglichst wenig Einmündungen haben (Entfernung mindestens 600 m). Bei bestehendem Straßennetz in älteren Stadtteilen mit zu schmalen Verkehrsstraßen kann eine Teilung durch Richtungsverkehr und Umleitung um einen Block gefährliche Knotenpunkte entlasten. Das Linksabbiegen durch Überschneiden der Verkehrsspuren bringt die meisten Gefahrenpunkte.

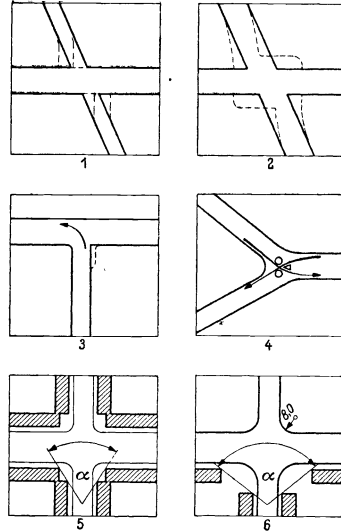


Abb. 5. Straßeneinmündungen.

Spitzwinklige *Straßenkreuzungen* sind zu verbessern, indem sie vor der Straßeneinmündung zum rechten Winkel gebogen werden. Hierbei ergibt sich eine versetzte Kreuzung (Abb. 5: 1), was jedoch nur bei Einmündung verkehrsarmer Straßen vertretbar ist. Bei verkehrsreichen und gleichwertigen Straßen schiebt man am besten einen Platz ein, so daß das Fahrzeug die Straße glatt überquert und dann auf der Platzausbuchtung in der Verkehrsrichtung zur Straßeneinmündung kommen kann (Abb. 5: 2).

Das *Einbiegen* nach links kann zu Verstopfungen führen, wenn den Wagen nicht nach der Straßenmitte zu eine Wartelinie zur Verfügung gestellt wird. Daher kann für den rechtseinbiegenden Verkehr eine Straßenausbuchtung an dessen Seite angelegt werden, damit dieser reibungslos an der links neben ihm liegenden Wartelinie vorbeigeführt werden kann (Abb. 5: 3).

Durch Verkehrsinseln läßt sich bei der *Gabelung* einer Straße der Fahr- und Fußgängerverkehr lenken (Abb. 5: 4).

Straßeneinmündungen sollen so gebaut werden, daß die Straße mit schnellerem Verkehr eine stärkere Eckausklinkung erhält. Bei Fahrgeschwindigkeit $v = 40$ km/h ist die Bremsweglänge 31 m. (Abb. 5: 5 und 6).

II. Plätze.

Ebenso wie bei den Straßen sind für die Lösung neuzeitlicher Plätze geschichtliche Vorbilder nur dann sinngemäß zu benutzen, wenn die ursprüngliche Zweck-

bestimmung, die Lage und Bedeutung im Stadtorganismus zur Zeit der Entstehung beachtet wird.

1. **Platzarten** können nach der überwiegenden Zweckbestimmung oder der städtebaulich-architektonischen Absicht unterschieden werden:

a) **Verkehrsplätze** bilden sich an Verkehrsknotenpunkten (s. Straßeneinmündungen). Der fließende Verkehr braucht keine großen Flächen, sondern will in Bahnen gelenkt werden. Empfohlen wird, in die gegebene Platzfläche die Fahrbahnen einzuschneiden und den Rest für Fußgänger freizulassen. (Die Reste sind sorgfältig zu gestalten; sie dürfen nicht beliebig zu „Schmuckanlagen“, zur Aufstellung von Kiosken usw. benutzt werden.) Die verkehrstechnisch zweckmäßigste Ausbildung entsprechend den bei den Reichsautobahnen ausgebildeten Kreuzungen und Abzweigungen (Kleeblattform usw.) ist in bebauten Gebieten nur ganz selten notwendig und möglich. Hauptverkehrsstraßen werden am besten nicht über die Platzmitte geführt, sondern seitlich vorbei unter Freilassung der Mitte. Vier und mehr einmündende Verkehrsstraßen ergeben mit Kreisverkehr die Ringfahrbahn, die nicht mehr als 4 Spuren haben sollte. Die Gebäudefronten müssen länger sein als die Breiten aller einmündenden Straßen. Der Durchmesser des Verkehrsrings nimmt mit der Breite der Ringfahrbahn und der Zahl der einmündenden Straßen zu; auf ausreichenden Abstand der Einmündungen ist wegen der Einfädelerung zu achten. Die Platzmitte kann dabei von den Straßenbahnen gekreuzt werden. Ist es möglich, einen gefahrlosen Fußgängerverkehr auf die Platzinsel zu leiten, so ergeben sich günstige Umsteigestellen. — Der ruhende Verkehr erfordert immer mehr Flächen (s. Parkplätze).

b) **Vorplätze an Bahnhöfen**, Ausstellungen, Theatern und anderen verkehrreichen Gebäuden sind die schwierigsten Verkehrsplätze. Besonders bei den Bahnhofsvorplätzen (Abb. 6) ist es zweckmäßig,

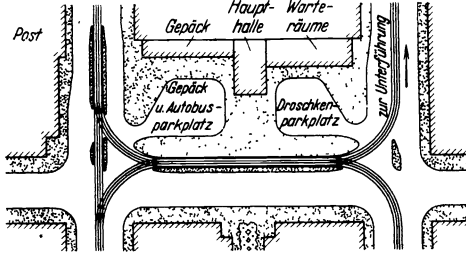


Abb. 6. Bahnhofsvorplatz (Schema).

die Hauptverkehrsstraße am Gebäude vorbei zu führen und nicht senkrecht darauf stoßen zu lassen. Der gewöhnliche städtische Durchfahrtsverkehr soll in angemessener Entfernung bleiben; er ist vom Verkehr zwischen Bahnhof und Stadt klar zu trennen. Die Reisenden müssen sicher vor allem zu den Straßenbahn-, Autobus- und Droschkenhaltestellen gelangen, zu letzteren wenn möglich unter schützendem Dach.

Unmittelbar vor dem Haupteingang ist eine ausreichende Fußgängerplatzfläche vorzusehen. — Bei größeren Bahnhöfen werden Ankunfts- und Abfahrtsseite sowie gegf. Fern- und Vorortverkehr getrennt.

c) **Marktplätze**. Die ursprüngliche Zweckbestimmung — namentlich Lebensmittelmarkt — erfordert eine möglichst verkehrsunruhige Fläche mit genügend Abstellflächen für Wagen in der Nähe. Die Aufgabe als festlicher Versammlungsplatz (vor dem Rathaus) tritt immer mehr zurück. Dafür werden

a) **Versammlungsplätze** in freiem Gelände mit festen oder wechselnden Einrichtungen (Tribünen) und Abgrenzungen (Fahnenmasten usw.) vorgesehen (s. Grünflächen 1g).

e) **Architekturplätze** dienen der Gliederung der Bebauung durch geschlossenen, verkehrsunruhigen Freiraum, Hervorhebung bedeutender Gebäude und deren Zusammenfassung zu einem „Forum“ der Verwaltung, der Kultur oder der Wirtschaft nach repräsentativen und baukünstlerischen Gesichtspunkten.

f) **Erholungsplätze** (Schmuckplätze) s. Grünflächen.

2. **Form und Größe.** a) Wie beim Straßennetz ist es falsch, Plätze als Ornament im Grundriß zu entwerfen; geometrische Formen (Quadrate, Kreise), in deren Mittelpunkt sich die Straßen schneiden, sind nur in seltenen Fällen archi-

tektonisch und verkehrstechnisch brauchbar. Sternplätze (als Verkehrsknotenpunkte unzweckmäßig) mit 6 bis 8 einmündenden Straßen wirken nur in sehr großen Verhältnissen gut (besonders in Parks); ein halber Sternplatz (Fächerform) kann gelegentlich vor einem am Kreisdurchmesser stehenden bedeutenden Gebäude angebracht sein. Ungünstig sind auch meist Dreiecksplätze; quadratische Form ist möglich. Der beste Ausgangspunkt für die Gestaltung ist jedoch das Rechteck. In der Regel wird räumliche Geschlossenheit und gleichmäßige bebauung angestrebt mit einem beherrschenden Gebäude (das auch über eine niedrige Platzwand emporragen kann). Je nach dessen Stellung an der Quer- oder Längswand ergibt sich ein Tiefen- oder Breitenplatz. Dessen Größe und die Platzabmessungen sollen in einem guten Verhältnis stehen: Abstand gleich doppelter Gebäudehöhe ergibt ein gutes Bild, bei dreifacher Höhe verwischen sich die Einzelheiten, bei vier- bis fünffacher Höhe wirkt nur noch der Umriss. Ein kleiner Platz verträgt vertikale Gliederung der Wände, ein größerer wird durch horizontale besser zusammengehalten. Denkmäler u. dgl. gehören nicht in die Platzmitte, sondern an die Platzwand oder in den Verkehrsschatten.

b) Höhenlage. Konvexe und windschiefe Flächen sind zu vermeiden. Gut wirkt leichtes Ansteigen — in der Hauptachse — oder Vertiefung der Platzfläche; auch terrassenartige Abstufung, besonders bei verschiedener Zweckbestimmung der Platzteile. Die angemessene, einheitliche, nicht zerstückelte Decke der Platzfläche ist mitbestimmend für die Wirkung (Platten, Rasen, gegf. Wasserfläche).

c) Platzgruppen. Zu unterscheiden ist im allgemeinen die mittelalterliche (lockere) und barocke (strenge) Gestaltung; in jedem Falle kommt es auf guten Maßstab und Ausgewogenheit an. Reizvoll sind Gruppen von Haupt- und Nebenplätzen; oder Platzfolgen: Aufreihung mehrerer, verschieden charakterisierter Plätze an einem Straßenzug, der die Plätze aber nur seitlich berührt.

Beispiele. Venedig: Markusplatz (58 bis 90 × 175 m. — Berlin: Pariser Platz 115 × 115 m; Wilhelmplatz 98 × 176 m; Gendarmenmarkt 155 × 340 m (mit drei Monumentalgebäuden). — München: Königl. Platz 122 × 172 m. — Dresden: Zwinger 100 × 117 m. — Lubeck: Markt 60 × 85 m. — Bremen: Markt 63 × 68 m. — Salzburg: vielfältige, abgewogene Reihung von Plätzen.

3. Straßenzubehör. Für Anschlagssäulen und -tafeln, Verkaufsstände, Umformerhäuschen, Wartehallen, Fernsprechkablen, Laternen, Fahnenstangen usw. (sog. Platzmöbel) sind möglichst rechtzeitig geeignete Plätze vorzusehen. Vorschriften über den Schutz des Straßen- und Ortsbildes, das Naturschutzgesetz u. a. können nachträglich oft nicht genügend durchgreifen, wenn nicht schon bei der Planung an die kommenden Bedürfnisse gedacht wird. Oft ist eine Zusammenfassung möglich. Die meist sehr störenden Maste elektrischer Freileitungen auf den Straßen der Siedlungen in das Blockinnere zu setzen, ist noch keine ausreichende Lösung, da auch die Gärten nicht verunstaltet werden dürfen. Unterirdische Verlegung von Kabeln ist anzustreben; wenn zu teuer, empfiehlt sich in zusammenhängend gebauten Siedlungen häufig die Anbringung von Dachstützen oder Auslegern an den Giebeln. Die frühzeitige geordnete Anpflanzung von Bäumen, die Rücksichtnahme auf erhaltenswerte Einzelbäume und die Vermeidung gegenseitiger Beeinträchtigung durch Aufbauten obengenannter Art ist ebenfalls schon durch den Bebauungsplan zu regeln.

III. Kraftverkehrsanlagen.

Die Ansprüche des neuzeitlichen Kraftverkehrs bedingen die stärksten Eingriffe in Altbaugebiete und weitgehende, vorausschauende Berücksichtigung des zusätzlichen Raumbedarfs und der besonderen Verkehrsansprüche bei Neuplanungen. In Betracht kommt (individueller und Massen-) Personenverkehr sowie Güterverkehr.

1. Garagen¹. Unterschieden werden Einstellplätze und geschlossene Garagen: Heimatgaragen (bei Bestimmung ihrer Lage treten oft die Forderungen der

¹ MULLER, G.: Garagen. Berlin 1937.

Bequemlichkeit (Haus-zu-Haus-Verkehr) mit denen der einwandfreien baulichen und städtebaulichen Eingliederung in Gegensatz); Parkgaragen (sollen den langfristigen Parkverkehr an sich ziehen); Gastgaragen (zur wechselnden Aufnahme ortsfremder Wagen, z. B. bei Hotels).

Die Reichsgaragenordnung vom 17. 2. 39 regelt in ihrem städtebaulichen Teil das Einstellen von Kraftfahrzeugen außerhalb der öffentlichen Verkehrsflächen bei Wohn- und Arbeitsstätten und macht den Bau von Garagen zur Pflicht. Sie regelt weiter das Einstellen von Kraftfahrzeugen bei Gebäuden, die einen erheblichen zusätzlichen Verkehr in ihrer Umgebung verursachen und bringt endlich Vorschriften über die Lage in den Baugebieten und auf den einzelnen Grundstücken, über Zu- und Ausfahrten u. dgl. Durch diese gesetzliche Regelung ist die Grundlage dafür geschaffen, daß die öffentlichen Verkehrsflächen dem fließenden Verkehr vorbehalten bleiben. Andererseits wird dem ruhenden Verkehr dort der Platz zugewiesen, wo er die Bevölkerung mit seinen störenden Wirkungen nicht oder möglichst wenig trifft. Durch eine vereinheitlichte, vereinfachte und dadurch verbilligte Unterbringung der vorhandenen und der durch die Steigerung der Motorisierung zu erwartenden Kraftfahrzeuge soll der Kraftverkehr gefördert werden.

Einzel- oder Sammelgaragen (letztere ein- und mehrgeschossig, bis zu Großanlagen) sind bereits in den Bebauungsplänen vorzusehen:

a) *Einzelgarage*, nur bei Einzel- oder Doppelhausbebauung einwandfrei lösbar α) im Baukörper selbst als Kellergarage (nur bei Hanggelände möglich, sonst zu vermeiden wegen steiler, die Architektur und den Vorgarten störender, den Motor schädigender Ausfahrten); β) angebaut, besonders günstig im Bauwuch (Breite 3 m; bei 4 m bleibt noch Durchgang) in der Bauflucht; γ) freistehend im Hof oder Garten (am besten 2 bis 4 an der Nachbargrenze zusammengebaut). — Vorteil: Haus-zu-Haus-Verkehr, bequeme eigene Pflege. Unvermeidliche Nachteile: Störung durch Geräusch, Gas und Geruch; viel Einzeleinfahrten; trägt die Verkehrsgefahren bis in die Wohnstraßen.

b) *Sammelgarage*, bei jeder Bauart verwendbar: bei Einzel- oder bei Reihenhausbau (Kellergarage abzulehnen) Lage günstig ein- oder doppelreihig an den offenen Blockseiten (Abb. 7: 3, 4, 7) mit Zufahrt von der Sammelstraße, unmittelbar oder mit eigenem Hof; im Blockinnern störend, zumal nur auf besonderen Fahrstraßen zugänglich. Beim Zeilenbau verkehrsmäßig am besten an der Straßenseite; soll der Einblick in die grünen Zwischenräume nicht verdeckt werden, dann am rückwärtigen Ende (mit besonderer Zufahrt). — Vorteile: Einfahrten an einer Stelle vereinigt; architektonisch einwandfrei zu lösen, geringste Störung des Wohngebiets, über das die Sammelgaragen als Stützpunkte zu verteilen sind; zentrale Wartung möglich. Nachteil: geringere Bequemlichkeit für den Eigentümer, der einen Weg (bis 5 Minuten Entfernung vertretbar) zur Benutzung und Pflege des Wagens zurücklegen muß.

In Geschäfts- und Gewerbegebieten sind Keller- und Hochhausgaragen einzurichten, wo Hofgaragen nicht möglich sind. Garagenhochhäuser wirken sich oft nicht günstig auf den Verkehr aus (Überbelastung an einem Punkt).

Unterirdische Garagen und Parkplätze (Unterpflastergaragen bzw. -parkplätze) kommen in Betracht insbesondere in dicht bebauten Gebieten, wo es zu ebener Erde an Platz fehlt. Schwierigkeiten entstehen dort durch das vorhandene Leitungsnetz unter Straßen und Plätzen, weswegen oft auf freie oder freizumachende Bauplätze oder Grünanlagen (die als solche erhalten werden können) zurückgegriffen wird. Wichtig ist die Anlage der Ein- und Ausfahrten.

2. **Parkplätze.** a) Auf den öffentlichen Verkehrsflächen soll der *ruhende Verkehr* vom fließenden grundsätzlich getrennt werden. Durch die zunehmende Motorisierung wird der Bedarf an Parkflächen erheblich steigen. In der Innenstadt — der Altstadtcity — ist der zusätzliche Raumbedarf am schwersten zu befriedigen (z. B. Kosten bei notwendigem Abbruch 7000 RM. je Parkfläche für 1 Auto). Platz zum Parken brauchen Privatwagen, Droschken, Autobusse, Liefer- und Lastwagen. Konzentrationspunkte der Parkenden sind die Orte der Massensammlungen. Zu unterscheiden ist Art, Häufigkeit und Dauer des Parkens zu

verschiedenen Tageszeiten: das Berufsparken findet während der üblichen Arbeitszeit statt; Theater, Versammlungssäle, Ausstellungen haben andere Zeiten; Bahnhofsparkplätze werden ständig in Anspruch genommen.

b) *Parkflächen.* Das Parken auf der Straße verringert den Verkehrsraum um eine Spur; günstig sind Ausbuchtungen im Verkehrsschatten (oft gute Lösung in unregelmäßigen Altstadtstraßen). Gewöhnlich Aufstellen der Wagen an der Bordsteinkante — vor wichtigen Hauseingängen auszuschließen, unbedenklich an unbebauten Straßenseiten. Möglich ist einfacher oder doppelter Parkstreifen in der Fahrbahnmitte. An Straßenecken wegen der Übersichtlichkeit 6 bis 10 m Abstand.

Parkplätze werden in günstiger Verkehrslage zur Sammelaufstellung eingerichtet; sie bilden meist Buchten an Straßen oder Plätzen. Grünflächen sollten nicht bedenkenlos hierfür geopfert werden. Zu- und Abfahrtspur bei stark wechselndem Verkehr getrennt. Fläche horizontal in Wagenlängsachse. Im Notfall kommen unterirdische Parkflächen in Frage. Bei Neubau von Gebäuden, bei denen das Bedürfnis zum Parken besteht, gehört ein angemessener Parkplatz zum Bauprogramm. Durch Vermeiden einer Häufung von verkehrsanziehenden Punkten kann städtebaulich die Verkehrsnot gemildert werden.

c) *Der Platzbedarf* ist durch Verkehrszählungen und Statistiken im allgemeinen zu errechnen. Die Bemessung legt den Durchschnittsbedarf zugrunde; für Spitzenbedarf ist zusätzlicher Platz vorzusehen. Zur Raumersparnis im einzelnen ist die Aufstellart vorzuschreiben und eine Ordnung nach Wagenarten vorzusehen. Personenkraftwagen brauchen mit Raum für Aufschlagen der Tür und Abstand eine Fläche von rd. $2,50 \times 5,00$ bis $7,00$ m. Querparken (Aufstellung senkrecht zur Bordsteinkante) gestattet unabhängige Zu- und Abfahrt des Einzelwagens; wird er rückwärts eingesetzt, so kann das Heck über der Bordschwelle stehen. Bei Schrägaufstellung zur Straße oder auf Parkplatz größerer Flächenbedarf; Zu- und Abfahrt in S-Kurve am raschesten. Radius der Fahrspur bei Querparken am größten. Längsaufstellung ermöglicht dichtes Parken, erfordert aber Abfahrt der Reihe nach (z. B. Droschken, vor Theatern)¹.

3. Tankstellen sind nicht in engen Ortsdurchfahrten oder verkehrsreichen Innenstadtraßen anzulegen, sondern in Wohn- und Gewerbegebieten oder an Ausfallsstraßen. Einer Überbesetzung des Netzes ist durch planmäßige Verteilung entgegenzuarbeiten. Tankstellen sollten nach Möglichkeit mit Garagenanlagen oder Reparaturstätten verbunden werden; sie können auch zu Sammelanlagen vereinigt werden. In keinem Fall darf die Tankstelle den Verkehrsraum, namentlich nicht die Übersichtlichkeit an Kreuzungen und Krümmungen (besonders nicht beim Linksabbiegen) stören.

Die Tankstellen sollen auf beide Straßenseiten verteilt werden, damit Überqueren vermindert wird. Starker Fußgängerverkehr darf nicht behindert werden.

Bei der Anordnung der Tankstellen in Beziehung zur Straße sind drei Fälle möglich:

a) Zapfständer und tankende Wagen neben der Straße: zu bevorzugende und einzig erlaubte Form an Hauptverkehrsstraßen auf freier Strecke und an Ortsfahrbahnen. Wenderadius 6,5 m bei Personenkraftwagen, 14 m bei Omnibus und Lastwagen. Auf die Einfadellänge ist zu achten. Spurbreite je 3 m; Zapfständer 1,25 m breit.

b) Zapfständer neben der Straße, tankende Wagen auf der Straße: an Reichs- und Landstraßen 1. und 2. Ordnung nicht erlaubt und auch sonst zu vermeiden.

c) Beides auf der Straße: in Ausnahmefällen möglich; es müssen aber neben der Tankspur bei zweibahnigem Verkehr zwei Fahrspuren bleiben. Entfernung mindestens 50 m von der nächsten übersichtlichen Straßenecke. Die Zapfständer können auf der Gehbahn nur stehen, wenn sie mindestens 3,75 m breit ist. Radverkehr ist zwischen Ständer und Gehweg zu legen. Kommt der Zapfständer

¹ WEHNER: Flächenbedarf des Kraftwagens in Garagen und auf Parkplätzen. Die Straße 6 (1939) I, S. 116.

auf die Fahrbahn, dann möglichst außerhalb des Verkehrs an günstigen Einbuchtungen, an Ecken oder Promenaden. Die Anlage von Tankstellen muß von der Behörde genehmigt werden; Lage, Form und Farbe dürfen das Orts- bzw. Landschaftsbild nicht stören (§ 2 St.V.O. 1937). Werbe- und Hinweisschilder unterliegen besonderen Bestimmungen; auch sind Normenentwürfe ausgearbeitet worden. — Die Tankstellen sollen genügend entwässert werden besonders mit Rücksicht auf Benzin- und Ölabscheidung¹.

4. Autohöfe für Güter- und Personenverkehr werden in Zukunft den Bahnhöfen des Schienenverkehrs entsprechen. Lage bei Fernverkehrsstraßen, günstig zu Bahnhöfen und den Geschäftszentren, zur Entlastung des Gesamtverkehrsnetzes. — Für den Bezirksverkehr „Omnibushäfen“ als End- und Umsteigestellen.

IV. Grünflächen

sind der auflockernde Teil des Stadtorganismus. Sie sind den Verkehrs- und Bauflächen gleichwertig, ein lebensnotwendiger Bestandteil der Gesundheits- und Kulturpflege für den Bewohner der Groß- und Kleinstadt. Im bestehenden Stadtkörper bilden die ehemals fürstlichen Parks, die meist verzettelten Schmuckplätze und Promenaden des Bürgertums, alte Wallanlagen und die von der Bebauung noch nicht erfaßten Reste land-, forst- und gartenwirtschaftlich genutzten Landes die Grundlage der Grünflächenplanung. Bei Sanierung ungesunder Stadtteile soll jede Gelegenheit zur Schaffung von Freiraum benutzt werden.

1. Arten der Grünflächen. Nach den Eigentumsverhältnissen bzw. der Zugänglichkeit werden unterschieden öffentliche und private Flächen, dazu halb-öffentliche, die nur bestimmten Kreisen zugänglich sind. Ferner können sie gegliedert werden in solche, die nur der Erholung dienen (Parks, Volksgärten) und solche, die einen (besonderen) Nutzungszweck haben (Nutzgärten, Sportplätze, Friedhöfe usw.). Im Innern der Stadt stehen die Grünflächen in enger Beziehung zu den Bauwerken; sie haben damit meist den Charakter selbständiger Kunstschöpfungen. Hier gilt die Regel, daß die Gestaltung desto strenger, architektonischer sein soll, je kleiner die Fläche ist; bei größeren Flächen kann die Gliederung lockerer werden. Beim Übergang in die Landschaft — die sich möglichst tief in den Stadtkörper hineinziehen soll (oder besser umgekehrt aus ihm herauswachsen soll) — führen deren natürliche Gesetze zu fast absichtsloser Gestaltung.

Nach den Zweckbestimmungen der einzelnen Elemente, aus denen sich die vielgestaltigen Grünflächen aufbauen, läßt sich folgende Gliederung² vornehmen:

a) Straßengrün, Rasenstreifen, Bäume und Rasen auf Straßen und Plätzen, Vorgärten. Der Wert der unter ungünstigen Verhältnissen in Stadtstraßen lebenden Bäume wird oft überschätzt; jedenfalls sollen sie nur unter guten Wachstumsbedingungen gepflanzt und erhalten werden: Sonnenlage (daher manchmal nur auf einer Straßenseite), genügender Abstand voneinander und von Gebäuden (6 bis 10 m), möglichst nicht nur in Pflasteraussparungen, sondern am besten in Streifen bodenbedeckender Pflanzen, deren Pflege jedoch gesichert sein muß, da in Deutschland z. B. Rasen nicht so gut gedeiht wie im Meeresklima. Einzelbaumgruppen sind oft empfehlenswerter als schematische Reihen.

Vorgärten sind eine willkommene Trennung von Wohnung und Verkehr; gestalterisch gehören sie nicht zum Einzelgrundstück, sondern zum Straßenraum. Daher sollen sie einheitlich zusammengefaßt, ggf. nur als Rasenstreifen angelegt und nach Möglichkeit nicht eingefriedigt werden, namentlich bei Reihenhäusern. Tiefe ≥ 5 m; je nach Sonnenlage beiderseits der Straße auch verschieden ausgebildet oder nur einseitig. Anders ist es beim Einzelhaus: dieses steht im Garten, genügenden allseitigen Abstand vorausgesetzt.

¹ Entwurf zum Merkblatt für die Neuanlage von Tankstellen, aufgestellt von der Forschungsgesellschaft für Straßenwesen. Berlin 1938.

² Vgl. „Richtlinien für die Ordnung der Grünflächen in der Stadt- und Landesplanung“ der Dtsch. Akad. für Städtebau, Raumforsch. u. Raumordnung, 7 (1943) H. 3/4. — ELKART: Freiflächen in [52]. — BLUM in [26].

b) *Abgeschlossene Grünplätze und Parkanlagen.* Die früher übliche Aussparung eines Baublockes als „Schmuckplatz“ ist keine gute Lösung; der Grünplatz als Erholungs- und Auflockerungsfläche ist als deutliche Erweiterung des Straßenraumes auszubilden, soll jedoch möglichst gegen Verkehrsstörungen geschützt werden. Große Privatgärten sind besonders wertvoll, wenn sie unmittelbar an öffentliche Anlagen grenzen.

Die nächste Größenordnung sind die *Parks*, die oft aus alten fürstlichen Gärten oder Friedhöfen entstanden sind und verschiedene Gartenstilarten zeigen (Regelmäßigkeit nach italienischen und französischen, Unregelmäßigkeit nach englischen Vorbildern des 19. Jahrhunderts; teilweise beide Stile gemischt). Ihre Größe läßt vielfache Gliederung zu. (Beispiele: Wien: Prater 1712 ha; Berlin: Tiergarten 259 ha; München: Englischer Garten 237 ha; Dresden: Großer Garten 155 ha; Hannover: Großer Garten Herrenhausen 50 ha; Paris: Bois de Boulogne 873 ha; London: Hydepark 158 ha.) Die Entwicklung geht zum Volkspark mit Liegewiesen u. dgl.

c) *Stadtwälder*, soweit sie innerhalb des städtischen Weichbildes oder sonst in dessen unmittelbarem Bereich liegen, sollen durch eine besondere, parkmäßige Pflege (Wegeführung, Unterholzpflanzungen) vor den Folgen stärkerer Begehung geschützt werden.

d) *Spiel- und Sportplätze, Freiluft-Badeanlagen.* Spielplätze für Kinder unter 10 Jahren (0,5 m² Spielfläche je Kopf der Bevölkerung) liegen wegen der Aufsicht am günstigsten in Sichtweite von den Wohnungen, z. B. auch im Blockinneren bei Randbebauung (≥ 400 m²), sonst in „Kinderwagenentfernung“ (≤ 800 m). Ausstattung mit Bedürfnisanstalt, Stillstube usw. — Spiel- und Turnplätze für Schuler und Erwachsene (2,5 m² je Kopf der Bevölkerung) mit Geräten, auch Planschbecken u. dgl. (mindestens 2 ha) sind über das Stadtgebiet zu verteilen; Verbindung mit Schulen und Jugendgelände ist zweckmäßig.

Sportplätze müssen nach den geltenden Richtlinien¹ geplant werden; leichte Erreichbarkeit (auch durch Radwege) ist wichtig. Ebenes Gelände und wasser-durchlässiger Boden ersparen größere Erdarbeiten und Entwässerungsanlagen. Ein Kernplatz (nach DIEM) von beispielsweise 167,20 × 98,70 m (rd. 16,6 ha) enthält einen Fußballplatz 70 × 105 m, eine herumgeführte Normallaufbahn 400 m, Hurdrenbahn 110 m, eingeschlossene Weitsprungbahnen; Hochsprung- und Wurfplätze in den korbhelfenförmigen Flächen der Schmalseiten. — Weitere Platzmaße: Fußball = Handball mindestens 50 × 90 m, letztere für Frauen mindestens 40 × 60 m; Hockey 55 × 90 m; Faustball 28 × 66 m; Barlauf 20 × 52 m; Schlagball 25 × 70 m; Schleuderball 15 × 100 m; Normalturnplatz einschließlich Geräte 30 × 75 m; Tennisplätze einzeln 20 × 40 m, aneinandergereiht 17 × 40 m; Golfplatz (nicht eben; auf magerem Boden, da das Gras kurz sein soll) 12 bis 14 ha (9 Löcher) bis 24 oder 28 ha (18 Löcher).

Hierzu kommen Plätze für Zuschauer, gegf. Tribünen (meist nach Osten gerichtet), Sportgebäude u. dgl., am vollkommensten bei Stadionanlagen (elliptische Form, Flächenbedarf z. B. 6 ha). Die Längsachsen der Spielflächen liegen bei Fußball- und Tennisplätzen wegen des Sonnenstandes nordsüdlich; gelegentlich wird auch wegen besonderer Spielzeiten Ost-Westorientierung verlangt.

Größere Anlagen sind Pferde-, Rad- und Autorennbahnen, Wassersportplätze usw.

e) *Kleingärten*² (sog. Schrebergärten) dienen auf Pachtgelände vorwiegend den Bewohnern der Mehrgeschoßhäuser zur Eigenversorgung und Erholung. Sie sollen nicht mehr vorübergehend auf Bauland zugelassen, sondern in größeren Gruppen auf geeignetem Gelände geordnet zusammengefaßt (nötigenfalls mittels Umlegung) und als *Dauerkleingärten* durch Flächennutzungs- und Bebauungsplan gesichert werden (Pachtzeit mindestens 10 Jahre). Das gleiche gilt für das Zusatzland für Kleinsiedlungen. Dauerkleingärten sind als privates Nutzgrün

¹ Vgl. DIEM: Übungsstättenbau. — MANTHEY: Sportplatzbau als Problem der Stadtplanung. Kassel. — NEUFERT [62].

² Schriftenreihe „Das Deutsche Kleingartenwesen“. Herausgeber: W. GISBERTZ.

ein gutes Mittel der Auflockerung; günstig liegen sie zwischen Wohn- und Industriegelände, also auf dem Wege zur Arbeitsstätte. Größe 300 bis 400 m² einschließlich der Aufschließungswege; mindestens 8 × 32 m. Der Bedarf ist verschieden nach der gärtnerischen Arbeitskraft und Willigkeit der Bewohner und dem sozialen Aufbau der Gemeinde: z. B. in Geschoß-Kleinwohnungen 1 Garten je 2 bis 6 Familien.

Hausgärten sollten wieder mehr, selbst für den Geschoßbau vorgesehen werden. Sie gehören zum Bauland und können bei Reihenhäusern auch innerhalb der Blöcke zu Gemeinschaftsanlagen zusammengefaßt werden; je nach Bodengüte decken 200 bis 300 m² Gartenland den Gemüsebedarf für eine Familie (vgl. G 1, 4 Abwasserwertung).

f) *Friedhöfe*. Bei der Geländewahl müssen nach den gesetzlichen Bestimmungen die Bodenart (leicht zu graben, Lehm, Sand) und der Grundwasserstand (mindestens 2,50 m tief) beachtet werden; zum Gießen wird Wasserleitung gebraucht. Die Lage kann in Dorf und Kleinstadt noch in unmittelbarer Verbindung mit der Bebauung (Kirche) möglich sein, sonst nur abgeschlossen im Grungebiet — sehr schön in Verbindung mit Wald oder Park —, aber bequem erreichbar. In Großstädten werden daher Einzelfriedhöfe (40 bis 70 ha) dem Zentralfriedhof vorgezogen. Bei der Planung ist die endgültige Größe einschließlich Erweiterung festzulegen. Der Flächenbedarf wird unter anderem durch das Verhältnis der Erdbestattungen (etwa 70 %) und Feuerbestattungen (etwa 30 %) bestimmt. Auf 100000 Einwohner sind etwa 40 ha einschließlich der Wege und Gartenanlagen zu rechnen, davon 50 bis 65 % reine Belegungsfläche. Eingang von Straße oder Platz mit Haltestellen und Parkplatz (in der Nähe Niederlassung des Grabmalgewerbes vorsehen). Kapelle mit Leichenhalle am Eingang oder in der Mitte der Anlage. Gliederung nach Hauptwegen für Leichenwagen, Graberfeldern mit Fußwegen und Einzelgräbern verschiedener Art¹.

g) *Freiflächen für Gemeinschaftsanlagen*. Zur Pflege der Volkskultur und für verschiedene Veranstaltungen hat jede Gemeinde mindestens eine größere Gemeinden haben (für je 100000 bis 200000 Einwohner) verteilt mehrere Freiflächen zu schaffen. In Verbindung mit Bauten und Einrichtungen der Gemeinschaft (s. d.) wird ein *Versammlungsplatz* (Standfläche 3 Menschen je m², Gesamtfläche einschließlich der Wege, Tribünen, Aborte u. dgl. 2 Menschen je 1,2 m²) angelegt; in Siedlungen kann er zentral etwa als „Anger“ ausgebildet werden. Für die Anlage von *Naturtheatern* gelten folgende Gesichtspunkte: Zuschauerhalbrund (Amphitheater) abfallend gegen leicht ansteigende Spielfläche (gunstig natürlicher Hang an Mulde), Blickrichtung der Zuschauer am besten nach Norden (nicht Westen), gute Eingliederung in die natürliche Umgebung, Schutz vor Verkehrslärm. Derartige Anlagen müssen gute Verkehrsverbindungen (Zu- und Abgang zweckmäßig nach zwei Seiten), Parkplätze und besonders organisierte Heran- und Wegführung der Menschenmassen unter Trennung der Fußgänger vom Fahrverkehr aufweisen.

h) *Grünverbindungen*. Die verschiedenen Grün- und Freiflächen sollen nach Möglichkeit nicht vereinzelt im Baugebiet liegen, sondern miteinander in Zusammenhang gebracht werden. Natürliche Gegebenheiten wie Wasserläufe, Steilhänge, als Baugrund ungeeigneter Boden u. dgl. sind die von der Landschaft vorgezeichneten Linien, die zusammen mit bestehenden älteren Grünanlagen ein am besten radiales Grünflächensystem (Grünzungen) (Abb. 2) mit etwaigen untergeordneten Ringverbindungen bilden. Auf diese Weise werden die Baugebiete begrenzt und der Stadtkörper organisch gegliedert. In den größeren Freiflächen werden die Sportplätze, Gemeinschaftsanlagen, Kleingärten und Friedhöfe zweckmäßig verteilt. Für Schulen (mit Schulgärten), Freibäder, Jugendgelände usw. liegen die günstigsten Plätze in Verbindung mit Grünflächen.

i) Unter „*Verkehrsgrün*“ sind alle in Zusammenhang mit öffentlichen Verkehrswegen stehenden Grünstreifen, Hecken u. ä. zu verstehen. Größere Verkehrsanlagen (Eisenbahnen, Schnellbahnen, Autostraßen) sollen in Grünstreifen unter starker Betonung des landschaftlichen Wertes eingebettet werden.

¹ NEUFERT [62].

k) Die *natürliche Landschaft* ist in den für die Stadterweiterung bestimmten Gebieten möglichst zu erhalten oder wiederherzustellen, wobei die Bodenverhältnisse und pflanzenbiologischen Grundsätze zu beachten sind. Bei fortschreitender Bebauung können dann an den im Plan vorgesehenen Stellen die öffentlichen Grünflächen meist zwanglos und ohne viel Kosten geschaffen werden.

l) *Einzelbäume und Baumgruppen* sind als wesentliches Gestaltungselement für Grünfläche und Landschaft zu schützen und zu vermehren.

m) *Wasserflächen* sind als wichtiges belebendes Mittel in das Frei- und Grünflächensystem einzugliedern, wobei das Grün oder das Wasser vorherrschen kann. Nach Art, Größe und Gestalt ergeben sich verschiedene Abstufungen von der Meeresbucht, dem Strom und See (vergleichbar dem Wald) bis zum Teich, Bach und Quell (vergleichbar dem Einzelbaum). Auch die Gestaltungsgrundsätze reichen, wie bei den Grünanlagen, von der möglichst wenig erkennbar beeinflussten natürlichen Wasserlandschaft bis zu den künstlichen Wasserbecken und Brunnen in Verbindung mit der Architektur. Zur Gestaltung der Wasserfläche gehört auch die richtige Einordnung und Form der Brücken. Der Schönheitswert der Wasserfläche kann durch Nutzung sogar gesteigert werden (z. B. Wasserverkehr, Mühlen), dagegen ist die Verschmutzung, namentlich durch gewerbliche Abwässer zu verhindern (geg. Verlegung der Betriebe). Bei mangelndem Wasser können durch Aufstauung, Abgrabungen usw. Neuanlagen geschaffen werden (z. B. Maschsee, Hannover). Die Ufer sind planmäßig zu gestalten und möglichst zugänglich zu machen, daher von privater Bebauung frei zu halten.

n) Flächen in *land-, forst- und gartenwirtschaftlicher Nutzung* am Rande der Baugebiete, die in absehbarer Zeit für die Stadterweiterung nicht in Frage kommen oder nach dem Flächennutzungsplan endgültig von der Bebauung ausgeschlossen sein sollen, werden in größeren Einheiten zusammengefaßt und durch Wander-, Fuß- und Radwege als Erholungsflächen nutzbar gemacht, darunter auch private Weinberge und Obstgärten, sonst namentlich als Dauerwälder in staatlichem, gemeindlichem oder privatem Besitz. — Rieselfelder zur Verwertung der Abwässer (nach Vorbehandlung) müssen so liegen, daß unter Beachtung der Hauptwindrichtungen die Bau- und Erholungsgebiete von Geruchsbelästigungen verschont bleiben.

o) Grünflächen in *Industrieanlagen* mit zweckentsprechender Bepflanzung dienen dem Wohl der Betriebsgemeinschaft und dem Schutz der benachbarten Wohnbebauung gegen Staub, Lärm u. dergl. Soziale Einrichtungen und Sportanlagen können hier Platz finden.

2. Planung. a) *Der Flächenbedarf* hängt von den besonderen örtlichen Verhältnissen ab: Größe und Lage des Orts, Art und Gewohnheiten der Bevölkerung, Bebauungsdichte usw. Bisherige statistische Ermittlungen sind oft auf unvergleichbaren Grundlagen aufgebaut. Bei der Berechnung von Richtzahlen sind Flächen des Verkehrs, des Baulandes, des Wassers und der Landwirtschaft außer Ansatz zu lassen. Anzustreben ist, daß 75 (100) m² an Wäldern, Parkanlagen, Grünverbindungen, Sportanlagen und Dauerkleingärten je Kopf der zu erwartenden Gesamtbevölkerung zur Verfügung stehen, davon mindestens 50 (30) m² für die verschiedenen Grünflächenarten ohne die Wälder und davon 5 (4) m² für Sportplätze und 20 (10) m² für Dauerkleingärten. (Die eingeklammerten Zahlen sollen zeigen, daß bei Waldreichtum die übrigen Grünflächen eingeschränkt werden können.) Wichtig ist besonders die Lage zu den Wohnungen; für die am engsten bebauten Gebiete ist die möglichst große Nähe von auflockernden und erholungspendenden Grünflächen am dringlichsten.

b) Die *Geländewahl* für Freiflächen ergibt in der Regel, daß die für Bauzwecke wenig geeigneten Niederungen (Sumpf, Moor, Wasserläufe), Höhen (ohne Windschutz) und steile Abhänge (auch sonnenlose Nordlage) die natürlichen Voraussetzungen für sie bieten. Wie bei Straßen und Plätzen ist aus schönheitlichen Gründen auch bei ihnen die Vertiefung (Mulde), die den Einblick gestattet, am günstigsten; schon kleine Höhenunterschiede, unter anderem Terrassen sind wirkungsvoll.

c) Die *Anordnung* im Stadtorganismus geschieht in Übereinstimmung mit der gemeindlichen Verkehrs- und Bodenpolitik; auch die Anforderungen der öffentlichen Gesundheitspflege und der Verbesserung der Ernährungslage durch Haus- und Kleingärten decken sich vollkommen mit der Grünflächenpolitik.

d) *Gesetzliche Grundlagen.* Der Planer muß sich genau Rechenschaft ablegen, welche Möglichkeit der Durchführung in jedem Falle besteht. Es handelt sich um die gesetzlichen Eigentumsbeschränkungen, Bauverbot, Enteignung und Entschädigung. Eine vollkommene Handhabe für die Grünflächenpolitik der Gemeinden bietet die bisherige Gesetzgebung noch nicht; gefordert werden unter anderem Baubeschränkung auf Grünflächen schon durch den Flächennutzungsplan, ein zeitgemäßes Umlegungsgesetz für Baugebiete und Neuregelung der Entschädigungsfrage, namentlich durch Vorteilsausgleich zwischen den bei der Geländeerschließung verschieden betroffenen Grundstückseigentümern und die damit gegebene Finanzierungshilfe für öffentliche Grünflächen.

V. Gemeinschaftseinrichtungen.

Hierunter kann man alle städtebaulichen Einrichtungen verstehen, die der Gemeinschaft zugute kommen: 1. Anlagen der Geländeerschließung, 2. öffentliche Gebäude und Anlagen, 3. Gemeinschaftsanlagen (im engeren Sinne), 4. kleingewerbliche Einrichtungen.

1. Die Geländeerschließung umfaßt: Anlage von Straßen und Plätzen, Versorgungsleitungen und Kanalisation.

Die Gemeinde beschafft sich die Mittel durch Beiträge (zur Zeit insbesondere Anliegerleistungen, Gebühren, Bauabgaben usw.).

2. Die öffentlichen Gebäude und Anlagen nehmen nach Ort und Zahl mit der Zahl der Gemeindeglieder zu. Sie können insbesondere erforderlich werden zum Zwecke von

a) Verwaltung: Rathaus (baulicher Höhepunkt des Geschäftsgebietes), Landratsamt, Polizei, Amtsgericht, Landgericht, Arbeitsamt, Finanzamt.

b) Versorgung: Elektrizitäts-, Gas- und Wasserwerke, Straßenreinigung und Müllabfuhr, Kraftwagenpark und Müllabladestelle, Feuerwehr, Markthalle, Schlacht- und Viehhof.

c) Verkehr: Bahnhof, Flugplatz, Autohof, Sammelparkgaragen, Post, Verkehrsamt.

d) Wirtschaft: Sparkassen.

e) Bildung: Schulen (Volksschulen, Mittelschulen, Höhere Schulen, Fach-, Hochschulen), Büchereien, Museen, Theater, Vortrags- und Konzertsäle.

f) Gesundheit: Sportplätze, Turnhallen, Badeanstalten (Freibad und Warmbad), Krankenhaus, Krankenkasse, Altersheim, Friedhof (Krematorium).

In sehr vielen Fällen trägt die Gemeinde die Lasten der öffentlichen Gebäude.

3. Die Gemeinschaftsanlagen dienen der Pflege des Gemeinschaftssinnes. Hierhin gehören: Gemeinschaftshaus, Jugendheime mit Jugendgelände, Vereinsanlagen, Kindertagesstätten und -horte, Wohlfahrtseinrichtungen, Kirche. — Ein Teil der Gemeinschaftsbauten ist in den Stadtzellen kernbildend und wirkungsvoll zusammenzufassen (in Gemeinschaftssiedlungen auch wegen der Entwässerungsanlagen). Schule, Jugendgelände und Kindertagesstätten sind dagegen nicht kernbildend (s. Grünflächen 1, h).

Verschiedene Gemeinschaftsanlagen — so notwendig sie sind — fallen bisher aus den öffentlichen Aufgaben heraus; daher ergeben sich oft Schwierigkeiten bei der Frage, welche Stelle die Kosten ihrer Errichtung übernimmt.

4. Zu kleingewerblichen Einrichtungen gehören: Läden, Apotheken, Handwerksstätten, Berufsgärtnereien, gewerbliche Erholungs- und Vergnügungstätten (Gaststätten, Kinos usw.), Reparatur- und Reinigungsgewerbe u. dgl.

Ladengeschäfte usw. sollten sich grundsätzlich selbst finanzieren, doch ist oft eine Hilfe bei der ersten Einrichtung nicht zu umgehen.

Die Kosten der sozialen Einrichtungen einer Neusiedlung sind mit mehr als 3000.— M. je Wohnungseinheit berechnet worden.

Beispiele für den Bedarf an den einzelnen Einrichtungen nach Erfahrungssätzen:

Krankenhaus: je 1000 Einwohner 7 Betten, bei ländlicher Bevölkerung 4 Betten; *Apotheke* je 9000 Einwohner; Kindergarten je 4000 Einwohner; *Kino*: je 12000 Einwohner; *Schulen*: Zahl der schulpflichtigen Kinder = 15 % der Bevölkerung. Gemeinschaft von 3500 Bewohnern trägt 1 Volksschule (500 bis 600 Kinder). Maximum 50 Kinder je Klasse. (*Sportplätze* und *Friedhöfe* s. Grünflächen.)

Läden sind wegen der Anzahl und Entfernung (Lage, Weg) zu unterscheiden nach solchen des *täglichen* Bedarfs (Bäcker, Fleischer; Milch, Obst, Gemüse usw.; sie sollen nicht mehr als 600 m von den Wohnungen entfernt liegen), des *wöchentlichen* Bedarfs (Drogen, Eisenwaren usw.), des *monatlichen* Bedarfs (Optiker, Buchhandlung usw.). Die Verhältniszahlen der Einwohner je Laden ändern sich mit Größe und Art der Städte.

VI. Baugebiete¹.

Zur Regelung der Bebauung werden landwirtschaftliche Baugebiete, Kleinsiedlungsgebiete, Wohngebiete, Geschäftsgebiete und Gewerbegebiete als *Baugebiete* ausgewiesen. (Die Grenzen sollen grundsätzlich in den Baublöcken, nicht in den Straßen liegen). Hierzu kommen die Flächen für Gemeinschaftsanlagen und raumbestimmende Gebäude. Für das einzelne Baugebiet wird vorgeschrieben, welche Arten von Anlagen in ihm errichtet oder nicht errichtet werden dürfen. Die Baugebiete sollen sich der Gesamtplanung der Gemeinden organisch einfügen. Großräumige Planungen sind zu beachten. Die Baugebiete sind klar und bestimmt gegen das Außengebiet abzugrenzen; natürliche Grenzen, wie Bäche, Wiesen, Wälder u. dgl., sind tunlichst zu berücksichtigen. Splittersiedlungen, die sich in den städtebaulichen Organismus nicht eingliedern, sollen nicht in die Baugebiete einbezogen werden. Bei Abgrenzung der Baugebiete ist ferner auf eine Auflockerung der Bebauung Bedacht zu nehmen; gleichförmige Aneinanderreihung von Baugebieten ist zu vermeiden. Jeder Ortsteil soll eigenes Gepräge und eine bestimmte Form und Größe haben. Dies gilt namentlich von den äußeren Ortsteilen größerer Städte, die noch nicht mit den bebauten Stadtteilen zusammengewachsen sind. Hier bietet sich die Möglichkeit, durch Begrenzung der Baugebiete einer unerwünschten Ausdehnung der Bebauung auf die zwischen den Ortsteilen verbliebenen größeren Flächen vorzubeugen und im Anschluß an die land- und forstwirtschaftlich genutzten Teile des Außengebietes, die für die Bevölkerung notwendigen Erholungsflächen, wie Kleingärten, öffentliche Anlagen, Sport- und Spielplätze u. dgl. vorzusehen.

F. Gliederung der Bebauung.

I. Bauweisen.

Im städtebaulichen Sinne bedeutet Bauweise soviel wie *Bebauungsart* oder *Bebauungsweise*; darunter versteht man einerseits die Anordnung der Gebäude auf der Blockfläche (z. B. geschlossene und offene Blöcke), andererseits Hoch- und Flachbauweise. Die Bauweisen werden durch die Bauordnungen vorgeschrieben. Während früher infolge schlechter oder unzulänglicher Bauvorschriften häufig Mißbildungen (Vorderhäuser mit Seitenflügeln, Quergebäuden und engen Höfen) entstanden, erstrebt man heute nur noch klare, einfache Hausformen², besonders im Wohnungsbau.

1. **Flach- und Hochbauweise.** a) *Flachbau*. Eingeschossige (Einfamilien-) oder eineinhalbgeschossige (mit ausgebautem Dachgeschoß für eine Familie oder gegf. mit Einliegerwohnung) oder zweigeschossige (Ein- oder Zweifamilien-) Häuser als freistehende Einzel- oder Doppelhäuser, Hausgruppen oder längere Hausreihen. Zum Flachbau gehört der Hausgarten. Flachbau ist die weiträumigste

¹ VO. des RAM. vom 15. 2. 1936 (RGBl. I S. 404; Rderl. vom 19. 2. 1936 RArbBl. I S. 42).

² LUBBERT in [28].

Bauweise, doch sind ihr Grenzen in der Wirtschaftlichkeit gesetzt¹. Als Nachteil wird manchmal die Lage der Wohnräume in mehreren Geschossen empfunden. Eine Sonderart ist das Kleinsiedlungshaus mit Stall.

b) *Hochbau*. Dreigeschossige Häuser (auch als Mittelhäuser bezeichnet), meist als (Drei- oder) Sechsfamilienhaus, früher auch als Neun- (oder Zwölf-) Familienhaus (sog. Drei- bzw. Vierspännerwohnungen). Entsprechend vier- und fünfgeschossige Häuser (Großhäuser), darüber hinaus Hochhäuser (mit Fahrstuhl), weniger für Wohn- als für Geschäftszwecke geeignet. — Neben den üblichen Treppenhauswohnungen gibt es (selten) das Außen- oder Laubenganghaus, bei dem die Geschoßwohnungen von einem an das Treppenhaus anschließenden offenen Gang zugänglich sind.

2. *Offene und geschlossene Bauweise* (Abb 7). Die Merkmale der *offenen, halboffenen und geschlossenen* Bauweise sind nicht ganz eindeutig:

a) Ein- bis zweigeschossige freistehende *Einzel- oder Doppelhäuser* (offene Bauweise), die von beiden Nachbargrenzen einen bestimmten seitlichen Abstand in ganzer Gebäudetiefe einhalten: Bauwich oder Grenzwich. (Fälschlich wird auch der Gesamtabstand als Bauwich bezeichnet.) Vorgarten ist nicht gleichzeitige Bedingung, aber meist gefordert. Durch den häufig nur schmalen Bauwich bei kleinen Grundstücken wird aber der Garten zersplittert, gute Belichtung und Besonnung der Seitenfronten nicht erreicht und ein ungünstiger, zerrissener Gesamteindruck hervorgerufen, der durch Verbindung durch Garagen, Laubengänge, auch Ställe verbessert werden kann (Kettenbauweise). Das Verhältnis beider Bauwiche zur Hausbreite soll bei Giebelstellung $\geq 5:4$, bei Traufstellung $\geq 4:5$ betragen. Das Verhältnis von Traufseite zu Giebelseite und von Breite zu Höhe muß mindestens $5:4$ sein². Da das Straßen- und Versorgungsnetz in offener Bauweise ausgedehnter und teurer wird, müssen die Voraussetzungen der Weiträumigkeit (Ausnutzungsziffer 3 bis 4) vorliegen; namentlich kommen dafür Landhäuser für wirtschaftlich besser gestellte Schichten und Kleinsiedlungen (ohne Kanalisation) in Frage. Bei der Hausstellung ist auf Geländeform, Besonnung und Windrichtung Rücksicht zu nehmen.

b) *Gruppenbau*. Der zwanglose Zusammenbau mehrerer Gebäude (im Gebiet der offenen Bauweise) mit Ausbildung der Enden in deren Art (Bauwich). Die Bauflucht kann springen.

c) *Reihenbau*. Die Hausreihen beliebiger Länge laufen mit den Straßen gleich, die Vorderfronten liegen auf längere Strecken in einer Flucht (oder sind gelegentlich gleichmäßig gestaffelt), die Bautiefe ist in der Regel einheitlich festgesetzt (geg. durch hintere Baulinien) und die Enden der Reihen sind nach Art der offenen Bauweise ausgebildet (Kopfbauten); sie können auch um die Blockecken herumgeführt werden, doch ist es vorteilhafter, die Bebauung auf die langen Blockseiten zu beschränken. In jedem Falle entsteht bei Reihenhausbau nur *Randbebauung* unter Freilassung der zusammenhängenden Fläche des Blockinnern, in dem Hausgärten, Kinderspielplätze u. dgl. (nur notfalls Garagen) angeordnet werden können. Der Reihenbau wird bevorzugt, weil Geländeerschließung, Bauausführung und Beheizung billiger sind als bei Einzelhäusern und die Belange der Besonnung und der Belichtung dabei doch genügend gewahrt werden. Nachteilig kann jedoch die Handtuchform der Gärten bei Kleinwohnungen im Flachbau sein.

d) *Zeilenbau*. Die Hausreihen (etwa bis 80 m lang) werden gleichmäßig senkrecht zur Fahrstraße gestellt und jeweils durch einen besonderen Gehweg (Wohnweg) zugänglich gemacht. Der Zeilenbau ist eine Sonderform des Reihenbaus; demgegenüber werden die Erschließungs- und Straßenkosten in folgenden Fällen niedriger: Zeilen nennenswert länger als die Abstände zwischen ihnen; nur schmale Vorgärten; keine Fahrwege entlang der Zeilen. Vorteilhaft sind: die gleichmäßige Besonnung der beiden Fronten ohne Veränderung der Grundrißform, der Wegfall des Unterschiedes von Vorder- und Hinterfront, die vom Verkehr ungestörte Lage

¹ HEINICKE, E. in [24].

² G. WOLF in [31].

der Wohnungen und die freie Gebäudeanordnung. Zur Vermeidung von Eintönigkeit ist jedoch die Beschränkung auf kleinere Bebauungseinheiten und auf eine Straßenseite zu empfehlen.

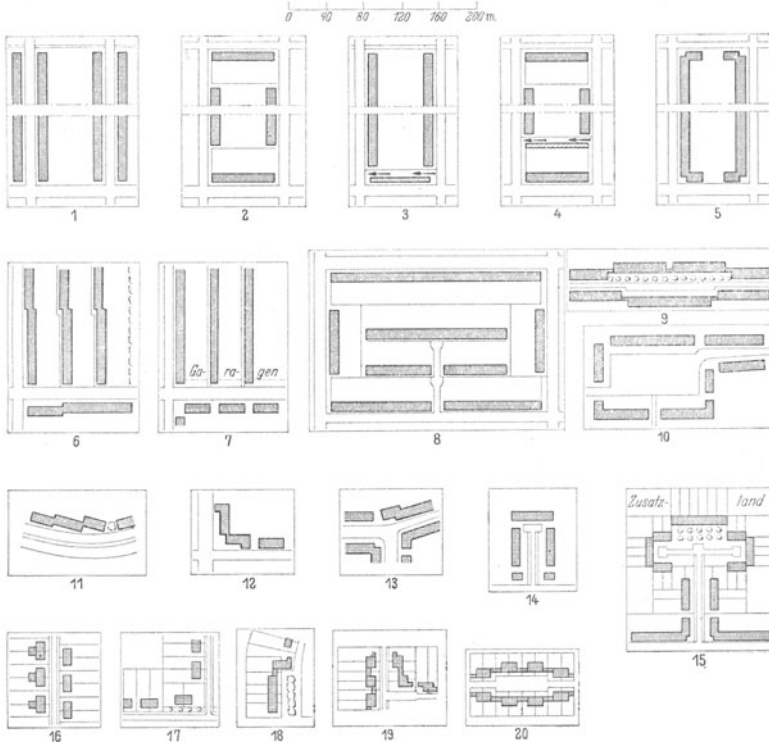


Abb. 7. Baublock und Grundstücksgliederung.

- 1 Zweiseitige Reihenbebauung.
- 2 Vierseitige offene Randbebauung.
- 3 Zweiseitige Reihenbebauung und Sammelgaragen an der offenen Schmalseite.
- 4 Vierseitige offene Randbebauung mit Sammelgaragen hinter der Reihe an der Schmalseite.
- 5 Vierseitige Randbebauung mit Öffnungen in den Schmalseiten.
- 6 Zeilenbau (versetzt).
- 7 Zeilen mit Garagen zwischen den Kopfenden (vertieft).
- 8 Vierseitige Reihenbebauung mit dreifacher Baufluchtlinie.
- 9 Straßenverbreiterung in Reihenbebauung.
- 10 Platzgestaltung beim Reihenbau.
- 11 Gestaltung einer Straßenkrümmung mit versetzter Reihe an der konvexen Seite.
- 12 Ecklösung mit Ausklinkung.
- 13 Straßeneinmündung beim Reihenbau.
- 14 u. 15 Gruppenhausbau an Stichstraße.
- 16 Versetzte Gegenüberstellung von Einzelhäusern.
- 17 Ecklösung in offener Bauweise.
- 18 Straßeneinmündung mit platzartiger Erweiterung beim Gruppenhausbau.
- 19 Gestaltung der Einmündung einer Straße beim Einzelhausbau mit verbindenden Bauwisch-Garagen.
- 20 Platzartige Straßenerweiterung, sonst wie 19.

e) *Doppelte Bauflucht.* Zwei oder drei Hausgruppen werden an einer Straße planmäßig hintereinander geschaltet, wobei die zurückliegenden Häuser durch

Stichwege zugänglich gemacht werden. Die Wirtschaftlichkeit ist in jedem Einzelfalle nachzuprüfen: unter städtischen Verhältnissen wird die Aufschließung oft teurer als bei den anderen Bauweisen; nur bei Einschränkung der Versorgungsleitungen und Verzicht auf Befahrbarkeit der Stichwege, also für habländliche Verhältnisse, sind Vorteile vorhanden.

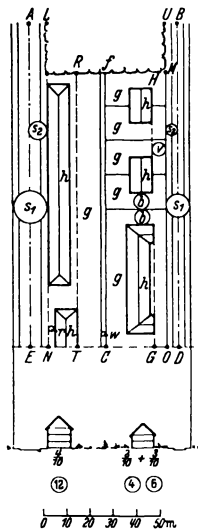
f) Die ringsum *geschlossene Blockbebauung* mit Hinterflügeln, Hinterhäusern und engen, unzusammenhängenden Höfen kennzeichnet einen sanierungsreifen Zustand in Altbaugebieten. Auch bei zusammenhängenden Höfen (Hofgemeinschaften) und Randbebauung ist diese Bebauungsform hygienisch ungünstig und daher bei Neuerschließungen zu vermeiden. Der teilweise, am besten nach Süden geöffnete Block kann gelegentlich verwendet werden. Wegen der Belichtung und Grundrißausbildung empfiehlt es sich, die Blockecken auszuklinken, so daß an der Straßenseite ein einspringender Winkel entsteht (Dachlösung!).

Aus baukünstlerischen und sozialen Gründen ist eine Mischung der verschiedenen Bauweisen und Hausformen in angemessener Zusammenfassung zu städtebaulichen Einheiten zu empfehlen, wobei die Geländebeziehungen und sonstigen Einflußkräfte mitbestimmend sind.

II. Baublock und Grundstücksgliederung.

(Abb. 7, 8, 9 und 10.)

1. Die übliche Form der Aufteilung von Baugelände ist der von Straßen oder Wegen umschlossene *Baublock*; am günstigsten ist die gestreckte, dem Recht-



- NO Blocktiefe;
 NC, OC Halbblocktiefe;
 ABDE Bruttobauland;
 LUON Nettobauland;
 NL, UO Straßenfluchtlinien;
 LN, HG Baufluchtlinien;
 UM Freilächengrenze
 RT hintere Baulinie;
 (b) Bauwich (Grenzwich);
 (v) Vorgarten;
 (h) bebaute Flächen;
 (s₁) Straßenland;
 (s₂) Straßenland-Abtretung;
 (j) Grunfläche;
 (g) Gartenland (privat);
 (w) Wirtschaftsweg;
 (f) + (g) Grun- und Freilächenanteil;
 (r) Maß des Zurücktretens der Bauflucht;
 10, 3, 10, 4 Bebauungsgrade;
 (4), (6), (12) Ausnutzungsziffern (Zähler des
 Bebauungsgrades mal Anzahl
 der Geschosse).

Abb. 8. Bebauungsbegriffe.

eck möglichst angenäherte Gestalt. Klare Ecklösungen müssen gefordert werden Spitzwinklige Ecken sind zu vermeiden, stumpfe unbedenklicher. (Experimente z. B. mit einem sechseckigen Wabennetz haben sich nicht bewährt.) Der Baublock kann aus mehreren Einzelgrundstücken bestehen; einheitlicher Besitz bringt jedoch viele Vorteile, namentlich für die Baugestaltung, Gartenflächen usw. Die Abmessungen des Baublocks bestimmen der Bebauungsplan und die Bauvorschriften nach der beabsichtigten baulichen Nutzung und der zulässigen Ausnutzung, ferner ist auch hier auf die Geländebeziehungen und, soweit es ohne Nachteil möglich ist, auch auf die Eigentums Grenzen Rücksicht zu nehmen

(meist Umliegung oder Grenzberichtigung). Tiefe und Länge des Baublocks stehen wirtschaftlich und hygienisch in einem bestimmten Verhältnis zur Ausnutzungsziffer. Der Blockschnitt bestimmt wesentlich die Anschließungskosten. Die Blockgröße richtet sich beim Wohnungsbau nach der Einheit der Erschlie-



Abb. 9. Bebauungsplan für eine Gemeinschaftssiedlung (H. BOEHM).

Bung: der Einzelwohnung mit dem zugehörigen Freiraum, d. h. nach der beabsichtigten Zuteilung von Hof- und Gartenland, gefg. auch gewerblichem Hinterland. Bei Landhausbebauung bestimmt die Gartengröße die Blockabmessungen; bei Kleinwohnungen sollten wegen der Anschließungskosten nur bis 200 m² Garten am Hause, gefg. beim Zeilenbau in den Grünstreifen zwischen den Zeilen, zuteilt werden, bei Kleinsiedlungen in der Regel nicht mehr als 700 m²; etwa weiterer Bedarf ist als Zusatzpachtland am Rande der Siedlung vorzusehen.

2. Die **Blocktiefe** als Abstand zwischen den Straßenfluchtlinien der Längsseiten setzt sich beim Vollblock aus der Bautiefe der Gebäude, dem Abstand der Rückfronten und ggf. der Vorgartentiefe zusammen. Oft wird ein Wirtschaftsweg im Blockinnern zwischen den beiderseitigen Grundstücken (Gärten, Höfen) angeordnet. Die *Bautiefe* beträgt bei größeren Wohnungen mit Mittelflur 10 bis 14 m, bei Volkswohnungen 8,50 bis 10 m. Große Haustiefen sind zwar billiger, aber grundrißmäßig schlecht. Die Blocktiefe ist ferner von der Ausnutzung (bebaute Fläche und Geschößzahl) insofern abhängig, als der erforderliche Freiraum und die Gebäudehöhe aus Gründen der Belichtung und Besonnung in einem bestimmten Verhältnis zueinander stehen müssen. Will man der

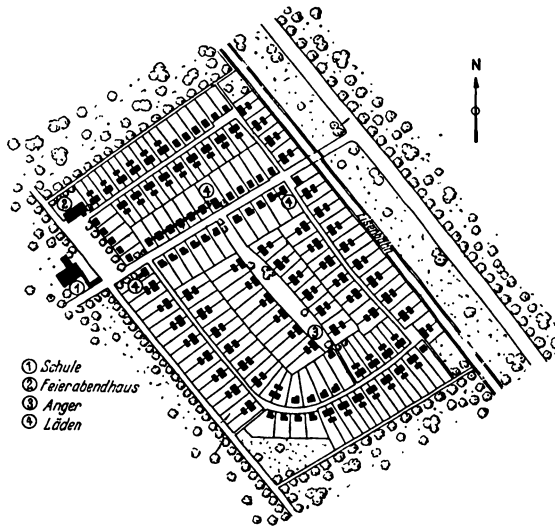


Abb. 10. Bebauungsplan einer Kleinsiedlung (Brandenburgische Heimstätte).

Wohnungsgeschoßfläche jeweils ungefähr den gleichen Freiraum je Einheit geben, so betragen die Blocktiefen theoretisch etwa¹: bei einem Geschoß = 40 bis 45 m, bei 2 Geschossen = 55 bis 60 m, bei 3 Geschossen = 65 bis 70 m, bei 4 Geschossen = 75 bis 80 m. Als Durchschnittsmaß gelten 70 m. — Für gewerbliche Anlagen beträgt die Blocktiefe 100 bis 200 m, unter Umständen noch mehr.

Gelegentlich wird der Halbblock verwendet, z. B. am Rande von Grünflächen und anbaufreien Verkehrsstraßen (Gestaltung der Rückfronten sicherstellen!).

3. Die **Blocklänge** ist für das Straßennetz und die Wirtschaftlichkeit der Erschließung wichtiger als für die Bebauung selbst. Aus wirtschaftlichen Gründen werden lange Baublöcke mit Aufteilung durch schmale Verbindungsstraßen oder Gehwege bevorzugt, um an Straßenfläche zu sparen. Verkehrstechnisch ist es ebenfalls günstig, möglichst wenig Kreuzungen zu erhalten, so daß an den Verkehrsstraßen Blocklängen von 400 bis 500 m, auch bis 600 m (mit Gehweg-Querverbindungen) zweckmäßig sind. An Wohnstraßen ist 200 bis 300 m Länge günstig. Die Beschränkung der Bebauung auf die langen Blockseiten ist die hygienisch günstigste Bauweise. — Die Grundstücksbreite beträgt beim Einzelhaus von 8 m Frontlänge mindestens 14 m (3 m Bauwich ist aber zu schmal, daher besser = 18 m); beim Reihenhau mit Volkswohnungen 5 bis 2 × 6 m; beim älteren städtischen Mietshaus 16 bis 25 m.

¹ Vgl. HÖPFNER [13].

III. Grundstücksausnutzung.

1. Begriff und Berechnung.

Die Auflockerung der Bebauung mit Wohn- und Arbeitsstätten findet ihre Grenze in der Wirtschaftlichkeit, da die Kosten der Gesamterschließung und des öffentlichen Verkehrs (Anlage und Betrieb) entsprechend der Weiträumigkeit steigen, ebenso die Kosten für den Boden (je Wohneinheit), der außerdem als Ernährungsgrundlage nicht beliebig der land- und gartenwirtschaftlichen Nutzung entzogen werden darf. — Die Bemessungsgrundlagen und Begriffsbestimmungen sind hier leider noch nicht einheitlich. Die bisherigen statistischen Ergebnisse bei Bewertung und Vergleich sind daher nur mit Vorsicht zu gebrauchen; meist ergeben nur verschiedene Fragestellungen zusammen ein richtiges Bild.

Bei der *Bevölkerungs-* und *Besiedlungsdichte* wird zunächst die auf eine Flächeneinheit (qkm, ha) entfallende Bewohnerzahl festgestellt. Sie ist in ländlichen Gebieten gering, in Industriebezirken höher und am höchsten in Großstädten. Hierbei muß jedoch angegeben werden, ob eine bestimmte Gebietsfläche der Ortschaft einschließlich Wäldern, Wiesen, Äckern, Gewässern usw. gemeint ist oder ob für städtebauliche Zwecke (Anzahl der Bewohner je ha) die Gesamtfläche des Stadtgebiets, die besiedelte Fläche einschließlich der Verkehrs- und Grünflächen oder endlich nur die Fläche der bebauten Grundstücke einschließlich der Höfe und Hausgärten erfaßt werden ist. Die durchschnittlich auf 1 ha Fläche lebende Wohnbevölkerung (als Gegensatz zur Berufsbevölkerung) gibt die Besiedlungsdichte an; besser ist es im allgemeinen, die Zahl der Bewohner auf 1 ha bebauter Fläche nach Abzug von Straßen, Plätzen, Grünflächen u. dgl. zu berechnen (z. B. Bauklasse V der Berliner Bauordnung = $\frac{1}{10}$ Bebauung der Grundstücksfläche und 5 Vollgeschosse ergibt 500 bis 900 Menschen je ha). Der Ausdruck *Wohndichte* ist nach der amtlichen Statistik gleichbedeutend mit Bevölkerungsdichte. *Wohnungsdichte* bzw. *Wohnraumdichte* wird für die Zahl der auf eine Wohnung bzw. einen Wohnraum fallenden Menschen gebraucht. Die Behausungsdichte oder *Behausungsziffer* gibt die Zahl der in einem Wohngebäude hausenden Personen an¹. [Sie ist in Städten mit Massenmiethäusern im Gegensatz zu denen mit viel Einfamilienhäusern hoch, z. B. in Berlin im Durchschnitt 30, in den Innenbezirken 60, im ungünstigsten Bezirk 75. Eine Wohnung (= Haushalt) war in Großberlin 1925 durchschnittlich mit 3 Personen belegt; der Reichsdurchschnitt betrug 4,5.]

Die *Bebauungsdichte* als Verhältnis der Fläche aller Baugrundstücke einer Stadt zu ihrer Gesamtfläche oder die *Baudichte* als Maß der zulässigen Bebauung eines einzelnen Baugrundstücks übertragen den Begriff „Dichte“ auf die Baumassen; besser ist hierfür die Bezeichnung „Ausnutzung“. Die Bauordnungen beschränken die *Ausnutzbarkeit* der Baugrundstücke nach bebaubarer Fläche und Höhe (Geschoßzahl), um zu verhindern, daß durch zu enge Bebauung unhygienische Zustände und eine unerwünschte, nur den Bodeneigentümern zugute kommende Bodenpreissteigerung eintritt. Die Ausnutzbarkeit wird im allgemeinen gebietsweise durch den Baustufen- (Bauklassen- oder Staffel-) Plan festgesetzt, wobei die frühere Anschauung, daß sie vom Stadtkern nach den Außengebieten zonenweise (daher auch „Bauzonenplan“) abnehmen müsse, nicht mehr gültig ist. Vorteilhaft ist der neuerdings gebräuchliche Begriff der *Ausnutzungsziffer*: diese bezeichnet das Produkt aus der für jede Bauklasse zulässigen Zahl der Vollgeschosse und dem Zähler der in Zehnteln der Grundstücksfläche angegebenen zulässigen bebauten Fläche (oder auch der Geschoßfläche). Wenn z. B. in Bauklasse III ($\frac{1}{10}$ bebauter Fläche) zwei Geschosse zugelassen sind, so beträgt die Ausnutzungsziffer $3 \times 2 = 6$ (manchmal wird auch $0,3 \times 2 = 0,6$ gerechnet). Der Zweck ist eine gewisse Elastizität: bei Ausnutzungsziffer 6 ist auch eine dreigeschossige Bebauung mit $\frac{1}{10}$ bebauter Fläche möglich. Bei gewerblichen Bauten wird für die Ausnutzungsziffer statt des Faktors Geschoßzahl die Kubikmeterzahl der zulässigen Bebauung eingesetzt, z. B. 6 m^3 je 1 m^2 bebaubarer Fläche (kubische Bauweise).

¹ EBERSTADT [21]; ferner [23, S. 114, 121], [52, S. 269].

Die baupolizeilich zulässige Ausnutzungsziffer stieg in den älteren Bauordnungen von 2 bis 30 und 35; auch heute ist sie in Rücksicht auf wirtschaftliche Gegebenheiten teilweise noch zu hoch (500 Menschen je ha); sie sollte 12 nicht überschreiten; in Neubaugebieten ist bei Reihenaufbau 6 angemessen. Hierbei ergibt sich eine Besiedlungsdichte bis zu 220 Bewohnern je ha Bruttobauland (einschließlich öffentlicher Flächen), bei Berücksichtigung öffentlicher Bauten noch weniger (150 bis 200). Bei Einzelhausbau in lockerer Bebauung ist Ausnutzungsziffer 4 richtig (100 bis 120 Menschen je ha). In Wohn- und Siedlungsgebieten, in denen die Abwässer auf dem Gartengelände oder Zusatzland untergebracht werden sollen, wird die Ausnutzung durch die Aufnahmefähigkeit des Bodens bestimmt (600 bis 1200 m² je Familie). Landbedarf für Eigenheime im Einzel- oder Doppelhaus 400 bis 600 m², im Reihenaufbau 200 bis 300 m²; je Mietwohnung 100 m² Gartenfläche.

Für Wohn- und Siedlungsgebiete gilt folgende Übersicht:

Stufe	Bebauungsart	Wohnheiten* je 1 ha = WE/ha	Grundstücksfläche** je WE
A	Kleinsiedlung	bis 15	1000—600 m ²
B	Eingeschossige Reihen- u. Gruppenbauweise	16—25	700—400 m ²
C	Zweigeschossige Reihen- u. Gruppenbauweise	26—40	250—200 m ²
D	Dreigeschossige Reihenaufbauweise	41—60	180—120 m ²
E	Viergeschossige Bauweise (im Mittel)	61—80	100—80 m ²

* Nach H. DÖSCHER. ** Einschließlich kleiner Gemeinschaftsanlagen

2. Baustufen.

Der Baustufenplan legt die bauliche Ausnutzung der Grundstücke nach Fläche und Höhe fest. Gleichzeitig werden in der Regel die Baugebiete nach ihren Nutzungen (Wohn-, Kleinsiedlungs-, Geschäfts-, Gewerbegebiete) ohne Einzelaufteilung darin ausgewiesen. Die Durchführung wird durch Ortssatzung (Bauordnung und Bauvorschriften) gesichert.

Die verschiedenen Wohn- und Siedlungsflächen werden nicht nur durch ihre Lage, sondern wesentlich auch durch den Grad der *baulichen Ausnutzung* bestimmt. Die *Abstufung* kann schematisch für einzelne Zonen nach der Zahl der Geschosse, gegf. auch nach der Gebäudehöhe vorgenommen werden. Elastischer ist jedoch die Ausnutzungsziffer. Die Einführung der Zonen- oder Staffelbauordnungen war ein großer Fortschritt, doch wurde oft mit Rücksicht auf die hohen Bodenwerte der Innenstadt eine zu große Ausnutzung zugelassen.

Baustufe	Bauweise	Geschoßzahl	Bebaute Fläche ¹	Ausnutzungsziffer
Ia	Einzel-, Gruppen- oder Reihenhäuser	1 Vollgeschoß + einzelne Dachräume	$\frac{1}{10}$	2
Ib			$\frac{2}{10}$	3
IIa	desgl.	2 Vollgeschosse + einzelne Dachräume	$\frac{1}{10}$	4
IIb			$\frac{2}{10}$	6
IIc			$\frac{3}{10}$	8
IId	Reihenhäuser	desgl.	$\frac{1}{10}$	10
IIIa	Reihenhäuser	3 Vollgeschosse	$\frac{1}{10}$	9
IIIB			$\frac{2}{10}$	12
IV	Reihenhäuser	4 Vollgeschosse	$\frac{1}{10}$	12

(Die Ziffer I bis IV der Baustufe kennzeichnet gleichzeitig die Anzahl der Geschosse.)

¹ Wegen der heute noch üblichen Berechnung der Anliegerbeiträge nach dem Frontmetermaßstab wird für Eckgrundstücke eine stärkere Ausnutzung zugelassen, was jedoch gesundheitliche, verkehrliche und oft gestalterische Nachteile hat.

Den heutigen großstädtischen Verhältnissen trägt etwa vorstehende Baustufenübersicht Rechnung.

Die anteilige Verteilung der Baustufen im Plane einer Stadt hängt sehr von den örtlichen Verhältnissen ab.

Als Beispiel sei genannt: Baustufe I = 8 %, II = 60 %, III = 24 % ; IV und V = 8 %.

3. Wirtschaftlichkeit der Erschließung.

Aus dem Entwurf des Bebauungsplans, besonders für Wohn- und Kleinsiedlungsgelände, sind vor seiner Feststellung die für die Prüfung der *Wirtschaftlichkeit* dienlichen Zahlenwerte zu errechnen. Sehr wertvoll ist der kritische Vergleich mit anderen Bebauungsplänen. Zu berechnen sind: die Verteilung der Gesamtfläche des aufzuschließenden Landes auf Straßen, Plätze, Grünflächen, Bauplätze der Gemeinschaftsbauten (einschließlich der öffentlichen Bauten), Nettowohnbauland und die auf diesem zu überbauende Fläche. Hieraus ergeben sich die Verhältniszahlen je 1 m² Bruttogeschoßfläche bzw. je Wohneinheit sowie die Besiedlungsdichte je ha Siedlungsfläche. Für die Wirtschaftlichkeit ausschlaggebend ist die Länge der Straße und der Leitungen einschließlich Zweigleitungen je Wohnung.

IV. Belichtung und Besonnung.

1. Ausreichender Einfall von Tageslicht in die dem dauernden Aufenthalt dienenden Wohn- und Arbeitsräume hängt von den Abständen und Höhen der Gebäude ab. Die Abstandsregeln der verschiedenen Bauordnungen sind nicht einheitlich. Die einst als genügend angesehene Vorschrift von Gebäudeabstand gleich Gebäudehöhe mit einem Lichteinfallswinkel von 45° wird nur notgedrungen in Altbaugebieten noch angewendet; in Neubaugebieten fordert man jetzt allgemein 27°.

Berechtigt ist die Forderung, daß im Einzelfall $\frac{1}{3}$ (mindestens $\frac{1}{5}$) der Bodenfläche des Innenraumes unmittelbar Himmelslicht erhalten muß. Zur Berechnung ist die KÖSTRERsche Lichtregel¹ ein gutes Hilfsmittel.

2. Aus gesundheitlichen und psychologischen Gründen ist darüber hinaus für Wohnräume (und die meisten Arbeitsräume) eine möglichst reichliche **Besonnung** zu verlangen. Sie ist eine der wichtigsten Einflußkräfte, die bei der Aufstellung von Bebauungsplänen, namentlich für Wohngebiete, zu beachten sind. Werden die Anforderungen der Besonnung erfüllt, so sind für Belichtung und Belüftung kaum noch Überlegungen nötig. Die Anschauungen² sind auf diesem Gebiet noch sehr ungeklärt, was zum Teil darauf zurückzuführen ist, daß die Anforderungen von verschiedenen Gesichtspunkten gestellt werden. Beim Haus ist zu unterscheiden zwischen der Besonnung der senkrechten Hauswand und der des Wohnungsinneren (die man nach beschienener Fußbodenfläche oder nach dem Prisma der einfallenden Sonnenstrahlen messen kann). Ferner ist die Besonnung zu unterscheiden nach Zeitpunkt, Dauer und Intensität. Bei Zeitpunkt und Dauer kann der Eintritt und die Dauer der Besonnung an einem Tage, zu einer bestimmten Jahreszeit oder die Dauer als Jahresdurchschnitt in Betracht gezogen werden. Mit Besonnungsintensität bezeichnet man sowohl die Wärmewirkungen als die chemischen Wirkungen (ultraviolette Strahlen). Beim Durchgang durch gewöhnliches Fensterglas werden die chemischen Wirkungen größtenteils aufgehoben, die Wärmewirkungen hingegen gesteigert. Die Intensität hängt von vielen Faktoren ab; sie wächst, je höher die Sonne steht, je mehr sich der Winkel zwischen den Sonnenstrahlen und der Hauswand einem rechten nähert, mit der Reinheit der Luft und mit den Breitengraden nach dem Äquator zu.

Durch Grundrißgestaltung und durch Planung der Lage und Breite der Straßen bzw. Höfe oder Gärten läßt sich das Besonnungsmaß beeinflussen. Im allgemeinen ist in unseren Breiten der einzige Einwand gegen eine reichliche Besonnung für

¹ NEUFERT [62].

² HÖFFNER in [13]. — NEUZIL, W.: Die Besonnungstechnik, eine neue Wissenschaft. Bau gilde 1931, H. 5.

kurze Zeit die unangenehme Sommerhitze, die sich besonders als mangelnde Abendkühlung bemerkbar macht. In diesem Fall ist es die sinkende und daher tief in die Zimmer scheinende Westsonne mehr als die steile Südsonne, die in den Wohnungen lästig ist. Sieht man vom Einzelhaus ab, das von allen Seiten Sonne bekommen kann, und nimmt das Reihenhauses mit nur zweiseitiger Bebauung des Blockes als den Normalfall an, so ist die Planung der Lage und Breite der Straßen und die Stellung der Wohnblöcke zu ihnen für die Besonnung sehr von Bedeutung.

Die Forderungen an die Besonnung müssen mit den wirtschaftlichen Möglichkeiten der Grundstücksausnutzung und der Weiträumigkeit der Bebauung in Einklang stehen. Es ist also für die Aufstellung der Forderungen wesentlich, ob vom ungünstigsten Zeitpunkt ausgegangen oder ob der Jahresdurchschnitt bzw. die Jahressumme betrachtet wird. Zu fordern ist eine Bewirtschaftung der Sonnenenergie, die der menschlichen Gesundheit das Optimum bietet: alle Wohn- und Arbeitsstätten sollen möglichst gleiche Anteile haben und die geringe Besonnung der Wintermonate soll möglichst ausgenützt, die übermäßige des Sommers dagegen gemildert werden¹.

Sollen unter Beachtung wirtschaftlicher Gesichtspunkte die Erdgeschoßräume bei zwei- bis dreigeschossigem Reihen- oder Zeilenbau durch das gegenüberliegende Haus nicht länger beschattet werden, als es aus gesundheitlichen Gründen zugelassen werden kann, so ist etwa der Hausabstand bei N-S-Lage der Straßen und Reihen = der 1,5fachen, bei Diagonallage etwa der 2fachen, bei O-W-Lage etwa der 2,5fachen Haushöhe anzusetzen. Hierbei ist das Steildach mit 45° Neigung angenommen. Beim Flachdach kann die gleiche Wirkung schon mit geringeren Abständen (bis rd. 10%) erreicht werden. (Aus Gründen einer niedrigen Besiedlungsdichte können aber in Neubaugebieten auch weitere Hausabstände notwendig werden.) Bei geschlossener Bauweise ist eine einwandfreie Besonnung nur zu erwarten, wenn der Block nach Süden geöffnet ist.

Vergleicht man die Vorzüge und Nachteile der Lage in bezug auf die Himmelsrichtung, wobei die vorderen bzw. hinteren Hausabstände im Rahmen von 1,5 bis 2,5facher Gebäudehöhe bei zwei- bis dreigeschossiger Reihenbebauung angenommen sind, so ergibt sich folgendes:

Die *N-S-Richtung* der Straßen- und Hausreihen hat den Vorteil, daß beide Hausseiten gleiche Mengen Sonnenenergie erhalten. Dabei kann man es bei solchen Wohnungen, die die ganze Haustiefe einnehmen, also bei (1 bis) 2 Wohnungen je Treppenpodest, durch die Grundrißlösung so einrichten, daß ostwärts die morgens gebrauchten Wohnräume und abends kühl zu haltenden Schlafzimmer liegen und westwärts die am Spätnachmittag und Abend gebrauchten Wohnräume. Als Mangel ist anzusehen: 1. Die Hausreihen bekommen nie die volle Sonne, da ihre Längsseiten nur vor und nach der Kulmination von den Sonnenstrahlen getroffen werden. 2. Da sich bei 3spännigen Mietwohnungen immer eine Wohnung ergibt, die nur an einer Hausseite liegt, hat diese, falls sie nach Westen geht, im Hochsommer keine Möglichkeit, durch Lüftung die lästigen Wirkungen der Westsonne zu beseitigen.

Die *O-W-Richtung* hat den erheblichen Nachteil, daß im Wintervierteljahr gar keine und selbst im Sommer nur wenig Sonne in die Nordzimmer fällt. In bezug auf die Erwärmung der Hauswände läßt sich demgegenüber einwenden, daß die Sonne im Winter sowieso wenig Kraft hat, ferner die Nordseite meistens nicht die Wetterseite ist und somit wenig Feuchtigkeit bekommt, wenn sie einmal bautrocken geworden ist. Die Sonnenlosigkeit der Nordseite läßt sich mildern, wenn man Küche, WC, Bad, Treppenhaus nach Norden legt und Wohnräume, wenn möglich, durch weite Türen zu den Südzimmern hin öffnet. Da bei der Kleinwohnung nur eine Kammer nach Norden zu liegen braucht, erscheint bei ihr die O-W-Richtung in dieser Hinsicht vertretbar. Die O-W-Richtung hat aller-

¹ Ein praktisches Verfahren hat W. NEUZIL entwickelt: Die Messung der Besonnung von Bauwerken. Berlin 1942. — Vgl. HEILGENTHAL: Zbl. d. Bauverwaltung 49 (1929) H. 24.

dings folgende Vorteile: 1. eine der Längsseiten des Blocks bekommt die volle Sonne, 2. diese südliche Bestrahlung ist im Gegensatz zu der der Ost- und Westseite im Winter intensiver als im Sommer, da die Sonne im Sommer steiler in die Fenster fällt. (Außerdem können Laubbäume Schutz bieten.)

Für die Straßenbesonnung ist im Sommer die O-W-Richtung günstig, da sie zur heißen Tageszeit einen willkommenen Schattenstreifen gibt, während die angenehmere Morgen- und Abendsonne beiden Seiten zuteil wird. Die Vorgärten sind dann aber nur auf der besonnenen Nordseite der Straße anzulegen.

Die *Diagonalrichtungen* geben Mittelwerte und haben darum einige Vorteile: 1. sie haben keine reinen Nordseiten, 2. bei weiträumiger Anlage haben sie sowohl im Jahresdurchschnitt als im Wintervierteljahr und im schlechtesten Monat Dezember die beste Besonnung, 3. Gärten und Vorgärten werden während des Winters zu Tageszeiten besont, in denen die Siedler ihre Gärten zu bearbeiten pflegen.

Diese Erwägungen gelten für die Ebene; bei hügeligem Gelände oder Hangbebauung können sich die Verhältnisse teilweise ändern.

V. Städtebauliche Gestaltung (Aufbauplan = Baugestaltungsplan).

Die Regelung der Bebauung durch Festsetzung von Fluchtlinien, Grundstücksausnutzung (Geschoßzahl, bebaubarer Fläche, Flächen- und Abstandsregel), Gebäudetiefe, hinteren Baulinien u. dgl. gibt noch einen weiten Spielraum für die bauliche Gestaltung. Bei der individuellen Ausführung der einzelnen Bauten durch verschiedene Bauherren und Architekten wird eine städtebaulich befriedigende Lösung der baulichen Gesamtaufgabe jedoch erst gewährleistet, wenn als Ergänzung des Bebauungsplans von maßgeblicher Stelle ein *Aufbauplan* aufgestellt wird. Dies ist der Gesamtentwurf für eine städtebauliche Einheit (Baublöcke mit Straßen, Plätzen einschließlich Hof-, Garten- und sonstigen Freiflächen) und gibt zeichnerisch, modellmäßig und durch Vorschriften räumlich und körperlich die vorgestellte Erscheinung der fertigen Gesamtbebauung in den Baumassen (daher auch „Massenaufbauplan“), Baustoffen, Farben, auch in der Konstruktion, Bepflanzung u. dgl. wieder. Außer den höchstzulässigen werden auch die Mindestabmessungen (z. B. Traufhöhe) festgelegt. Der Aufbauplan will in bewußter vorausschauender Gestaltungsarbeit das Erreichen, was in Zeiten alter Baukultur — neben obrigkeitlichen Bindungen — in schöner Selbstverständlichkeit aus gleichartigen Bedürfnissen, erprobten Haustypen, handwerklicher Überlieferung, örtlich gewonnenen Baustoffen und nicht zuletzt der völkischen Eigenart und der Verbundenheit der Bewohner mit der Landschaft entstanden ist. In dieser Richtung liegen auch die Möglichkeiten eines neuzeitlichen Aufbauplans, der die heutigen sozialen und wirtschaftlichen Bedürfnisse und technischen Möglichkeiten berücksichtigen soll, aber nicht eine äußerliche Nachahmung alter Dorf- und Stadtbilder zum Ziele haben darf.

Die *baukünstlerischen Mittel* der Gesamtgestaltung¹ sind in erster Linie Zusammenfassung und klare Abgrenzung städtebaulicher Einheiten, Kernbildung, Abwägung der maßstäblichen Verhältnisse, rhythmische Gliederung, Massen, Verteilung nach Höhe und Dichte, Kontrastwirkung von Wand und Öffnung-Reihung, klare Linienführung — auch zu Blickpunkten oder Dominanten — Schaffung eines Gefüges von Räumen, Raumfolgen und Raumteilen in bestimmten Beziehungen zueinander, Einheitlichkeit der Farben und Einzelformen, der Baustoffe und Techniken, insgesamt eine möglichst einfache, leicht faßbare Ordnung (z. B. soll i. d. R. in einer Wohnstraße einheitlich nur Traufen- oder Giebelstellung verwendet werden, letztere nur in begründeten Fällen in kürzeren Abschnitten und nicht am Siedlungsrand). Der künstlerische Organismus hat seine eigene Gesetzmäßigkeit, die sich aber nicht in geometrischen Formen des Grundrißplanes ausdrückt und sich keineswegs in axialen, seitengleichen Lösungen erschöpft. Neben der Wirkung von Form und Farbe auf das Auge

¹ SCHUMACHER, F.: Der Geist der Baukunst. Stuttgart 1938.

ist das Erlebnis der Bewegung in den geschaffenen Räumen von Wichtigkeit. Ferner spricht das Gefühl für die Angemessenheit des baulichen Aufwandes zu den sozialen und wirtschaftlichen Gegebenheiten mit; offensichtliche Ärmlichkeit und falscher Prunk wirken gleich abstoßend. Ebenso wird heute eine Vernachlässigung gesundheitlicher Forderungen (Besonnung!) als Mangel der Gestaltung empfunden.

Die *behördlichen Mittel* der Beeinflussung begannen in beschränktem Umfange mit der Gesetzgebung gegen Verunstaltung bestimmter Straßen oder Ortsteile und sind jetzt umfassend baurechtlich¹ zur Forderung anständiger Baugesinnung und werkgerechter Durchbildung der Einzelheiten und der Einordnung in die bauliche Gesamtanlage erhoben. Danach können durch Ortssatzung oder Polizeiverordnung Aufbaupläne mit Einzelvorschriften z. B. über Stellung der Gebäude, Dachneigung und Dachdeckung, Behandlung der Außenwände, der Einfriedigungen usw. aufgestellt werden, die rechtsverbindliche Wirkung haben. Derartige Pläne sollten nur kurzfristig bei Bedarf aufgestellt werden und sich nicht in Einzelheiten verlieren, da die Gefahr des Schematismus und der Bevormundung schöpferisch begabter Kräfte besteht. Es empfiehlt sich daher, die Aufbaupläne elastisch zu halten, damit sie von Fall zu Fall bei auftretenden neuen Bedürfnissen und andersartigen guten Teilentwürfen jeweils verändert, d. h. wieder zu einem organischen Ganzen umgeformt werden können. Je enger die Bebauung ist, desto fester müssen die Bindungen sein; lockere Bebauung im Grünen trägt meist größere Freiheit. Erstrebenswert ist die einheitliche, gleichzeitige Bebauung ganzer Blöcke oder Großsiedlungen durch einen Bauherrn nach dem Gesamtentwurf eines Architekten (gegf. Rahmenplanung); die Durchführung und spätere Erhaltung muß auch bei nichtgenossenschaftlichem Einzelhausbesitz gesichert werden. — Aufbaupläne, gegf. nur Fassaden- oder Farbpläne für Straßen und Plätze sind auch bei Altstadterneuerung oder Verbesserung des Stadtbildes notwendig.

G. Sonderfragen.

I. Wohnungswesen.

1. Sozialer Wohnungsbau.

Der deutsche Wohnungsbau nach dem Kriege ist eine der dringlichsten Staatsaufgaben. Sozialer Wohnungsbau ist derjenige Wohnungsbau, der Wohnungen nach durchschnittlichen Bedürfnissen in Serien für die breite Masse des Volkes herstellt. Es werden folgende Forderungen gestellt:

1. Es sind so viele Wohnungen zu produzieren, daß jede deutsche Familie, die eine Wohnung haben möchte, in absehbarer Zeit auch eine solche erhalten kann.
2. Die Wohnungen sind nach Größe und Ausstattung so zu gestalten, daß sie der bevölkerungspolitischen Zielsetzung entsprechen.
3. Die Wohnungen sind so zu bauen, daß sie den geringstmöglichen Aufwand an Material und Arbeit erfordern.
4. Die Wohnungen müssen zu einem Preise angeboten werden, den das Volk bezahlen kann.
5. Die Organisation des Wohnungsbaues muß einfach sein.

Der Wohnungsbau hat nach dem Kriege außer den baulichen Zerstörungen die Schädigungen am Volkskörper wieder gutzumachen. Es sind daher die Lösungsmöglichkeiten zu bevorzugen, die geeignet sind, zum Ausgleich der schweren Verluste des Volkes an Gut und Blut den gesunden Stadtkörper zu schaffen. Die Baudurchführung und Verwaltung geschieht, soweit sie nicht von privaten Bauherren übernommen wird, durch gemeinnützige Wohnungsunternehmen oder sonstige geeignete Träger auf Grund besonderer Zulassung. Für die Finanzierung sind, soweit möglich, die Einrichtungen der Wirtschaft heranzuziehen. Die Mieten werden zwar durch die Höhe der Baukosten u. dergl. bestimmt,

¹ Verordnung des RAM vom 10. Nov. 1936 (RGBl. I S. 938).

müssen aber so gestaltet werden, daß sie in einem gesunden Verhältnis zu dem Einkommen derer stehen, für die die Wohnungen bestimmt sind. Zu diesem Zweck soll die Förderung des Wohnungsbaus aus öffentlichen Mitteln so weit ausgedehnt werden, daß tragbare Mieten erreicht werden. Zur Verbilligung der Baukosten sind weitgehende Maßnahmen der Typung, Normung und der Mechanisierung der Arbeitsverfahren am Bau zu treffen. Es werden Geschoßwohnungen, Eigenheime und Kleinsiedlungen gefördert werden, besonders auch der Landarbeiterwohnungsbau. Aus volksbiologischen, ethischen und gesundheitlichen Gründen hat das Einfamilienhaus mit Garten besondere Vorzüge. Wenn es überwiegend im Reihen- oder Gruppenbau mit sparsamer Erschließung verwendet wird, ist es wirtschaftlich konkurrenzfähig. Die Durchschnittsgröße der zu schaffenden Wohnungen wurde zu 74 m² vorgeschlagen; der bisher erreichte Durchschnitt betrug etwa 45 m², was zur Zeit noch die Norm ist.

Für den sozialen Wohnungsbau werden verschiedene bau- und bodenrechtliche sowie organisatorische Sonderregelungen getroffen. Er wird den künftigen Städtebau maßgeblich beeinflussen.

2. Erschließung von Wohngebieten¹.

Die Triebfeder der Erschließung war in der vergangenen Epoche überwiegend das privatwirtschaftliche Gewinnstreben; heute soll die Geländeerschließung zur Errichtung von Wohn- und Arbeitsstätten den Lebensnotwendigkeiten der Volksgemeinschaft dienen. Dabei müssen die Gesichtspunkte der Sparsamkeit bei der Aufwendung von Arbeitskräften, Baustoffen und Kapital weitgehend berücksichtigt werden. Die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen fängt schon bei der Planung an; Fehler, die hierbei gemacht werden, sind durch sparsame Bauausführung kaum wieder einzuholen. Auch muß bei der Beschränktheit des noch verfügbaren Raumes neben der Forderung einer gesunden Weiträumigkeit die der besten Nutzung des Bodens in zusammenhängender Besiedlung erfüllt werden, zumal eine organische Zusammenfassung in *Gemeinschaftssiedlungen* als zellenhafte Gebilde die Grundlage des Heimataufbaues ist.

Die Erschließung von Wohn- und Kleinsiedlungsgebieten bedarf *vorbereitender Maßnahmen* zur Beantwortung der Fragen, für wen, was, wo und durch wen gebaut werden soll. Es werden unterschieden a) Wohngebiete zur Errichtung von Eigenheimen oder Mietwohnungen, b) Kleinsiedlungsgebiete für nichtbäuerliche Siedlungsstellen mit gartenbaummäßiger Nutzung zu Nebenerwerbszwecken. Die Aufgaben sind verschieden, je nachdem ob es sich um Stadterweiterungen im Anschluß an bebaute Gebiete oder in sich abgeschlossene Neusiedlungen handelt. Besondere Beachtung verdienen die Fälle, wo die Besiedlung auf das Gebiet von — oft leistungsschwächeren — Nachbargemeinden übergreift oder Neugründungen auf dem Gebiete kleinerer ländlicher Gemeinden im Anschluß an Industrieunternehmungen geplant sind. Hierbei sind dann zunächst die kommunalwirtschaftlichen Voraussetzungen zu klären.

Die *Auswahl der Bewohner*, vor allem bei Kleinsiedlerstellen und Eigenheimen ist wichtig für den zukünftigen Bestand der Siedlung. Die Gesundheit, der Familienstand, die Arbeits- und Einkommensverhältnisse, sowie ggf. die Eignung zur Gartenarbeit sind mitbestimmend für die Art der Bauten, die Versorgungsanlagen, Entwässerung und die Geländewahl nach Lage und Bodenpreis. Siedlungen für nur Kinderreiche, Kriegsbeschädigte, Beamte, Werksangehörige u. dgl. sind grundsätzlich zu vermeiden.

Nach den *Wohnformen* werden unterschieden Heimstätten (Kleinsiedlerstellen als Wirtschaftsheimstätten und Kleineigenheime oder Eigenheime als Wohnheimstätten) und Mietwohnungen (Einfamilienhäuser und Geschoßwohnungen). Grundsätzlich sollen sich die verschiedenen Wohnformen und Haustypen aus Gründen einer gesunden sozialen Mischung und lebendigen baulichen Gestaltung durch-

¹ Vori. Richtlinien für die Planung und Erschließung von Wohn- und Siedlungsgebieten Dtsch. Akad. für Städtebau. Berlin 1942.

dringen. Der endgültige Bedarf an Gemeinschaftseinrichtungen ist von vornherein festzustellen. Bei der Ermittlung des Umfangs und des Baulandbedarfs ist stets der Endzustand einer abgeschlossenen Siedlungseinheit zu planen, auch wenn zunächst nur ein Teilabschnitt ausgeführt wird. Die Größe ist einschließlich der vorgesehenen Erweiterung so zu bemessen, daß die Siedlung ein eigenes Gepräge erhält und sich ein Gemeinschaftsleben entwickeln kann.

Die *Standortwahl* wird durch den Flächennutzungsplan bestimmt. Zu beachten ist, daß der tägliche Zeitaufwand für den Weg zwischen Wohn- und Arbeitsstätte so kurz wie möglich ist (auch in Großstädten nur bis zu $\frac{1}{2}$ Stunde je Weg). Vorhandene öffentliche Einrichtungen wie Verkehrsanlagen, Versorgungsnetz, Schulen u. dgl. sind nach Möglichkeit nutzbar zu machen. Bei der Baulandbeschaffung macht der Umstand, daß sich das Gelände bereits im Eigentum der Gemeinde oder eines Wohnungsunternehmens befindet, die Eignungsprüfung nicht überflüssig. Bei Ausführung einzelner Bauvorhaben durch verschiedene Bauherren ist Rahmenplanung für zusammenhängende Siedlungseinheiten anzustreben.

3. Geländeuntersuchung¹.

Die Planung muß sich den Gegebenheiten der Landschaft anpassen. Boden und Wasser sind die Grundlagen des Landschaftsraumes, die sich durch die Wirkung von Vegetation, Relief, Gestein, Klima und menschlicher Arbeit gegenseitig beeinflussen. Die natürlichen Gegebenheiten spielen sich dabei auf einen Gleichgewichtszustand ein, dessen Störung durch menschliche Unternehmungen sich an gleicher oder anderer Stelle rächt. Die Behebung auftretender Schwierigkeiten durch technische Maßnahmen (Entwässerung, Gründung usw.) läßt sich nur bei kleinen Baugruppen rechtfertigen, nicht bei größeren Industrieanlagen und Siedlungen.

Die Geländeuntersuchung ist daher ein wichtiger Teil der Vorplanung. Durch sie werden Baugrundeigenschaften, Baumaterialbeschaffung (Sand, Kies, Ton) und der Ertragswert des Bodens festgestellt, nachdem Grundwasserstand, Bodenwassereinflüsse, Bodenarten, Bodenschichten, Kulturzustand und gegebenenfalls noch gärtnerische Nutzung, Obstbaustandorte und natürliche Pflanzengemeinschaften erkannt sind.

Die Bodentypenlehre ermöglicht solche Erkenntnisse nach einer besonderen wissenschaftlichen Methode der Geländeaufnahme (nach STREMMER). In den Bodentypen wird die Summe aller Einflüsse auf den Boden biogenetisch erfaßt. Der Bodentyp bestimmt sich aus dem Bodenprofil und ist daher ein Sammelbegriff zahlreicher, gesetzmäßiger Vorgänge und Eigenschaften. Gleiche Bodenprofile weisen auf Böden gleicher Genesis hin und werden auf der Karte flächenmäßig zusammengefaßt².

Eine solche Bodenkarte enthält Angaben über: 1. Bodentyp (durch Farbe); 2. Bodenart (zusätzliche schwarze Schraffur) in Verbreitung über das Bodenprofil bis zu 2 m Tiefe unter Flur; 3. geologisches Substrat, d. h. Alter, Art und Zusammensetzung des Ausgangsgesteins; 4. genetischen Entwicklungsprozeß, gekennzeichnet durch Art der Verwitterung, Entkalkung, Bleichung, Wassereinflüsse, Absätze; 5. Humosität; 6. augenblickliche Nutzung; 7. Wertung des Bodens in 100 % Skala nach landwirtschaftlicher Ergiebigkeit.

Es folgen nun Auswertungen in technischer, landwirtschaftlicher, landschaftlicher und gesundheitlicher Hinsicht.

Bei der technischen Auswertung ist die entwickelte Systematik der Auswertung nicht an besondere geologische Verhältnisse gebunden, sondern kann überall mit Erfolg angewandt werden. Für die Planung ist die Ermittlung jener Bodentypen am wichtigsten, die stauendes Bodenwasser (naßgebleichte

¹ Nach R. MÜLLER: „Die Kartierung nach Bodentypen als Grundlage system. Vorarbeiten für Siedlungsplanungen“. Eberswalde (1938) und „Ingenieurwissenschaftl. Geländeuntersuchung in der Stadt- und Landesplanung“ in Dtsch. Wasserwirtschaft (1942) H. 3.

² Der Reichsarbeitsminister: Vorläufige Richtlinien zu Bodenuntersuchungen für städtebauliche Planungen. Eberswalde 1942.

Böden) sowie waagerechte und senkrechte Sickerwasserbewegungen (zusammengeschwemmte Böden) bergen, und nicht zuletzt die der mineralischen und organischen Naßböden. Da die Bodenkarte vor allem bei vielfältig zusammengesetzten Böden eine verwirrende Summe von Eigenschaften enthält, werden für den Planungsvorgang Auswertungskarten ausgezogen (als Übersichtskarten i. M. 1:10000, als Planungskarten 1:2000 oder 1:5000).

a) *Grundwasserkarte*. Wichtig für Wasserversorgung (Brunnen), Abwasserbeseitigung (ohne Verunreinigung von Grundwasser und Brunnen), Fischteiche, Feuerlöschbrunnen. Dargestellt werden 1. Flächen, wo Wasser bei 0 bis 1 m unter Flur zu erwarten ist; 2. Flächen, wo Wasser 1 bis 2 m unter Flur zu erwarten ist; 3. Flächen, wo Wasser bei 2 m unter Flur steht; 4. offene Wasserflächen; 5. quellige Horizonte und Stellen (Druckwasser); 6. Verlauf der Grundwasserhöhenlinien über NW; 7. vorhandene, für Grundwassermessung benutzbare Wirtschaftsprunnen; 8. Feuerlöschbrunnen im Grundwasser; 9. jährliche Schwankungen im Grundwasser und chemische Zusammensetzung.

b) *Baugrunderkarte*. Dargestellt werden 1. Güte des Baugrundes (durch Farbe), 2. Baustoffvorkommen (zusätzliche Schraffur).

c) *Meliorationskarte* mit Angabe kulturtechnischer Maßnahmen zur Erzielung der angestrebten Nutzung. Die sich auf den Bodentyp stützenden Meliorationsangaben sind keine kurzfristigen Rezepte, sondern von Dauerwert:

1. Maßnahmen zur Verbesserung der Bodenprofile; 2. Maßnahmen zur Verbesserung der physikalischen Eigenschaften; 3. Maßnahmen zur Verbesserung der chemischen Eigenschaften; 4. Maßnahmen zur Verbesserung der klimatischen Verhältnisse; 5. Maßnahmen zur Regelung des Wasserhaushalts; 6. Standortangaben für bestimmte Pflanzen.

d) *Planungskarte*. Die Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den vorhergehenden Karten und das Gerüst der gesunden Planung:

1. Beste landwirtschaftliche Flächen — als solche zu erhalten; 2. Flächen für Kleinsiedlungen mit gärtnerischer Nutzung; 3. Zusatzpachtland; 4. dichtere Bauweise; 5. Industriegebiete; 6. aufzuforstende Flächen; 7. Flächen für landwirtschaftliche Abwasserverwertung; 8. Friedhöfe; 9. Müllabladeplätze.

4. Wasserversorgung, Entwässerung und Abwasserverwertung¹.

Bei der Geländewahl ist zur Berücksichtigung der Anforderungen der Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung die Zuziehung eines Fachmannes ratsam. Von besonderer Bedeutung sind das Grundwasser (Höhenlage der Kellersohle) und die bodenkundlichen Verhältnisse des Untergrundes. Der landwirtschaftliche oder gärtnerische Ertrag der Siedlungsgrundstücke wird dadurch sowie durch die Art der Wasserversorgung, Entwässerung und Abwasserverwertung stark beeinflusst. Gegebenenfalls kann eine zusätzliche Geländeentwässerung durch die Schaffung einer künstlichen Vorflut notwendig werden.

a) *Wasserversorgung*. Das Trink- und Brauchwasser muß in jeder Hinsicht einwandfrei sein und in hinreichender Menge zur Verfügung stehen. In Kleinsiedlungen pflegt auch bei Fehlen von Spülaborten und Badeeinrichtungen der Gesamtwasserverbrauch nicht geringer zu sein, weil diese Ersparnis durch den erheblichen Bedarf im Garten und für Tierhaltung übertroffen wird, wenn nicht für diesen Zweck die kostensparenden Brunnen vorgezogen werden.

In Wohn- und Siedlungsgebieten in der Nähe einer mit *zentraler Wasserversorgung* versehenen Ortschaft sollte Anschluß an diese die Regel sein, zumal alle

¹ Nach den Vorläufigen Richtlinien für die Planung und Erschließung von Wohn- und Siedlungsgebieten. Dtsch. Akad. für Städtebau, Berlin 1942. — Vgl. auch die Richtlinien für technisch-hygieneische Wasser- und Abwasserwirtschaft in Siedlungen, veröffentlicht im Gesundh.-Ing. 58 (1935) S. 544—546, ferner in Heft 3 der Schriftenreihe der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen: Die Verwertung der Abwässer in der Landwirtschaft und in Siedlungen von KOHLSCHÜTTER-HEILMANN als Anhang. Vgl. ferner den Abschnitt „Wasserversorgung und Entwässerung“ in diesem Buche.

Fragen, die sich auf eine etwaige Aufbereitung des Wassers beziehen — Enteisung, Entsäuerung, Entmanganung — bereits gelöst sind. (Ob zahlreiche kleine Wassergewinnungsanlagen einer planmäßigen Wasserwirtschaft überhaupt entsprechen, muß besonders geprüft werden.)

Im allgemeinen ist in einem Siedlungsgebiet mit geringerem Leitungsdruck auszukommen als im Hauptversorgungsgebiet, jedoch muß dieser ausreichend sein, namentlich für Feuerlösch zwecke. Wenn der Druck im Hauptrohrnetz der Muttergemeinde nicht ausreicht, um die Siedlung mit genügend Wasser von entsprechendem Druck zu versorgen, so läßt sich an einem zweckmäßigen Punkt der Zuleitung ein kleines selbsttätiges Druckwindkesselwerk einbauen.

Die zentrale Wasserversorgung kann abschnittsweise ausgeführt werden, wobei der ausgeführte Leitungsteil immer dem fertigen Stand des Baugebietes entspricht. Bei geschlossener Bauweise können die Gesamtkosten für Straßen- und Anschlußleitungen in der Regel niedriger gehalten werden, wenn auf jeder Straßenseite je ein Wasserleitungsstrang gelegt und für mehrere Gebäude nur ein Leitungsanschluß gewählt wird. Hierbei sind jedoch die jeweiligen örtlichen Verhältnisse zu prüfen. Die Abgabe von Wasser aus Ventilbrunnen, die in den Straßen in die Rohrleitungen eingebaut werden, ist nicht ratsam.

Bei *nichtzentraler Wasserversorgung* aus dem Werk der Muttergemeinde wird die Frage, ob eigenes Wasserwerk oder Einzelbrunnen gewählt werden sollen, auch durch wirtschaftliche Kostenvergleiche entschieden werden. Erweist sich, daß die jährlichen Betriebskosten für ein zentrales Wasserwerk unter Berücksichtigung der gesundheitlichen Belange, der etwa notwendigen Veredlung des Wassers und der Annehmlichkeit der einfachen Entnahme nicht wesentlich höher sind als für die gesamten Hausbrunnen, so ist ihm der Vorzug zu geben.

Zweckmäßig wird das eigene Wasserwerk als selbsttätiges Druckwindkesselwerk eingerichtet, dem jedoch wirtschaftliche Grenzen gesetzt sind. Ein Hochbehälter kann nur entbehrt werden, wenn die Wasserfassung den Bedarf am Tage des Höchstverbrauchs und bei gleichzeitigem Brandfall zu befriedigen vermag. Anderenfalls hilft ein kleiner Teilbehälter beim Pumpwerk.

Die *Einzelwasserversorgung* mittels der sehr billigen Hausbrunnen ist nur möglich, wenn das Grundwasser genügend hoch steht. Dabei ist aber zu beachten, daß gerade unter dem Gesichtspunkt der Abwasserverwertung das Grundwasser nicht höher als 2 m unter Flur stehen soll und daß durch die Abwasserversickerung das Grundwasser steigt und verunreinigt werden kann. Die Brunnen müssen mit ihrer Sohle mindestens 2 bis 3 m unter den niedrigsten Grundwasserstand hinabreichen, damit auch in Trockenzeiten der Wasserbedarf gedeckt werden kann. Dauerwert besitzen solche Brunnen nicht, weil sich die wasserdurchlässigen Schlitzte des Rohres leicht verstopfen. Zuverlässiger für den Dauerbetrieb sind Rohrbrunnen oder Schachtbrunnen. Die Wasserentnahme kann durch Windrad oder Kolbenpumpe geschehen. Die Hausbrunnen müssen so angelegt werden, daß das Wasser weder von der Oberfläche noch durch versickerndes Abwasser verunreinigt werden kann. Da durch die Anlage die Möglichkeit späterer Verunreinigung nicht ausgeschlossen wird, ist der zentralen Wasserversorgung der Vorzug zu geben.

b) *Entwässerung*. Für *städtische Wohn- und Siedlungsgebiete* ist Anschluß an eine *zentrale* Entwässerungsanlage (i. d. R. Schmutz- und Regenwasser getrennt) aus gesundheitlichen und geldlichen Gründen anzustreben, namentlich bei Geschößbauten. In solchen Wohn- und Siedlungsgebieten sollen alle Maßnahmen mindestens auf etwaige spätere Einrichtungen der zentralen Entwässerungsanlage abgestellt werden. Vor Anschluß an diese dürfen Spülaborte und Bäder nicht eingebaut werden. Grundstücksklärgruben¹ dürfen nur zugelassen werden, wenn die Abwässer nicht untergebracht werden können und ein Anschluß der Grundstücke an ein Entwässerungsnetz ausgeschlossen ist.

Wenn die Wirtschaftsabwässer dem gemeinsamen Entwässerungsnetz zugeführt, die menschlichen Kotstoffe dagegen in einer Grube mit Trockenabort gesammelt und auf dem Grundstück verwertet werden sollen, müssen ausreichende Geländeflächen vorhanden sein.

Bei der *Kleinsiedlung* muß die Unterbringung der Abwässer auf den Siedlungsgrundstücken mit zugehörigem Zusatzland unbedingt gefordert werden. Deren Größe ist nach der Möglichkeit der Unterbringung und Verwertung der Abwässer zu bemessen; sie richtet sich nach der Beschaffenheit des Bodens und des Untergrundes, sowie den Niederschlags- und Grundwasserverhältnissen

¹ TESCHNER: Abwasser-Hauskläranlagen und Siedlungsabwässer-Verwertung. Berlin 1938.

und muß mindestens 600 m³ betragen. Mögliche Erhöhungen des Grundwasserstandes und Verschmutzung des Grundwassers durch Versickerung sind zu beachten, namentlich bei der unterirdischen Verrieselung.

Empfehlenswert ist bei günstigen natürlichen Geländebeziehungen eine Gemeinschaftsanlage unter Zusammenschluß der gesamten Siedlung und gemeinschaftlicher landwirtschaftlicher Verwertung der Abwässer. Dann ist die Befreiung der Abort- und sonstigen Schmutzwässer von den grübsten Stoffen Voraussetzung für ein einwandfreies Arbeiten. Auch hier müssen Grundwasserstand und Bodenbeschaffenheit bedacht werden.

In Einzelfällen kann auch die Planung oder wenigstens vergleichsweise die Veranschlagung eines eigenen Entwässerungsnetzes für ein Wohn- und Siedlungsgebiet an Stelle des Anschlusses an das vorhandene Netz der Muttergemeinde in Frage kommen.

Grundsätzlich soll der Anteil der Entwässerungsleitung auf eine Wohnung möglichst klein sein. Von der durch Ortssatzung gegebenen Möglichkeit, mehrere Grundstücke mit einer Anschlußleitung zu entwässern, sollte wegen der Kostenersparnis Gebrauch gemacht werden.

5. Die Versorgung mit Elektrizität und Gas.

In Städten, die Elektrizitäts- und Gaswerke oder Anschluß an Fernversorgung für Licht und Kraft haben, soll die Planung die Lage der Werke und der größeren und kleineren Umformerstationen berücksichtigen. Bei Vorhandensein von Versorgungsbetrieben kommt aus volkswirtschaftlichen Gründen in erster Linie der Anschluß an diese in Frage. Zur Beantwortung der Frage, ob *beide* oder nur *eine* der beiden *Energiearten* gewählt werden sollen, werden folgende typische Fälle unterschieden:

a) In unmittelbarer Stadtnähe werden Wohn- und Siedlungsgebiete im allgemeinen mit denselben Energiearten zu versorgen sein wie das benachbarte Stadtgebiet. Im Einzelfall können Abweichungen bedingt sein durch weiträumige Bebauung, durch langsames Wachstum oder etwa durch schwierige Heranführung von Gasleitungen. Sollen gewerbliche oder benachbarte industrielle Betriebe mitversorgt werden, so sind deren Anforderungen meist von bestimmendem Einfluß.

b) Bei stadtfernen Wohn- und Siedlungsgebieten ohne wesentlichen Gewerbebetrieb und ohne Industrie ist die Lage zu vorhandenen leistungsfähigen Energieleitungen ausschlaggebend. Im allgemeinen wird hierbei nur eine Energieart zu empfehlen sein, ausnahmsweise beide, wenn sie sich in günstiger Entfernung befinden und die wirtschaftlichen Voraussetzungen für die Abnehmer gegeben sind. Bei diesem Typ kann eine eigene Versorgungsanlage für die Verbraucher vorteilhaft sein.

c) Bei stadtfernen Wohn- und Siedlungsgebieten mit Gewerbe und Industrie besteht Versorgungsmöglichkeit mit 2 Energiearten. Maßgebend sind die Größe der Siedlung und das Verhältnis im Verbrauch von Haushalt und Industrie. Ist der Industrieverbrauch untergeordnet, so gilt das im vorigen Absatz Gesagte. Im allgemeinen wird, aber der Industrieverbrauch dem Haushaltsverbrauch übergeordnet sein; dann ist die Eigenart der ansässigen Industrie ausschlaggebend: 1. Ist sie nur auf eine bestimmte Energieart angewiesen, so wird die Siedlung auch nur mit dieser zu versorgen sein; 2. ist die Industrie auf den Bezug beider Energiearten angewiesen, so wird auch die Siedlung mit beiden versorgt werden können; 3. wird ein Siedlungsgebiet von Leitungen beider Energiearten berührt oder geschnitten, so kann die Siedlung auch mit beiden versorgt werden.

d) Bei ländlicher Siedlung mit vorwiegend ländlicher Bevölkerung oder gärtnerischer Siedlung mit voller Ackernahrung kommt mit Rücksicht auf den unentbehrlichen Kraftbedarf der Landwirtschaft in der Regel nur Elektrizität in Frage, soweit nicht besondere Gründe für Gasverwendung vorliegen.

Im allgemeinen setzt sich die Verwendung von Elektrizität für Kochzwecke auch im Haushalt der Minderbemittelten immer mehr durch. Zu beachten sind hierbei jedoch die noch etwas höheren Beschaffungskosten für Herde und Koch-

geräte, oftmals auch die höheren Unterhaltungs- und Betriebskosten. Die Ausdehnung auf Warmwasserbereitung (Bad) und andere Geräte kommt in solchen Fällen meist nicht in Frage.

Bei den vorbereitenden Maßnahmen der Planung ist gleichzeitig die Straßenbeleuchtung mit zu berücksichtigen.

II. Sanierung ungesunder Stadtteile.

Die Beseitigung der Mißstände in der baulichen Anlage der Städte, besonders in Hinsicht auf das Wohnungs- und Verkehrswesen, hat sich zu einer technischen, sozialen und finanziellen Sonderaufgabe entwickelt. Bei den im Mittelalter entstandenen Städten, in denen meist die Altstadt (Durchmesser 800 bis 1000 m) bis heute der Kern geblieben ist, ist die *Altstadtsanierung* am schwierigsten. Manchmal liegt jedoch die kleinere Altstadt am Rande eines neueren Stadtzentrums. Aber auch die seit der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts auf Grund schlechter Bauordnungen zu eng und hoch bebauten Stadtteile sind sehr oft sanierungsbedürftig, selbst wenn die breiteren Straßen dem Verkehr genügen und der bautechnische Zustand der Gebäude noch gut ist. Gesundheitsmaßnahmen sind jedoch nicht nur in Großstädten, sondern auch in Kleinstädten und Industriegemeinden notwendig.

1. *Gesundung der Wohnverhältnisse.* Die Erkenntnis des Entstehens der schlechten Zustände zeigt den Weg zur Verbesserung. Die ursprünglich weiträumige Bebauung der alten Städte ist durch spätere Zutat und Aufstockungen, durch Anbau von Hinterhäusern, Seitenflügeln, Werkstätten usw. innerhalb der Blöcke gesundheitlich unzutraglich geworden. Abwanderung der wohlhabenden Bewohner und guten Geschäfte, dafür Zuzug Minderbemittelter und schließlich asozialer Elemente ließen die Wohnungen verfallen und Elendsviertel (Slums) mit sozial und politisch unerträglichen Zuständen entstehen. Ist die Straße breit genug für Verkehr und Belichtung und sind die Vordergebäude einwandfrei, so genügt eine Teilerneuerung durch *Auskernung* des Blockinnern (Abbruch von Seitenflügeln usw. oder Abtragen von Obergeschossen). In den neueren Stadterweiterungsgebieten bedeutet die gleiche Maßnahme ein Überführen der Bebauung aus den Verhältnissen einer schlechten Bauordnung in die einer zeitgemäßen. Meist wird eine Randbebauung entstehen; Baulücken können ggf. geschlossen werden. Anzustreben sind wegen Belichtung und Besonnung (s. d.) als Mindesthoftiefe die anderthalbfache Gebäudehöhe und die Öffnung des Blocks nach Süden, ferner Hofgemeinschaften und Einbau von Fenstern in nicht mehr anbaufähigen Brandgiebeln, auch nach Verkehrsbändern. Innerhalb der Blöcke können Gärten, Kinderspielplätze u. dgl. untergebracht werden. Schließlich sind die Grundrisse zu verbessern: Abschluß von Einzelwohnungen, Anlage von Treppenhäusern, Küchen, Aborten, Wasserleitung usw. Ist *Straßenverbreiterung* notwendig, so genügt meist der Abbruch einer Seite — der baulich schlechteren oder der ungünstigeren konvexen. Aber auch der Abriß ganzer Blöcke und Stadtteile kann unumgänglich werden.

Umfang und Dringlichkeit werden durch Untersuchung des technischen Zustandes der Häuser und der städtebaulichen, sozialen und strukturellen Verhältnisse festgestellt. Als Maßstab dienen Erhebungen über die Zahl der Bewohner je ha, die Wohnungsdichte und die bauliche Ausnutzung, das Alter der Gebäude, Statistiken über Krankheiten (Tuberkulose), Sterblichkeit und soziale Verhältnisse, schließlich Untersuchungen der einzelnen Wohnungen vom baulichen und wohnungspflegerischen Standpunkt. Die objektive Feststellung der Sanierungsreife darf durch wirtschaftliche und augenblickliche baurechtliche Gesichtspunkte nicht beeinträchtigt werden; die Bewohner der Innenstadt haben vollen Anspruch auf gesunde bauliche Verhältnisse (Abb. 11).

2. *Die Verbesserung der Verkehrsverhältnisse*¹ wird meist dringlicher verlangt; da hierfür öffentliche Mittel leichter bereitgestellt werden, soll eine Ver-

¹ Vgl. auch Abschnitt II: Nahverkehr.

bindung mit der Wohnungsanierung gesucht werden. Vor rücksichtslosen Eingriffen ist jedoch zu warnen. Oft genügt es, den Durchgangsverkehr fernzuhalten, was durch Umleitung mittels tangential zur Altstadt geführter Umgehungsstraßen (z. B. an den Wallanlagen) zu erreichen ist. Der fließende innere Ortsverkehr muß jedoch Raum erhalten, da von ihm die wirtschaftliche Lebensfähigkeit abhängt. Deshalb sind Parkplätze zu schaffen und nötigenfalls unterirdisch anzulegen. Für Hauptstraßen (geg. Richtungsverkehr) genügt oft eine Breite von 14 bis 16 m einschließlich Gehweg, auch wenn die Straßenbahn (geg. eingleisig) erhalten bleibt. Bei schmalen Straßen mit viel Fußgängerverkehr hilft streckenweise Einbahnverkehr; auch ist Fahrbahnverbreiterung durch Verlegung der

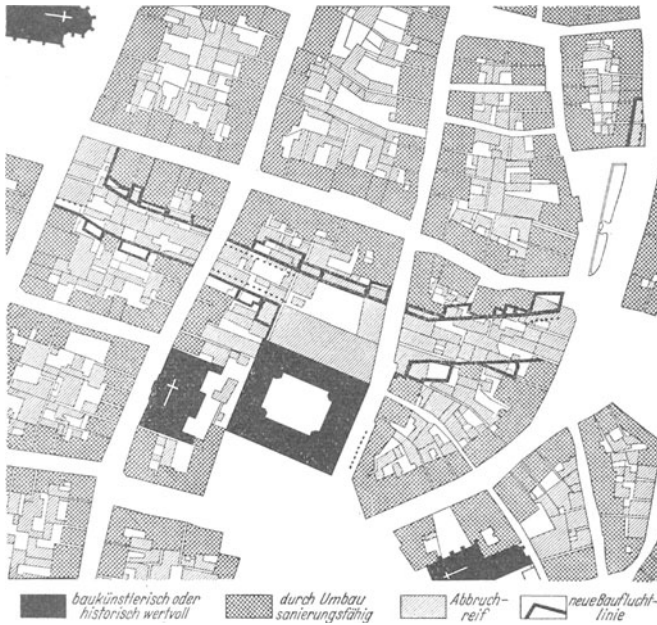


Abb. 11. Beispiel einer Altstadtsanierung (Kassel 1932, G. Jobst).

Gehwege in Laubengänge unter den Gebäuden möglich. Versagen diese Mittel, so ist ein- oder zweiseitige Straßenverbreiterung oder oft besser und billiger ein Durchbruch innerhalb tiefer Blöcke auszuführen, wobei auf die gute Durchbildung der sichtbar werdenden Rückfronten zu achten ist (Abb. 11).

3. Citybildung. Die in der Großstadt entstandene Konzentration des Wirtschaftslebens, namentlich des Großhandels und der Finanz, aber auch der öffentlichen Verwaltung, damit verbunden des Einzelhandels, des Vergnügungs- und Beherbergungsgewerbes bildet den Hauptkern, der zur City mit besonderen Funktionen werden kann. Räumlich deckt sich dieses Gebiet häufig mit der Altstadt, doch treten auch Erweiterungen und Nebencitys auf. Mit der Veränderung der Stadtgröße ist auch eine funktionelle Umwandlung der Stadtzellen eingetreten, und so übernimmt die Altstadt eine Teilfunktion, während sie ursprünglich die Gesamtfunktion leistete. In diesem Verlauf sind die ehemaligen Wohnungen größtenteils in Geschäftsräume und Büros umgewandelt; die „Nachtbevölkerung“ ist infolgedessen viel geringer als die „Tagbevölkerung“. Der Laufverkehr ist stärker als der Fahrverkehr; sehr schwierig wird allerdings die

Bewältigung des zunehmenden Autoverkehrs, besonders da in den Hauptverkehrsstraßen meist durch Um- und Neubauten verkehrsanziehende Geschäfts- und Verwaltungsgebäude, Gaststätten u. dgl. entstanden sind. Unmittelbar benachbart befinden sich häufig die Verfallsviertel; diese sind wirtschaftlich zu stärken in Verbindung mit den genannten Verbesserungen der Wohn- und Verkehrsverhältnisse. Bei starker Stadterweiterung kann sich die Bildung eines neuen Stadtmittelpunktes empfehlen; der alte ist dann einer neuen Bestimmung zuzuführen.

4. Denkmalpflege. Sanierung ist auch Erhaltung und Pflege überlieferter Kulturwerte; daher ist auf das organisch gewachsene Gesamtgefüge der alten Stadt, die meist unter gesetzlichem Schutz stehenden Baudenkmäler und guten neueren Bauten weitgehend Rücksicht zu nehmen, ohne daß aus falscher Romantik die Forderungen des heutigen Lebens vernachlässigt zu werden brauchen. Wichtig ist das Gefühl für den Maßstab des Alten, der manchmal mit dem Neuen schwer zu vereinbaren ist; es empfiehlt sich daher oft, schönen alten Plätzen und Straßen durch Entlastungsstraßen möglichste Verkehrsruhe zu gönnen. Neubauten sind harmonisch, maßstäblich richtig und ohne Altertümelei einzufügen.

5. Gesundheitsplan. In Einzelfällen können den Hauseigentümern Auflagen für Instandsetzungen und kleinere Umbauten gemacht werden, jedoch ist zu vermeiden, daß durch Aufwendungen für Flickarbeit die durchgreifende Sanierung verzögert wird. Richtig ist die Aufstellung eines Planes für das gesamte Gesundheitsgebiet, zumal nur die Bearbeitung einer städtebaulichen Einheit, mindestens eines Baublocks ohne Rücksicht auf Eigentums Grenzen befriedigende Ergebnisse verspricht. Durch den Bebauungsplan werden neue Fluchtlinien festgestellt. Kann dann abgewartet werden, bis die einzelnen Eigentümer einen Neubau errichten, so fallen Entschädigungen fort; unbefriedigend ist dabei jedoch meist die lange Dauer des unfertigen Zustands und die Gefahr, daß Neubauten unterbleiben. Ferner werden durch Bauordnung und Bauvorschriften die Grundstücksausnutzung und Höhe der Bebauung festgesetzt; Herabzonung führt zur Auflockerung. Oft ist Grundstücksumlegung nötig, damit gute Baublöcke entstehen; manchmal helfen Stichstraßen und Wohnhöfe. Geschickte Anpassung an die Gegebenheiten kann zu organischeren und billigeren Lösungen führen als schematische Konstruktion eines neuen Straßennetzes. Auch die strukturellen Verhältnisse, z. B. die Verflechtung der Arbeits- und Wohnstätten in das Stadtganze können ohne Schaden für Wirtschaft und Arbeit nicht zerstört werden. Die Bewohner sind zum Teil durch ihre Arbeit als ortsgelungen anzusehen, andere können umgesiedelt werden.

6. Durchführung und Kosten. Die Durchführung liegt in der Hand der Gemeinde. Zunächst sind die geeigneten Wohnungen für die Auszusiedelnden zu beschaffen, auch wegfällende Werkstätten usw. zu ersetzen. Bei Auskernung führt sehr oft Einigung mit den Eigentümern zum Ziel; sonst sind die Grundstücke möglichst freihändig zu kaufen oder nötigenfalls im Rahmen der gesetzlichen Grundlagen zu enteignen.

Die Kosten bei Abriß ganzer Blöcke setzen sich zusammen aus: Grundstückserwerb einschließlich Hypothekenablösung, Abbruch, Bau neuer Straßen mit Kanalisation und Versorgungsleitungen; Schaffung von Ersatzräumen für die Bewohner (mit Umzugsbeihilfen) — teilweise später durch Neubauten im Gesundheitsgebiet; Entschädigungen für Gewerbetreibende, Unkosten beim Verkauf des Baulandes und bei der Finanzierung der Neubauten, Miet- und Zinsverluste während der Durchführungszeit. Die Erwerbskosten sind, besonders bei Enteignung, oft unverhältnismäßig hoch; Verheimlichung der Sanierungsabsichten gelingt meist nur kurze Zeit. Die Einnahmen sind demgegenüber viel geringer: bei neuen, von den alten Fluchten abweichenden Straßen können Anliegerbeiträge erhoben werden; Erlös aus dem Verkauf der Baugrundstücke, der aber unter den Erwerbskosten zu liegen pflegt, da die nutzbare Fläche durch Mehrausweisung von Verkehrs- und Freiflächen kleiner und die bauliche Ausnutzung geringer geworden ist. (Vorschläge, die gleiche Anzahl der Bewohner im Sanierungsgebiet

in Hochhäusern mit entsprechend weiteren Freiräumen, also unter Ausnutzung des Luftraumes, gesundheitlich und sozial einwandfrei unterzubringen, sind bisher sehr umstritten. Werden die Wohnungsmieten nach gemeinnützigen Gesichtspunkten festgesetzt, so ist ein besonderer Gewinn nur aus dem Ertrag der Geschäftsräume zu erwarten. Der notwendige Zuschuß beträgt daher beispielsweise bei Umwandlung von Slums in ein Wohngebiet etwa 70 bis 90 %, in ein gutes Geschäftsgebiet vielleicht nur 10 %. Privatwirtschaftliche Versuche sind selbst in den günstigsten Fällen fehlgeschlagen. In beschränktem Umfange wurden an Gemeinden oder Eigentümer Zuschüsse und Darlehen aus Landesmitteln gewährt.

7. Die rechtlichen Grundlagen sind zur Zeit unzulänglich. Der Grundfehler liegt darin, daß überalterte Häuser immer noch einen Ertrag abwerfen; die Verbindung des Bauwerks mit dem unvergänglichen Boden, die Verflechtung ihrer Herstellung in die Kapitalwirtschaft und die Handhabung der Gesetze verhindern eine natürliche Verjüngung. Gefordert wird daher eine laufende Erneuerung auf wirtschaftsorganische Weise durch öffentlich-rechtlich geregelte planmäßige Entschuldung des Hausbesitzes (Tilgungshypotheken); ferner soll dieser zur Bildung von Rücklagen verpflichtet werden, die später zu Abbruch und Neubau zur Verfügung stehen¹. Der Wiederaufbau zerstörter Städte erfordert jedoch weitergehende und andersartige Maßnahmen auf dem Gebiete des Boden- und Baurechts sowie der Verwaltungsorganisation, der Bauwirtschaft und der Finanzierung.

III. Wiederaufbau zerstörter Altstadtgebiete.

Drei Möglichkeiten werden erörtert: Wiederaufbau des Gewesenen; radikale Beseitigung des noch Bestehenden und Neuaufbau; Mittelweg und Kompromiß. Eine gerechte und praktische Beurteilung der verschiedenen Fälle ergibt sich aus der städtebaulichen, d. h. ganzheitlichen Betrachtungsweise nach folgenden Grundsätzen: 1. Der Stadtplaner hat außer den natürlichen auch die von Menschenhand geschaffenen Gegebenheiten zu berücksichtigen. Dafür sprechen wirtschaftliche, ethische und künstlerische Gründe. 2. Der Leistungsanspruch ist unbedingt zu erfüllen. Die künftige Altstadt kann kein Museum werden; Stadtanlage und alle Einzelgebäude müssen vielmehr neuzeitlichen Ansprüchen voll genügen. 3. Die Aufgabe richtig stellen ist Voraussetzung für die gute Lösung; einzelne alte Gebäude einem passenden neuzeitlichen Zweck zuführen, aber nicht wesensfremde neue Grundrisse hinter alten Fassaden; eine schöne Altstadt nicht zu einer modernen Geschäfts- und Verwaltungscity machen wollen und verkehrsanziehende Bauanlagen von ihr fernhalten. 4. Städtebaulich gesehen ist vor allem der Stadtgrundriß zu berücksichtigen, der seinerseits einen ihm entsprechenden Aufbau erfordert. Für möglichste Erhaltung der strassenbautechnischen Anlagen sprechen wirtschaftliche Gründe. Notwendige Sanierungen müssen einfühlig vorgenommen werden. Der Kanon des Mittelalters und des Barock machen grundsätzlich verschiedene Lösungen notwendig, besonders in der Grundstücksaufteilung und der Art des Aufbaus. (Die schönsten Städte im Mittelalter und in der Barockzeit sind bei einheitlichem Bodeneigentum entstanden.) 5. Entscheidend bei der Gesamt-Stadtgestaltung wie beim Aufbau im einzelnen ist die Beachtung des Maßstabes. Zu unterscheiden ist zwischen *städtebaulichem* Maßstab (der Untergliederung der großen Stadt in überschaubare Einheiten und dem Verhältnis der Gebäudemassen zueinander, auch in ihren Höhenabmessungen) und *architektonischem* Maßstab (Ausgewogenheit des Verhältnisses der Einzelheiten zum Ganzen). 6. Dementsprechend können neuzeitliche (von der Nachahmung historischer Stilformen freie) Bauten auf alten Stadtgrundrissen und neben historischen Bauten erreicht werden, sofern sie den Maßstab wahren und sich in Einzelheiten,

¹ Einen umfassenden Vorschlag für die rechtliche Regelung städtebaulicher Gesundungsmaßnahmen hat die Deutsche Akademie für Städtebau ausgearbeitet (vgl. Raumforschung u. Raumordnung 1941, H. 2). Sonderschrifttum ferner: KETTER: Technik der Altstadterneuerung. Liebenwerda 1935. — SCHLLING: Innere Stadterweiterung. Berlin 1921. — Internationaler Verband für Wohnungswesen: Elendsviertelsanierung. Stuttgart 1935. — Stuttgarter Denkschrift über Gebäudeerneuerung. Wohnung 1935, H. 1. — FRANK: Geordnete Wohnungswirtschaft, Neuaufbau und Sanierung. Berlin 1940. — GÖDERITZ: Altstadtsanierung in [52]; BLUM in [26].

Material und Farbe, taktvoll in die Umgebung einfügen. 7. Handwerkliche Bauweisen und natürliche Baustoffe verdienen in der Nachbarschaft alter Bauten den Vorzug vor fabrikmäßig hergestellten Bauten und künstlichem Material. Bauten nach bewußt geschaffenen modernen Normen und Typen können zu einheitlich schöner Gestaltung führen, ihre Anwendung liegt jedoch vorwiegend in Stadtgebieten, die keine Anpassung an bauliche Gegebenheiten verlangen. Rein handwerklich und rein industriell hergestellte Bauten durcheinander ergeben schwerlich eine Harmonie.

Schrifttum über Städtebau.

A.

1. Städtebauliche Vorträge aus dem Seminar für Städtebau, Siedlungs- und Wohnungswesen an der Techn. Hochschule, herausgeg. von J. BRIX und FELIX GENZMER. Berlin 1907ff. — 2. SITTE, C.: Der Städtebau nach seinen künstlerischen Grundsätzen. Wien 1889. — 3. STÜBBEN: Der Städtebau, 3. Aufl. Leipzig 1924 (Handbuch der Architektur). — 4. UNWIN: Grundlagen des Städtebaus, 1922. — 5. SCHULTZE-NAUMBURG, PAUL: Städtebau. München 1909. — 6. SCHULTZE-NAUMBURG, PAUL: Dörfer und Kolonien. München 1912. — 7. HEILIGENTHAL: Der deutsche Städtebau. Heidelberg 1921. — 8. HEILIGENTHAL: Städtebaurecht und Städtebau, Bd. I. Berlin 1929. — 9. SCHUMACHER, F.: Köln, Entwicklungsfragen einer Großstadt. München 1923. — 10. SCHUMACHER, F.: Wesen und Organisation der Landesplanung im Hamburgisch-Preußischen Planungsgebiet. Hamburg 1932. — 11. SCHUMACHER, F.: Darstellung des soziologischen Zustandes im Hamburgisch-Preußischen Planungsgebiet. Hamburg 1931. — 12. Bremen, Stadt- und Landesplanung 1926 bis 1930. Bremen 1931. — 13. HOFFNER: Grundbegriffe des Städtebaus, Bd. I u. II. Berlin 1921 u. 1928. — 14. BÜNZ: Städtebau und Landesplanung. Berlin 1928. — 15. PFANNSCHMIDT: Standort, Landesplanung, Baupolitik. Berlin 1932. — 16. JONST, KUHN u. LANGEN: Siedlungswerk, Bd. I bis III. München 1918 bis 1925. — 17. Wohnung, Wirtschaft, Gestaltung (Leipziger Siedlungswoche 1927), herausgeg. von H. RITTER. Berlin 1928. — 18. GANTNER: Die Grundformen der europäischen Stadt. Wien 1928. — 19. FISCHER, Th.: 6 Vorträge über Stadtbaukunst, Stadterweiterungsfragen, 1903. — 20. WOLF, P.: Wohnung und Siedlung. Berlin 1926. — 21. EBERSTADT: Handbuch des Wohnungswesens. Jena 1920. — 22. SCHUMACHER, F.: Das Werden einer Wohnstadt. Hamburg 1932. — 23. Handwörterbuch des Wohnungswesens. Jena 1930. — 24. HEINICKE: Die Flachbauwohnung für das Existenzminimum. Berlin 1931. — 25. KÜHN: Die schöne Altstadt, ihr Schutz, ihr Umbau, ihre Verkehrsverbesserung. Berlin 1932.

B.

26. BLUM: Städtebau, 2. Aufl. Berlin 1937. — 27. MITTELBACH: Vom Städtebau zur lokalen Raumordnung. Stuttgart 1947. — 28. Die Stadt, ihre Pflege und Gestaltung. München 1939. — 29. Das Dorf, seine Pflege und Gestaltung. München 1939. — 30. Städtebild und Landschaft. Berlin 1939. — 30a. SCHUMACHER, F.: Lesebuch f. Baumeister, Berlin 1947. — 31. WOLF, GUSTAV: Haus und Straße im Vorort. München 1940. — 32. HEILIG: Stadt- und Landbaukunde. Berlin 1935. — 33. GRUBER: Die Gestalt der deutschen Stadt. Leipzig 1934. — 34. SCHUMACHER, F.: Strömungen in deutscher Baukunst seit 1800. Leipzig 1935. — 35. SCHUMACHER, F.: Der Geist der Baukunst. Stuttgart 1938. — 36. GRANTZ, M.: Deutsche Städtebilder. Leipzig 1940. — 37. DOXIADIS: Raumordnung im griechischen Städtebau. Heidelberg 1937. — 38. BERNOULLI: Die Stadt und ihr Boden. Zürich 1946. — 39. Grundlagen der Landesplanung Nordrhein-Westfalen. Düsseldorf 1947. — 40. CHRISTALLER, W.: Die zentralen Orte in Süddeutschland. Jena 1933. — 41. HEILIGENTHAL, R.: Siedlungsstudien, Heft 3 bis 12. Heidelberg 1935 bis 1942. — 42. PIRATH: Verkehr und Landesplanung. Stuttgart 1938. — 43. RAINER: Städtebauliche Prosa. Tübingen 1948. — 44. NEUMANN: Das städtische Siedlungswesen. Stuttgart 1939. — 44a. SCHMIDT, OTTO: Der Umbau und Ausbau der deutschen Ortschaften. Berlin 1941. — 45. LÜTGE: Wohnungswirtschaft. Jena 1940. — 46. SPIETHOFF: Boden und Wohnung. Jena 1934. — 47. FRANK: Geordnete Wohnungswirtschaft. Berlin 1939. — 48. FISCHER-DIESKAU: Einführung in die Wohnungs- und Siedlungspolitik. Berlin 1938. — 49. FEY: Leistungen und Aufgaben im deutschen Wohn- und Siedlungsbau, 1939. — 50. RAINER: Die Behausungsfrage. Wien 1948. — 51. Handbücherei des Wohnungs- und Siedlungswesens. Berlin-Eberswalde. — 52. Wörterbuch der Wohnungs- und Siedlungswirtschaft. Stuttgart: Kohlhammer 1938. — 53. KRATZER: Das Stadtklima. Braunschweig 1937. — 54. BECK: Wissenschaftliche Grundlage der Stadterweiterung. Stuttgart 1939. — 55. Deutsche Akademie für Städtebau, Reichs- und Landesplanung: Forschungsarbeiten über Boden- und Baurecht, Stadtgesundheit, Wasserwirtschaft, Grünflächen, Verkehr usw. — 56. Archiv des Städtebaus, herausgeg. von der Akademie für Städtebau. — 57. MÖLDERS u. BURMANN: Das gesamte Boden- und Baurecht. Berlin 1937 ff. — 58. SCHOLTZ-HEILMANN: Städtebaurecht. Berlin-Eberswalde 1938f. — 59. GÖDERITZ: Neues Städtebaurecht; Entwurf eines Gesetzes für den Aufbau der deutschen Gemeinden. Braunschweig 1948. — 60. BALTZ-FISCHER: Preußisches Baupolizeirecht, 1934 u. 1939. — 61. WASMUTHS Lexikon der Baukunst, Bd. I bis V. Berlin 1929 bis 1937. — 62. NEUFERT: Bauentwurfslehre. Berlin 1936. — 63. Literaturnachweis des Wohnungs- und Siedlungswesens. Berlin 1932ff.

II. Nahverkehr¹.

Voraussetzungen.

1. Forderungen des Städtebaues an die Verkehrsleistungen.

Bei der Behandlung des Themas soll davon ausgegangen werden, daß es die Aufgabe des Städtebaues ist, den Menschen die günstigsten Bedingungen für Arbeit, Wohnung und Erholung zu schaffen. Der Verkehr ist ein notwendiges Hilfsmittel zur Erfüllung dieser Forderungen, aber nicht Selbstzweck. Vor allem dient er der durch die Arbeitsteilung notwendig gewordenen Verbindung der Wohnstätten mit den Arbeitsstätten und Geschäftsvierteln und der getrennten Arbeitsstätten untereinander. Er soll seine Aufgabe in der einfachsten, bequemsten und billigsten Weise und mit dem geringsten Zeitaufwand für den Einzelnen und für die Gesamtheit der Bevölkerung — für die Gemeinde — lösen. Es wird anzustreben sein, die auftretenden Bedürfnisse mit einem Mindestaufwand an Verkehr zu befriedigen, zumal die Verkehrsanlagen und der Betrieb auf ihnen große Kosten verursachen.

2. Der Nahverkehr (Begriffsbestimmung und Gliederung).

1. Unter Nahverkehr wird der Verkehr in Einzelstädten, aber auch in Städtegruppen, Städtereihen und Industriebezirken (z. B. Rhein-Main-Gebiet, Ruhrbezirk, Oberschlesien, Liverpool-Manchester-Hull, Lille-Arras, Pittsburgh usw.) verstanden. Dabei ist nicht das Verwaltungsgebiet der Stadtgemeinde, sondern der tatsächliche *Stadttraum* maßgeblich.

Ferner sind die Gegebenheiten der topographischen und geographischen Lage der Stadt in der Landschaft, die geschichtlich gewordene Stadtanlage und die wirtschaftliche und soziale Struktur der Stadt zu berücksichtigen.

2. Der Personenverkehr wird folgendermaßen gegliedert, wobei die Übergänge oft fließend sind:

a) *nach Verkehrsarten: Berufsverkehr* ergibt sich aus der getrennten Lage von Wohn- und Arbeitsstätten. *Geschäftsverkehr* (einschließlich Laden- und Marktverkehr) entsteht aus der getrennten Lage der verschiedenen Arbeitsstätten, von Wohn- und Geschäftsvierteln usw. *Erholungsverkehr* (Ausflugs-, Vergnügungs- und Besuchsverkehr) ist im wesentlichen eine Folge der weiten Wege zu den Erholungsgebieten.

Vom Fernverkehr interessieren in diesem Zusammenhang nur die Auswirkungen auf den Nahverkehr und die Stadtanlage (z. B. Einführung von Autobahnen, Lage der Bahnhöfe, Flugplätze, Häfen und dergl.).

b) *nach Verkehrsmitteln*: Die Verkehrsmittel des städtischen Personenverkehrs im Nahverkehr sind:

Der Stadt- und Vorortverkehr der Fernbahnen, Schnellbahnen (Hoch- und Untergrundbahnen), Straßenbahnen, Omnibusse (freibewegliche und Oberleitungsomnibusse) im Linienverkehr, Wasserfahrzeuge, Omnibusse für Gesellschaftsfahrten oder für privaten linienmäßigen Berufsverkehr, Droschken, private Personenkraftwagen und Krafträder, Fahrräder (Radfahrer), dazu kommen die Fußgänger.

Gliederung der Verkehrsmittel:

1. öffentlicher Verkehr und individueller oder Einzelverkehr,
2. schienengebundener Verkehr und nicht schienengebundener Verkehr,
3. motorisierter Verkehr und Verkehr der Menschen mit eigener Kraft zur Fortbewegung (Radfahrer und Fußgänger),
4. Verkehrsmittel auf eigenem Bahnkörper und Verkehrsmittel, die die Straßen benutzen.

¹ Bearbeiter Landesrat R. NIEMEYER, Brackwede. — Dem vorliegenden Abriß über Städtebau und Nahverkehr liegt ein Fragebogen zugrunde, der anlässlich des XVII. internationalen Kongresses für Wohnungswesen und Städtebau in Stockholm 1939 ausgearbeitet wurde und auf den sich die Berichte der einzelnen Länder bezogen. Das Thema wird danach in einen ersten Teil gegliedert, der die allgemeinen und begrifflichen Grundlagen enthält, während im zweiten Teil die Ergebnisse und Erfahrungen der einzelnen Länder und Städte ausgewertet wurden.

3. Der Güterverkehr ist ebenfalls von wesentlicher Bedeutung für den Städtebau. Er dient der Belieferung des städtischen Raumes und der Abfuhr seiner Erzeugnisse und Abfälle, und nimmt darüber hinaus durch seine Stationen (Güterbahnhöfe, Häfen) mit ihren Anschlüssen maßgebenden Einfluß auf die Verteilung von Gewerbe und Industrie. Weiterhin wird er auch als *durchgehender* Verkehr Auswirkungen auf den Nahverkehr und die Stadtanlage haben (z. B. Durchführung und Einführung von Autobahnen, Durchführung von Tangential-Sammelstraßen für den Lastenverkehr, Lage der Verschiebe- und Umladebahnhöfe, Lage der Lastkraftwagenhöfe usw.).

A. Die bisherige Entwicklung und Auffassung.

1. Die Wertung der Verkehrsmittel und Verkehrsarten.

Für die Wahl des Verkehrsmittels muß der Verkehrscharakter maßgebend sein. Deshalb wird dasjenige Verkehrsmittel anzusetzen sein, das nach seiner betrieblichen und verkehrlichen Eigenart zur Übernahme der jeweiligen Verkehrsaufgabe besonders geeignet ist. Zur Prüfung dieser Fragen, zur Bestimmung der Bedeutung der verschiedenen Verkehrsmittel und zur Feststellung der Leistungsfähigkeit der Straßen, der Stärke und Richtung der Verkehrsströme sind periodisch zu wiederholende *Straßenverkehrszählungen*, verbunden mit Zählungen der Verkehrsunternehmungen unbedingt erforderlich. Die praktische Auswertung dieser Verkehrszählungen dient hinsichtlich des Straßenverkehrs der Gestaltung des Straßennetzes, der Querschnittsbestimmung der Straßen und der Verkehrsknotenpunkte und trägt beim öffentlichen Personenverkehr zur Verbesserung der Verkehrsbedienug und zur Feststellung des jeweils zweckmäßigsten Verkehrsmittels bei. Als Vergleichsmaßstab dürfte zwar im allgemeinen der „Personen-Kilometer“ als zweckmäßig angesehen werden; wegen der einfacheren Zählmethode wird allerdings fast durchweg die Zahl der Fahrgäste gezählt. Nur für Paris ist eine durchschnittliche *Reiseentfernung* von 3,5 km festgestellt, sonst mehrfach *Reisezeiten* zwischen 15 und 30 Minuten.

In Verbindung mit der Auswertung der Zählungen bilden Leistungsfähigkeit, Anpassungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Verkehrsmittel die Grundlage für die Entscheidung, welches Verkehrsmittel am besten der zu bedienenden Verkehrsbeziehung gerecht zu werden verspricht. Während die Wirtschaftlichkeit in den einzelnen Ländern eine den jeweils andersgearteten Voraussetzungen entsprechende Beurteilung erfährt, wird die größere Leistungsfähigkeit der Schienenbahnen gegenüber der des Kraftverkehrs allgemein anerkannt.

Die Reisegeschwindigkeit spielt in der Bewertung der Straßenverkehrsmittel keine erhebliche Rolle mehr, da sie nahezu als gleich angesehen werden kann. Selbstverständlich ist die Schnellbahn auch in dieser Hinsicht überlegen.

Einen weiteren Beitrag zur Gesamtbewertung liefert die Feststellung des Anteils der einzelnen Verkehrsmittel am Gesamtverkehr. Bei der Beurteilung der aus den jeweiligen Verhältnissen verschiedener Länder und Städte sich ergebenden Zahlen ist zu beachten, daß sie sich erheblich zugunsten des Anteiles der Eisenbahnen und Schnellbahnen verschieben, wenn die durchschnittliche Reiselänge in die Berechnung einbezogen und so die richtige Wertung nach Personen-Kilometern herbeigeführt wird. — Zusammenfassend kann gesagt werden:

1. Der öffentliche Verkehr ist gegenüber dem Einzelverkehr wegen seiner größeren Leistungsfähigkeit bevorzugt zu behandeln.

2. Die Bedeutung der *Eisenbahnen* im Nahverkehr und damit für den Städtebau ist außerordentlich verschieden. Sie spielen beispielsweise in Deutschland, Dänemark und der Schweiz eine erhebliche Rolle, während ihr Anteil z. B. in Italien als gering bezeichnet wird.

3. *Schnellbahnen* sind in Riesenstädten eine Notwendigkeit.

4. Die Frage, ob *Straßenbahn*, *Autobus* oder *Oberleitungsomnibus* (Obus) für die Bedienung des öffentlichen Straßenverkehrs einzusetzen sind, wird auf Grund der örtlichen Verkehrs- und Straßenverhältnisse und entsprechend den wirtschaftlichen Gegebenheiten zu entscheiden sein. In Städten mit schienengebun-

denen Massenverkehrsmitteln werden Autobus und Obus im Linienverkehr der Ergänzung dieses Netzes zu dienen haben. In Klein- und Mittelstädten mit geringem Verkehrsaufkommen bewältigen sie durchwegs den gesamten Nahverkehr.

5. Der *Kraftwagen* ist im Berufsverkehr im allgemeinen teurer als die öffentlichen Verkehrsmittel und kann daher zur Zeit als Ersatz für diese noch nicht in Frage kommen. Im Wohn-, Geschäfts- und Erholungsverkehr hat er über alle Entfernungen eine erhebliche, z. T. entscheidende Bedeutung.

6. Die Überlegenheit des *Fahrrades* liegt in den geringen Kosten. Der Anteil des Fahrradverkehrs steht jeweils im umgekehrten Verhältnis zur Bedeutung des motorisierten Verkehrs, weil starker Kraftwagenverkehr große Gefahren für den Radfahrer mit sich bringt.

2. Der bisherige Einfluß des Nahverkehrs auf die Stadtgestaltung.

a) Die Bedeutung der öffentlichen und individuellen Verkehrsmittel auf die gewordene Stadtform.

Öffentliche und individuelle Verkehrsmittel haben die Entwicklung der Städte entscheidend beeinflußt und sowohl zentralisierende wie dezentralisierende Wirkung

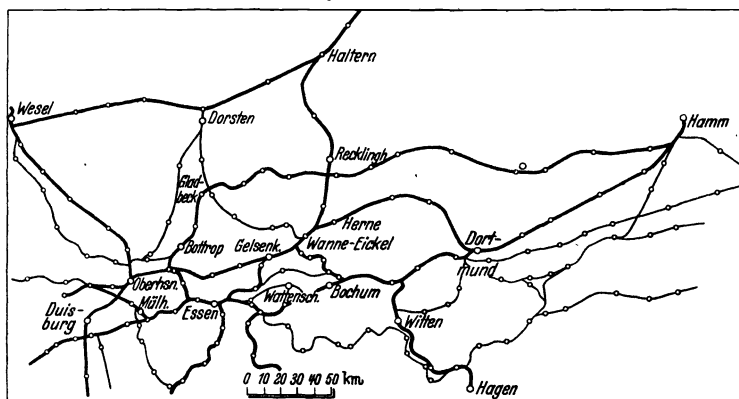


Abb. 12. Eisenbahnstrecken des Ruhrgebietes (auszugsweise).

gehabt. Die Entwicklung der Städte hat sich teils in Abhängigkeit von den Verkehrsnetzen vollzogen, teils ist sie ohne Rücksicht auf vorhandene Verkehrsverbindungen erfolgt. Die Verkehrsmittel sind hier der Stadtentwicklung gefolgt, dort haben sie die Erschließung neuer Wohngebiete gefördert. Sie haben sowohl erwünschte als auch abträgliche städtebauliche Auswirkungen gehabt, je nach den Verhältnissen der einzelnen Länder und Städte. Allgemein verbindliche Grundsätze können deshalb nicht aufgestellt werden. Allgemein ist zu sagen: Alle Verkehrsmittel können — unter Berücksichtigung ihrer technischen Eigenart — so angesetzt werden, daß sie den *gewünschten* Einfluß auf die Stadtentwicklung nehmen. Gegebenenfalls zu befürchtende Nachteile können — unter der Voraussetzung einer einheitlichen, wirklich *zusammenfassenden* Planung — durch geeignete Maßnahmen unwirksam gemacht werden.

Die Eisenbahn ist in Riesenstädten, Städtegruppen und -reihen vielfach der Schrittmacher der Auflockerung gewesen. Dies zeigt sich besonders im Raum *Berlin*. Wenn zunächst auch unbeabsichtigt, bildeten die Stationen an den Radialstrecken der Eisenbahnen natürliche Ansatzpunkte für die Bildung der Vororte.

Auch im *Ruhrbezirk* (s. Abb. 12) ist das Eisenbahnnetz heute noch die wichtigste Verkehrsgrundlage für den Berufsverkehr und damit für die Siedlungspolitik. (Den Straßenbahnen fiel dabei die Aufgabe zu, die industrielle Zusammenballung in den einzelnen Stadtgruppen zu lockern. Sie ermöglichten eine Ausweitung der einzelnen Siedlungskerne und milderten dadurch die Ballung.

s. Abb. 13.) Bei Klein- und Mittelstädten ist die Bedeutung der Eisenbahnen je nach der Berufs- und Siedlungsstruktur außerordentlich verschieden.

Die eigentlichen Nahverkehrsmittel sind im allgemeinen leider der Stadtentwicklung in erheblichem Abstände gefolgt. Erst in neuerer Zeit wurde die

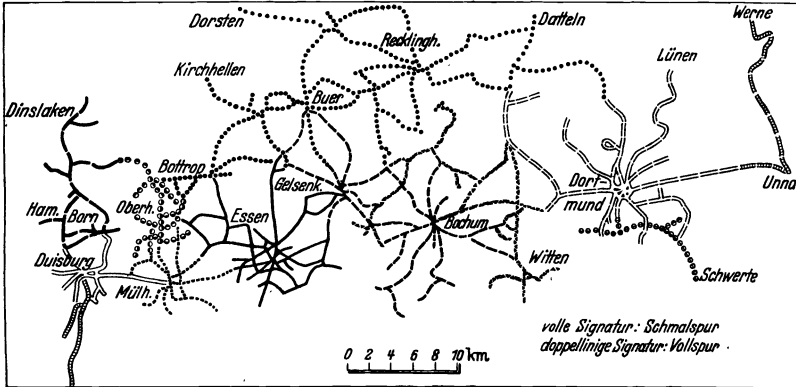


Abb. 13. Straßenbahnen und Straßenbahnbetriebe im Ruhrgebiet (auszugsweise).

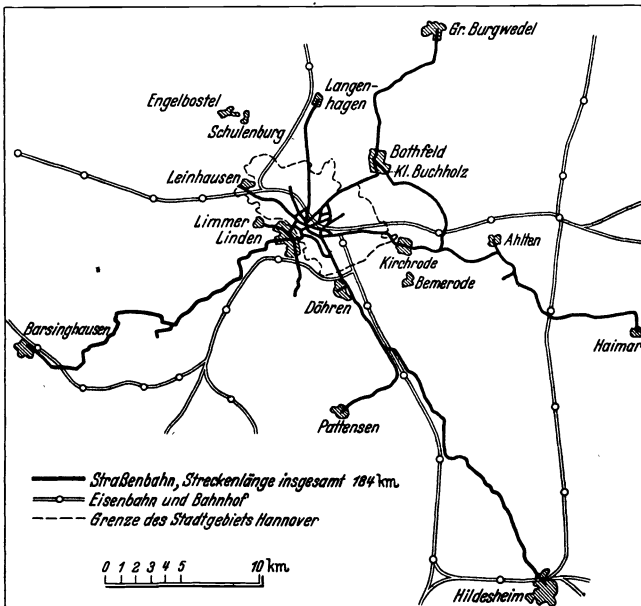


Abb. 14. Die Außenlinien der Hannoverschen Straßenbahn.

Einheitlichkeit von Verkehrs- und Stadtplanung gesichert. Dabei fällt dem Einsatz des Autobusses die besondere Aufgabe der Erschließung neuer Gebiete und der Bedienung verkehrsschwacher Linien zu.

Welche außerordentliche Bedeutung ein früh entwickeltes Nahverkehrsnetz haben kann, zeigt das Beispiel *Hannover* (s. Abb. 14 und 15), das leider eine

Ausnahme geblieben ist. Einem verhältnismäßig schwach entwickelten Straßenbahnnetz in der Innenstadt stehen seit fast 40 Jahren außergewöhnlich weitreichende Außenlinien gegenüber. Das Straßenbahnnetz ist dem tatsächlichen Verkehrsbedürfnis weit vorausgeeilt. Diese im übrigen selten günstigen Voraussetzungen für die Entwicklung des Nahverkehrs mußten natürlich zu einem besonderen Einfluß auf die Stadtgestaltung führen. Daß Hannover noch heute als die „Großstadt im Grünen“ gilt, ist sicherlich im wesentlichen auf die frühzeitige Verkehrserschließung der Außengebiete zurückzuführen. So war es möglich, die Grünflächen bis tief in die Stadt hinein zu erhalten. Vergleicht man die Vororte mit und ohne Straßenbahnverbindung, so ergibt sich folgendes Bild:

Im Gegensatz zum sprunghaften Anwachsen der Gemeinden mit Straßenbahn haben die Vororte, die bei gleicher Entfernung vom Stadtkern keinen Anschluß durch die Straßenbahn erhielten, bis heute noch ihre Einwohnerzahl nur unwesentlich verändert und ihren bäuerlichen Charakter erhalten.

Gegenüber der Bedeutung der öffentlichen Verkehrsmittel, insbesondere der Schienenbahnen, für die Stadtgestaltung, muß — schon wegen der Kürze der Entwicklung — das bisherige Ausmaß der Auswirkungen durch den motorisierten Verkehr wesentlich zurücktreten. Das Kraftfahrzeug hat, wie bereits gesagt, in erster Linie dezentralisierend und aufschließend in den weiten Außengebieten gewirkt. Der Fahrradverkehr ist in Großstädten in der Ebene und besonders in Klein- und Mittelstädten sehr erheblich. In diesen Fällen ist eine stark auflockernde Auswirkung eindeutig festgestellt. Sowohl das Fahrrad als auch der Einzelkraftwagen erschweren allerdings bis zu einem gewissen Grade die laufende verkehrliche Bedienung von Wohngebieten mit Sammelverkehrsmitteln, die trotz der individuellen Verkehrsmittel erforderlich bleiben.

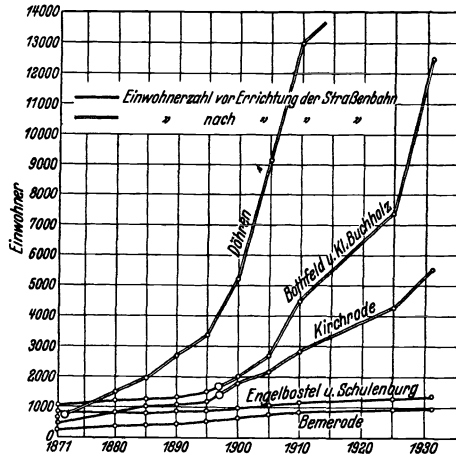


Abb. 15. Die Bedeutung des Nahverkehrs für die Bevölkerungsentwicklung in den Vororten Hannovers.

b) Die wirtschaftlichen Zusammenhänge von Nahverkehr und Stadtgestaltung sowie die Finanzierung des Nahverkehrs.

Bei freier Bodenpreisbildung bewirkt die Erschließung von Baugebieten durch öffentliche Verkehrsmittel immer eine mehr oder weniger erhebliche Bodenpreissteigerung und infolgedessen auch eine Erhöhung der Mieten. Dadurch werden besonders die Bemühungen um eine aufgelockerte Stadtgestaltung häufig durchkreuzt.

Die Tarife werden durchweg so aufgestellt, daß das Verkehrsunternehmen wirtschaftlich arbeitet. Darüber hinaus werden je nach der Stärke der Einflußmöglichkeiten der öffentlichen Hand gemeinnützige Gesichtspunkte bei der Tarifgestaltung beachtet. Diese Notwendigkeiten sind aber in der Mehrzahl der Fälle für die Zukunft in wesentlich größerem Umfang zu berücksichtigen. Dabei scheint im ganzen gesehen für die Durchführung sozialer und siedlungspolitischer Maßnahmen der Aufbau der Tarife (Einheitstarif oder Staffeltarif) nicht so entscheidend wie die Verbilligung der Zeitkarten im Berufsverkehr zu sein.

Die Finanzierung der großen Verkehrsneu- und Umbauten wird im wesentlichen Aufgabe der Gemeinden sein. Können die Arbeiten nicht aus dem laufenden

Haushalt — über mehrere Haushaltsjahre verteilt — finanziert werden, sind folgende Möglichkeiten gegeben: Aufnahme von Anleihen, Zuschüsse des Staates oder Abwälzung auf die Nutznießer der Umbauten, z. B. Verkehrsunternehmen, Fahrzeughalter, begünstigter Grundbesitz u. a. (Zu dieser Frage ist ergänzend auf Abschnitt IIb 3 „Das Bau- und Bodenrecht und seine Wirkung auf den Nahverkehr“ zu verweisen.)

Die im vorhergehenden Abschnitt für *Hannover* gekennzeichnete Entwicklung infolge des frühzeitigen Ausbaues des Straßenbahnnetzes ist im ganzen gesehen den günstigen Verkehrsgegebenheiten nicht in dem Maße gefolgt, wie man hätte erwarten können. Dies ist eindeutig darauf zurückzuführen, daß die Bodenpreise in dem Einflußgebiet der Straßenbahnen zugleich mit deren Errichtung automatisch in die Höhe gingen. Die gesteigerten Bodenpreise haben daher die Vorteile der vorhandenen Verkehrsverbindungen zum großen Teil wieder aufgehoben. Verschiedene neuere Gesetze und Verordnungen haben aber jetzt die Möglichkeiten geschaffen, sowohl im Grundstückshandel als auch bei Enteignungen unangemessene Grundstückspreise zu unterbinden.

Die Tarife sind in der Mehrzahl der Fälle ein Kompromiß der Forderungen, die sich aus der Gesamtrentabilität des Verkehrsunternehmens und aus siedlungs-, politischen und sozialen Notwendigkeiten ergeben. Die Tarife der Reichsbahn sind, insbesondere für die Zeitkarten, in erster Linie nach diesen Gesichtspunkten aufgestellt. Auch für die öffentlichen Nahverkehrsmittel sind Arbeiterwochenkarten, Schulkarten u. dgl. stark ermäßigt.

Die Finanzierung der durch den wachsenden Verkehr erforderlichen Umbauten, die das öffentliche Interesse erfordert, sollte von der Allgemeinheit getragen werden; und zwar auch dann, wenn sie in die öffentlichen Verkehrsanlagen hineingreifen. — Der Bau von Schnell-, insbesondere Untergrundbahnen, z. B. kann nicht durch die Einnahmen aus dem Verkehr selbst finanziert werden, da sonst Tarife von untragbarer Höhe entstehen würden. In *Berlin* ist bisher in der Weise verfahren worden, daß die öffentliche Hand den Bau des Verkehrsweges, d. h. des Tunnelkörpers, übernimmt und dem Verkehrsunternehmen zur Verfügung stellt, das dann seinerseits die Betriebseinrichtungen erstellt und die Unterhaltung übernimmt.

3. Der Ausgleich des Arbeitsmarktes durch den Nahverkehr.

Die Bedeutung des Einsatzes der Verkehrsmittel für diese Zwecke richtet sich in erster Linie nach deren Eignung für den Berufsverkehr. In einzelstädtischen Räumen läßt sich der Ausgleich des Arbeitsmarktes am besten durchführen, wenn die Arbeitsstätten sowohl unter sich als auch mit den Wohnstätten durch leistungsfähige Verkehrsadern verbunden sind. Erheblich größere Möglichkeiten als in der Einzelstadt ergeben sich in dieser Hinsicht in Industriebezirken und Städtegruppen. Der auch bei Einzelstädten vorhandene Zustrom von Arbeitskräften aus den Vororten wird hier verstärkt durch den Pendelverkehr zwischen den einzelnen Städten.

Allerdings setzen Ausgleichsmöglichkeiten auf dem Arbeitsmarkt eine möglichst vielseitige Basis der gewerblichen Wirtschaft voraus. Das Vorhandensein einer stark einseitigen industriellen Zusammenballung dagegen erschwert trotz guter Massenverkehrsmittel den Ausgleich.

Der Zeitaufwand im Berufsverkehr und Ausgleichsverkehr sollte 30 Minuten nicht überschreiten. Jedoch sind Fahrzeiten bis zu 1 Stunde nicht selten und in gewissen Fällen sogar bis 2 Stunden festgestellt worden.

Trotzdem der gesamte Ruhrbezirk als ein großer Arbeitsmarkt zu betrachten ist, sind die Möglichkeiten für einen wirkungsvollen Ausgleich — wie sie eingangs kurz dargestellt wurden — sehr gering, da Schwankungen im Beschäftigungsgrad sich infolge der einseitigen wirtschaftlichen Grundlage (Kohlenbergbau und Eisenindustrie) im ganzen Raum gleichmäßig bemerkbar machen. Anders liegen die Verhältnisse dagegen im Raume Berlin-Brandenburg, dessen industrielle Vielseitigkeit derartige Ausgleichsmöglichkeiten gestatten würde, sobald das ein-

seitige Radialsystem der Reichsbahn durch ein weiträumiges Ringsystem von Tangentiallinien ergänzt wird (s. Abb. 16). Hierdurch würden die verschiedenen Städte und Industriezentren des Raumes unmittelbar miteinander verbunden werden. Auch im Rhein-Main-Gebiet bietet das verhältnismäßig dichte Netz der Reichsbahn und der Nahverkehrsmittel die Möglichkeit, fehlende Arbeitskräfte aus benachbarten Städten heranzubringen.

Die normalen Fahrzeiten im Berufsverkehr (bis 30 Minuten) werden nicht nur in Riesenstädten und Städtereihen, sondern auch in den Beziehungen zwischen Klein- und Mittelstädten und ihrer Umgebung erheblich überschritten; und zwar hier insbesondere dann, wenn Arbeiter aus entfernten, nicht an einer Eisenbahn gelegenen Dörfern, in denen sie Haus und Garten besitzen, zu ihren Arbeitsstätten in der Stadt gelangen müssen.

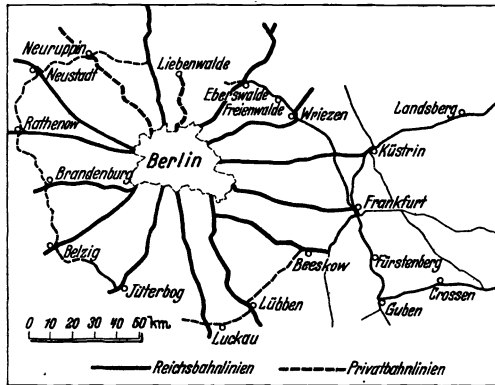


Abb. 16. Die Eisenbahnausfallsstrecken Berlins.

4. Wirkung des Nahverkehrs auf die Verteilung der Bevölkerung.

Der Nahverkehr soll vor allem eine organische Verteilung der Bevölkerung im Stadtraum ermöglichen. Neben der im vorigen Abschnitt geforderten Vereinheitlichung von Industrie und eigentlicher Arbeitersiedlung kommt hier vor allem die Unterbringung der in der City beschäftigten Angestellten in Betracht. Hier wären gegebenenfalls einzelne Geschäftszweige, die heute ganze Viertel der Innenstadt einnehmen, soweit sie nicht an bestimmte Zentren der Verwaltung gebunden sind, in andere Stadtviertel oder Außenbezirke zu verlegen.

Das Bestreben wird dahin gehen, die Ausdehnung der Bauzonen mit extremer Stockwerkhäufung soweit wie möglich zu beschränken, ohne daß dadurch eine unerwünschte Ausdehnung des Wohngebiets und damit des Nahverkehrs notwendig wird.

Demgegenüber werden voraussichtlich künftig ausgesprochene „Villenviertel“ mit bevorzugtem Schnellverkehr weniger ins Gewicht fallen.

B. Die Folgerungen und Ziele.

1. Die Folgerungen in verkehrlicher Hinsicht.

a) Die Gestaltung des Netzes der öffentlichen Verkehrsmittel.

Wie bereits im ersten Abschnitt ausgeführt wurde, ist die Beurteilung der Bedeutung der Eisenbahnen für die Stadtgestaltung — selbst innerhalb der einzelnen Länder — außerordentlich verschieden. Die allgemeine Ansicht geht dahin, daß sich keine Stadt mit einer ungünstigen Lage der Bahnhöfe wird abfinden können. Verschiedentlich wird von Verkehrsfachleuten darauf hingewiesen, daß die sich aus den technischen Gegebenheiten des Verkehrsmittels „Eisenbahn“ ergebenden Nachteile weit aufgewogen werden durch die Befruchtung, die von ihr ausgeht (Belgien, Deutsches Reich, Dänemark u. a.). Allerdings werden bei dieser Beurteilung den Eisenbahnen bedeutende Aufgaben für den Nah- und Bezirksverkehr zugewiesen.

Im einzelnen werden folgende Grundsätze aufgestellt:

Radiale Linienführung der Strecken (Güterbahnen können als Tangenten am Stadtrand geführt werden);

für Riesenstädte mehrere, für Groß-, Mittel- und Kleinstädte ein Hauptpersonenbahnhof;

gute Verteilung der Güterbahnhöfe über das ganze Stadtgebiet;

Betriebsanlagen, wie Rangier- und Abstellbahnhöfe, Lokomotivanlagen und dergleichen gehören nicht in das bebaute Gebiet.

Die Schnellbahnen stellen das wichtigste Massenverkehrsmittel in den Riesenstädten dar. Wenn die Eisenbahn Nahverkehrsaufgaben erfüllt, muß die Führung der Schnellbahnlinien auf das Eisenbahnnetz abgestimmt werden.

Für die Entwicklung des Netzes der öffentlichen Straßenverkehrsmittel Straßenbahn, Autobus und Obus sollen folgende Gesichtspunkte maßgebend sein:

Unterstützung der städtebaulichen Gesamtentwicklung des Stadtraumes und Förderung siedlungspolitischer Absichten;

Planung des Gesamtnetzes und klare Verteilung der Aufgaben auf die verschiedenen Verkehrsmittel, deren Einsatz sich aus den jeweils vorliegenden Verkehrsbedürfnissen ergibt;

Ergänzung der Eisenbahn- und Schnellbahnlinien und Herstellung guter Verbindungen und Anschlüsse zu ihnen, um den Verkehr in möglichst großem Umfang auf sie überzuleiten und den Straßenraum zu entlasten.

Für Deutschland ergeben sich im besonderen folgende Forderungen:

a) Ausbau und verstärkte Einbeziehung der Reichsbahn in die Bedienung des Berufsverkehrs, da sie bei richtiger Lage je nach Größe der Stadt auf 20 bis 50 km als bestes Verkehrsmittel für den Vorort- und Bezirksverkehr betrachtet werden kann. Nicht nur für den Fernverkehr, sondern in wesentlich stärkerem Maße für den Nahverkehr der Reichsbahn ist die Lage der Bahnhöfe und besonders des Hauptpersonenbahnhofs von großer Bedeutung. Der Hauptbahnhof kann nicht gut genug zur „City“ liegen. Die Entfernung vom Stadtmittelpunkt sollte daher nicht mehr als 1 bis 1,5 km betragen, da so die Entwicklung der Geschäftsstadt nicht gehemmt und auch der Verkehr zwischen Bahnhof und Stadtmitte noch nicht auf ein Straßenverkehrsmittel angewiesen ist. Gute Beispiele bieten in dieser Hinsicht *Hannover, Köln*, auch *Dresden*. — Die Lage der Hauptbahnhöfe in den Innenstädten kann im übrigen durchaus mit dem Stadtorganismus in Einklang stehen. Dabei muß allerdings dafür Sorge getragen werden, daß nicht die einzelnen Stadtteile durch breite Bahnhofflächen zerschnitten und die Straßen in lange Unterführungen gezwungen werden.

b) Daneben Ausbau des Straßenbahnnetzes als leistungsfähigstem Straßenverkehrsmittel unter sorgfältiger Abstimmung auf den übrigen Verkehr.

c) In Riesenstädten und unter Umständen auch in Städtegruppen wird zur Entlastung des Straßenverkehrs nicht selten der Zwang zum Bau von besonderen Schnellbahnen gegeben sein. Städte, die sich der Grenze zwischen Großstadt und Riesenstadt nähern, sollten frühzeitig den unterirdischen Raum für einen künftig vielleicht einmal notwendig werdenden Schnellverkehr freihalten. In *Dresden* ist eine derartige vorsorgliche Maßnahme beispielsweise erfolgt.

d) Entwicklung des Autobus- und Obusverkehrs in Straßen, die von Straßenbahnen freigemacht werden. Darüber hinaus Ergänzung des vorhandenen Netzes der Massenverkehrsmittel und insbesondere Erschließung neuer Siedlungsgebiete durch Autobus- und Obuslinien.

Diese Grundgedanken finden in folgenden Beispielen eine Erläuterung:

In Berlin wurde ein weitgehender Ausbau des Schnellbahnnetzes durch die Reichsbahn und das städtische Verkehrsunternehmen geplant. Die Verdichtung des Untergrundbahnnetzes in der Innenstadt sollte die Freimachung der Innenstadt von der Straßenbahn ermöglichen, der Autobus den restlichen Oberflächenverkehr übernehmen. Zur Ergänzung der Schnellbahnen werden Straßenbahn und Autobus in den Außengebieten außerdem entsprechende Aufgaben in erheblichem Umfang zufallen.

In Wien sollen die Vorortstrecken der Fernbahnlinien in stärkstem Maße für den Vorortverkehr herangezogen werden. Für die Innenstadt erscheint der Bau von Untergrundbahnen erforderlich, da die Innen- und Altstadt wegen ihrer einmaligen Bedeutung weitgehend zu schonen ist und der Massen- und Einzelverkehr vom Straßenverkehr allein nicht mehr bewältigt werden kann.

An anderer Stelle wurden die Verkehrsschwierigkeiten eines Hauptverkehrsknotenpunktes durch Unterführung der Straßenbahn gelöst. Die Lösung wird für die Fälle zu empfehlen sein, in denen aus historischen oder wirtschaftlichen Gründen die zur Bewältigung des Oberflächenverkehrs erforderliche Straßenfläche nicht geschaffen werden kann.

Ein Beispiel für den Einfluß des Denkmalschutzes auf die Verkehrsentwicklung ist die Stadt Trier. Sie kann großzügige Durchbrüche zur Bewältigung des steigenden Straßenverkehrs wegen der wertvollen Baudenkmäler in der den geschäftlichen und kulturellen Mittelpunkt bildenden Altstadt nicht durchführen. Um den Verkehr möglichst flüssig zu gestalten, wird daher die starr an die Schienen gebundene Straßenbahn durch ein Obusnetz ersetzt.

b) *Einfluß und Lenkung des motorisierten Verkehrs.*

Die Auswirkungen des Kraftfahrzeugverkehrs auf die Entwicklung der Städte, die in den früh motorisierten Ländern festgestellt worden sind, werden sich mit fortschreitender Motorisierung auch in den anderen Ländern geltend machen. Sie werden zweifellos eine Auflockerung der Einzelstädte und Annäherung der einzelnen Stadträume in Städtereihen und Industriebezirken zur Folge haben. Dabei wird man durch Gesetze, Bauordnungen usw. geeignete Vorkehrungen treffen müssen, um eine durch den Personenkraftwagen an sich erleichterte, übermäßig verstreute Bebauung zu verhindern, eine organische Flächenwirkung des Kraftwagens zu sichern und so eine geordnete Stadterweiterung zu erzielen, die dem Wesen des motorisierten Verkehrs Rechnung trägt. Gleichzeitig wird so die Gefahr einer willkürlichen Entwicklung (Splittersiedlung usw.) vermieden.

Die Bedeutung und das Wesen des Kraftfahrzeugverkehrs verlangt eine klare Gliederung der Straßen und die Aufstellung eines Hauptverkehrsstraßensystems. Die allgemeine Auffassung geht dahin, entsprechend den wichtigsten Verkehrsströmen und -richtungen ein System von Ausfallstraßen, d. h. in vielen Fällen ein Radialstraßensystem, der Stadtplanung zugrunde zu legen. Die Anzahl der Radialen ergibt sich aus der örtlichen Lage und der Dichte des auftretenden Verkehrs, jedoch sind wenige Hauptsammler einer unklaren Vielzahl vorzuziehen.

Diese radialen Ausfallstraßen sind durch Tangentialverbindungen zu ergänzen. Dabei wird die Zahl dieser Querverbindungen, die sich häufig in ihrer Aneinanderreihung zu Gürteln zusammenschließen werden, entscheidend von der Größe der Stadt abhängen. Im allgemeinen wird es sich als notwendig herausstellen, den Verkehr am Rand enger oder alter Stadtkerne durch eine Ringverbindung abzufangen, so daß diese von jeglichem Durchgangsverkehr frei bleiben und nur den Eigenverkehr aufzunehmen haben. Der Fernverkehr ist ferner über eine äußere Umfahrung der Stadt umzuleiten. Sind die Fernverkehrsstraßen als kreuzungsfreie Autobahnen, wie z. B. in Deutschland, ausgebildet, so ist die Umfahrung möglichst weit zu spannen, um eine Abschnürung der Stadt zu vermeiden. Noch besser ist die Zusammenfassung des Fern- und Nahverkehrs in „Sammeltangenten“ wie z. B. in Frankfurt a. M. (s. Abb. 17) und Welwyn Garden City (England).

Grundsätzlich wird man Umgehungen und Umfahrungen immer so gestalten müssen, daß ihre Benutzung gegenüber der Verbindung durch die Innenstadt einen Zeitgewinn ergibt.

Im übrigen ist für die Leistungsfähigkeit des Straßennetzes und der Straßen selbst nicht allein ihr Querschnitt maßgebend, sondern vor allem die Verkehrsleistung der Knotenpunkte. Hier ist dem Kreisverkehr der Vorzug zu geben. Allerdings gewährt er nur dann einen ununterbrochenen Verkehrsfluß, wenn der Kreis weit genug gezogen wird. Dies ist allerdings in den meisten Fällen leider nicht der Fall.

Auch die Bereitstellung von Parkraum ist eine vordringliche Frage und in manchen Städten derart schwierig, daß z. B. in Paris die Leistungsfähigkeit des innerstädtischen Straßennetzes nicht durch den fließenden, sondern durch den ruhenden Verkehr bestimmt ist. Die Entscheidung darüber, welcher von den — nach Überfüllung des eigentlichen Straßenraumes — übrigbleibenden Lösungen

Abriß von Häuserblocks, Garagenhochhäuser, unterirdische Parkplätze u. a., im Einzelfall der Vorzug zu geben ist, hängt jeweils von den örtlichen Verhältnissen und den Kosten ab.

An dieser Stelle ist abschließend darauf hinzuweisen, daß eine erfolgreiche Bearbeitung der Verkehrsfragen — und damit auch des Straßenverkehrssystems — durch Verkehrsabteilungen der Stadtverwaltungen, die mit Verkehrsingenieuren

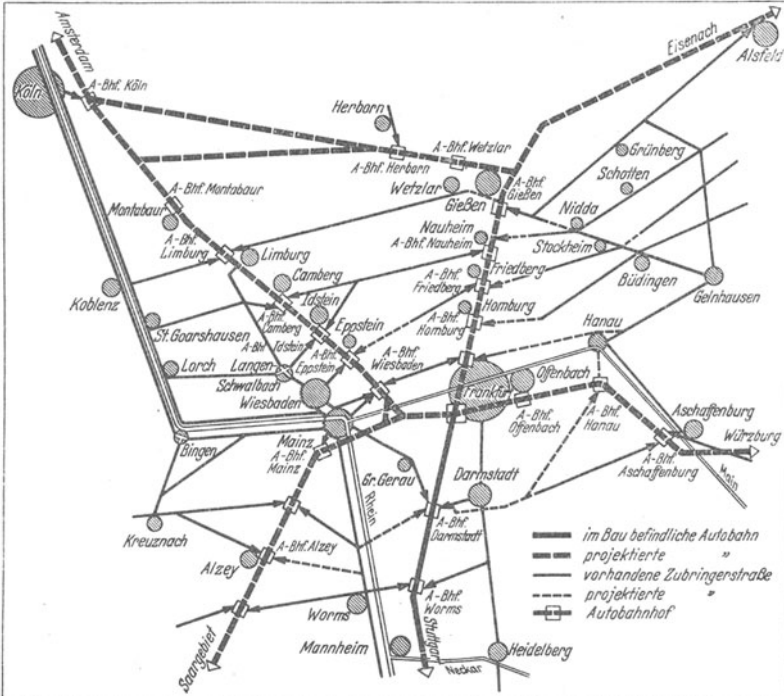


Abb. 17. Autobahnen und Zubringerstraßen im weiten Umkreis von Frankfurt a. M.

besetzt sind, sich als außerordentlich erfolgreich erwiesen hat. Selbstverständlich muß auch hierbei die allgemeine städtebauliche und raumordnende Gesamtführung die Oberleitung haben.

Für das eigentliche städtische Straßennetz ist ein klares Hauptverkehrsstraßensystem als Teil eines organisch entwickelten Generalverkehrsplanes zu fordern. Im allgemeinen wird ein System von Radialstraßen, verbunden mit einem nicht zu weit zu ziehenden Gürtel von Tangenten oder Sekanten um die Innenstadt und Tangentialverbindungen im Weichbild der Stadt, als zweckmäßige Form anzusehen sein. Ein Beispiel für diese — hier geschichtlich gewordene — Lösung bietet *Wien* mit seinem inneren repräsentativen „Ring“ und den äußeren Gürtelstraßen für den Lastenverkehr.

Der großen Gefahr einer Abschnürung durch einen nicht weit genug gespannten Ring von Autobahnen kann häufig durch Anwendung der Sammeltangente begegnet werden. Die geschilderten Gefahren können dann, wie das Beispiel *Frankfurt a. M.* beweist, vermieden werden.

Der Kraftwagendurchgangsverkehr wird nur dann aus den Innenstädten fernzuhalten sein und Gürtelstraßen oder Sammeltangenten haben nur dann

einen Zweck, wenn der Durchgangsverkehr wirklich leichter um die Stadt herum als hindurchgeleitet wird. Dann kann auch ohne Beeinträchtigung des Kraftverkehrs verlangt werden, daß nur der Eigenverkehr alte oder enge Stadtkerne berührt. Darüber hinaus ist der Lastwagenverkehr für die Anlieger auf wenige Stunden am Tage zu beschränken.

Das Parken ist grundsätzlich nur dort zu gestatten, wo eine Behinderung des fließenden Verkehrs nicht eintritt. Der Parkverkehr wird daher soweit als möglich von den Verkehrsstraßen in die Nebenstraßen verwiesen. Die Schaffung von Parkplätzen in den Innenstädten kann im allgemeinen nur in Verbindung mit großzügigen Sanierungsmaßnahmen durchgeführt werden. Nach der Reichsgaragenordnung von 1939 werden überdies Neu- und Umbauten bei denen mit einem größeren Kraftwagenverkehr zu rechnen ist, nur genehmigt, wenn sie Einstellmöglichkeiten für Bewohner, Angestellte und Besucher vorsehen.

*c) Schutz des nichtmotorisierten individuellen Verkehrs
(Radfahr- und Fußgängerwege).*

Das Anwachsen des motorisierten Verkehrs macht, wie im Vorhergehenden bereits an verschiedenen Beispielen gezeigt, die Anlage besonderer Radfahrwege längs der großen Ausfallstraßen und eine Lenkung des Fußgängerverkehrs bei Kreuzungen der Verkehrsstraßen notwendig. An Kreuzungen mit besonders starkem Kraftwagenverkehr wird die Anlage von Fußgängertunnels, wie in Berlin im Zuge der Ostwestachse, notwendig werden. In den Außenbezirken wird es sich empfehlen, den Radfahrverkehr soweit möglich von den Hauptausfallstraßen fort und in Nebenstraßen zu verlegen.

2. Organisation und Gesetzgebung.

a) Die Verkehrsverminderung durch organisatorische Maßnahmen.

Die Verminderung eines überstarken Verkehrsvolumens ist auf dreifache Art möglich.

1. Eine Verringerung des Berufsverkehrs und damit eine Verkürzung der Wege kann durch Aussiedlung von Gewerbebetrieben bei gleichzeitiger Umsiedlung der Bevölkerung erreicht werden. Anzustreben ist dabei die Aussiedlung mehrerer verschiedenartiger Betriebe nach einem äußeren, von mehreren Verkehrslinien erreichbaren Bezirk, um hiermit eine gegenseitige Ausgleichsmöglichkeit sicherzustellen.

2. Die Einführung gestaffelter Arbeitszeiten hängt weitgehend von der Art der Betriebe ab. Bei einem Betrieb mit nur einem Produktionszweig ist eine Staffelung nicht möglich. Erst wenn verschiedene

Produktionszweige in einem Werk vereinigt sind, läßt sich eine Staffelung der Arbeitszeiten durchführen. Bei kleineren und mittleren Betrieben ist eine Staffelung innerhalb des Betriebes ebenfalls unmöglich. Hier muß die Staffelung der Arbeitszeiten unter verschiedenen Betrieben vereinbart werden.

3. Am wirksamsten werden die Schwierigkeiten des übersteigerten Verkehrsvolumens jedoch durch die Bildung selbständiger Trabantenstädte mit Eigenleben

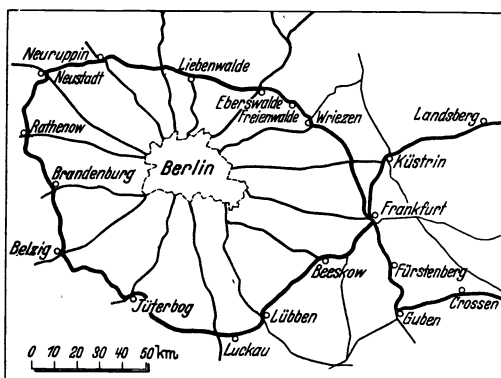


Abb. 18. Eisenbahnring als Verbindung der Industriestandorte der Mark Brandenburg.

überwunden, in denen Arbeits- und Wohnstätten die Grundlage von neuen städtischen Siedlungen kleineren Umfanges bilden.

In Deutschland sollte die Neugestaltung Berlins die Aussiedlung von Betrieben aller Größenklassen mit sich bringen. Der Städtekranz des sogenannten „Kurmarkringes“ im weiten Umkreis der Stadt (s. Abb. 18) bietet geeignete Standorte für größere Werke. Kleine und mittlere Betriebe kann man in erster Linie in den neu entstehenden Siedlungen in den Außengebieten ansetzen. Derartige Maßnahmen bedürfen aber sehr sorgfältiger Vorbereitung. So machte z. B. die Aussiedlung von Werksangehörigen neuer Industrieanlagen in die Umgebung einer mitteldeutschen Großstadt erhebliche Schwierigkeiten. Denn die Erstellung der Wohnungen allein genügt nicht, vielmehr muß gleichzeitig ein neues Gemeinschafts- und Heimatgefühl erweckt werden.

Die gesetzlichen Grundlagen für die Durchführung einer planmäßigen Ansiedlung von Industrien sind noch nicht ausreichend.

Die Fabriken weigern sich, meistens aus organisatorischen Gründen, den Wünschen der Verkehrsanstalten nach gestaffelten Arbeitszeiten zu entsprechen. Auch der Arbeiter steht der Staffelung nicht sehr sympathisch gegenüber, weil Unbequemlichkeiten in der Haushaltführung auftreten, wenn die Familienmitglieder zu verschiedenen Zeiten zur Arbeitsstätte fahren bzw. von dort zurückkehren. Trotzdem muß dieser Weg weiterhin beschritten werden, um den Spitzenverkehr herabzusetzen. Gute Erfahrungen sind in dieser Hinsicht bei den Siemenswerken in Berlin gemacht worden. In Prag wurde durch Verschiebung des Schulbeginns bei Bellassung der Amts- und Geschäftseröffnung eine Verringerung der Spitzenbelastung erreicht.

Bezüglich der Möglichkeiten, eine wirkliche und durchgreifende Verminderung des übersteigerten Verkehrs durch Bildung selbständiger Trabantenstädte zu erzielen, ist auf Abschnitt III hinzuweisen.

b) Die Vereinheitlichung des Nahverkehrs.

Nahverkehrspolitik und Siedlungspolitik sind nicht voneinander zu trennen. Beide müssen von einer gemeinsamen Stelle geleitet, mindestens aber miteinander in Einklang gehalten werden. Nur so ist auch der Einsatz der Verkehrsmittel für an sich unrentable, aber sozial- und siedlungspolitisch wichtige Zwecke möglich.

Eine vollkommen einheitliche Verkehrspolitik ist im allgemeinen nicht vorhanden. Die Zuständigkeiten und Verantwortlichkeiten sowohl in der Nahverkehrspolitik als auch für die Siedlungstätigkeit in den Städten selbst, am Stadtrand und im weiteren Umkreis sind durchweg noch verschiedenen Behörden übertragen. Selbst in den Städten, in denen die Zusammenfassung bereits ziemlich weit fortschreiten konnte, ist mindestens der Nahverkehr der Fernbahnen nicht oder nur in unzureichendem Maße in die Nahverkehrspolitik miteinbezogen.

Demgegenüber ist mit Nachdruck festzustellen, daß sowohl in Einzelstädten wie auch in Städtegruppen eine sachgemäße Verkehrsbedienug ohne von einheitlichem Willen getragene Verkehrspolitik nicht möglich ist, da stets ein gewisser Wettbewerbskampf und ein unerfreuliches Neben- und Gegeneinanderarbeiten mit seinen wirtschaftlichen Nachteilen zu bemerken ist. Der Zusammenschluß der beteiligten Nahverkehrsunternehmen wird daher vom Standpunkt des Städtebaus aus als notwendig und erreichbar angesehen. Im übrigen zeigt die geschichtliche Entwicklung aller Verkehrsunternehmen (auch im Fernverkehr), daß gegenseitige Konkurrenz zwischen verschiedenen Verkehrsunternehmen letzten Endes mit einer Vereinheitlichung der Unternehmen abschließt.

Alle Verkehrsmittel, einschließlich der auch dem Nah- und Vorortverkehr dienenden Reichsbahnen, müssen und werden einer einheitlichen Nahverkehrspolitik unterstellt werden. Wenn Städte unbestrittene Mittelpunkte eines Raumes sind (Riesenstädte, Großstädte als Einzelstädte), ist eine straffe Zusammenfassung verhältnismäßig leicht möglich. Schwierigkeiten entstehen dann, wenn eine Stadt ihren Raum nicht so stark beherrscht (Klein- und Mittelstädte, Städtegruppen und -reihen).

Im Ruhrbezirk fällt besonders stark das Fehlen einer Verkehrseinheit auf. Die Bedienung des Nah- und Bezirksverkehrs durch 20 Nahverkehrsbetriebe hat naturgemäß eine betriebliche und verkehrliche Zersplitterung der Verkehrsmittel und das Fehlen einer Tarifeinheit zur Folge (s. Abb. 13).

In Berlin sind mit dem Zusammenschluß von Straßenbahn, Autobus und U-Bahn günstige Erfahrungen gemacht worden. Darüber hinaus wird ein besonders enges Zusammengehen zwischen Reichsbahn, die ein großes Netz elektrifizierter Stadt- und Vorortbahnen betreibt, und Nahverkehrsunternehmen in Form einer Betriebsgemeinschaft vorgeschlagen.

Über die Rechtsform der Trägerschaft der öffentlichen Verkehrsmittel herrscht allgemein die Auffassung, daß die öffentliche Hand zwar nicht Träger des öffentlichen Verkehrsmittels zu sein braucht, daß aber ihr Einflußrecht über die finanzielle Beteiligung hinaus auch auf die Anlagen, den Betrieb und die Gestaltung der Tarife nach gemeinnützigen Gesichtspunkten gesichert sein muß.

c) Das Bau- und Bodenrecht und seine Wirkung auf den Nahverkehr

Die zur Zeit bestehenden bau- und bodenrechtlichen Gesetze, Verordnungen usw. bieten keine wirksame Handhabe für eine erfolgreiche Verkehrsplanung und Verkehrspolitik. Das „Gesetz zur Neugestaltung deutscher Städte“ bildet einen bedeutungsvollen Anfang. Bei der Neugestaltung Berlins wurde hierdurch bereits eine willkürliche Steigerung der Bodenpreise unterbunden. Die Bauten und Bodenflächen für öffentliche Zwecke, d. h. auch für Neuanlagen des Nahverkehrs, müssen zu angemessenen Preisen bereitgestellt werden. Daß dabei Härten vermieden werden und die berechtigten Interessen des einzelnen im Rahmen des Volksganzen gewahrt bleiben, ist selbstverständlich.

Als Ergänzung kommt die gesetzliche Festlegung eines Vorteilausgleiches zur Vermeidung von ungerechtfertigten Gewinnen der Grundstückseigentümer in Frage. Aus der steigenden Lagerrente können dann teilweise Mittel zur zusätzlichen Finanzierung von Verkehrsanlagen, die aus sozialen Gründen notwendig sind, gewonnen werden. Im Zusammenhang damit dürfte ferner ein vereinfachtes Umlegungsgesetz zweckmäßig sein.

Im übrigen ist darauf eindringlich hinzuweisen, wie dringend ähnliche gesetzliche Regelungen sind, wenn die zum großen Teil regellosen Zustände endlich beseitigt werden sollen. Ohne neue, einheitliche Gesetzgebung wird man Städtebau und Nahverkehr nicht zu der Vollkommenheit bringen, wie es die Technik jederzeit ermöglicht, die Rechts- und Verwaltungsauffassungen aber — wenn auch ungewollt — verhindern, weil sie noch in einer überholten Betrachtungsweise stehengeblieben sind.

3. Der Nahverkehr und die Stadtbaukunst.

Der neuzeitliche Verkehr zwingt nicht nur zu einer Unterscheidung zwischen Hauptverkehrsadern, Nebenverkehrsadern und reinen Wohnstraßen usw. in den Städten selbst, sondern auch zu einer städtebaulichen Generalbilanz in Stadtgruppen, Städtereihen und großen zusammenhängenden Räumen.

Die Hauptverkehrsadern mit ihren Ausweitungen, den Plätzen, werden auch heute noch innerhalb der Städte die für den städtebaulichen Gesamteindruck ausschlaggebenden Räume sein. Daß enge historische Verkehrsräume und ebenso Erholungsflächen vom Fahrverkehr freizuhalten und rein repräsentative Straßen und Plätze vom Durchgangsverkehr zu entlasten sind, beweist mittelbar die gesteigerte Bedeutung des Verkehrs als gestaltender Faktor. Anbaufreie Ausfall- und Umgehungsstraßen als Sammeltangenten stellen besondere Aufgaben der Landschaftsgestaltung und tragen so zur neuzeitlichen Entwicklung der Stadtbaukunst bei.

In den inneren Stadtstraßen verlangt der neuzeitliche Verkehr stärkere Berücksichtigung bei der Dimensionierung, Linienführung, Kennzeichnung usw. Er zwingt zu maßstäblich großzügigem architektonischen Denken und Gestalten und zu einer klaren Herausarbeitung von Haupt- und Nebenstraßen mit

besonders gearteten, auch architektonisch gestalteten Verkehrsknoten- und Zielpunkten. Die richtige Zweckerfüllung der jeweiligen Aufgabe wird die unbedingte Grundlage der Gestaltung sein müssen, und nur deshalb zu echten, neuen schöpferischen Lösungen führen.

In den Außengebieten entstehen in Zukunft neben den Verkehrsstraßen ohne Anbau, die als Sammeltangenten der Landschaft schmiegsam eingefügt werden, Nebenverkehrsadern in Baugebieten mit gelockertem Anbau, z. B. an den Kopfseiten von Zeilenbauten. Sie setzen ebenfalls ein erweitertes, der heutigen Technik entsprechendes Raumgefühl voraus.

Im einzelnen liegen die Aufgaben der Gestaltung je nach der Art der Verkehrsmittel verschieden. Zu den unerfreulichsten Kapiteln der hinter uns liegenden Zeit gehören die Einfahrten der Eisenbahnen in die Städte. Trotzdem ließen sich viele Stadteinfahrten, die zwischen Hinterhäusern hindurchführen und hier die trostlosesten Kapitel des Städtebaues aufschlagen, wesentlich freundlicher gestalten. Bei der Führung der Eisenbahn auf Dämmen oder in Einschnitten würde eine einfache systematische Bepflanzung verbunden mit einer Begrünung und Berankung der Hinterhausfassaden den jetzigen Eindruck erheblich verbessern. Der Geldaufwand ist sehr gering und der Erfolg verhältnismäßig schnell zu erreichen, wie Beispiele aus dem Ruhrbezirk und besonders in Welwyn beweisen. Darüber hinaus sollte *die Eisenbahnstraße den Charakter einer Straße erhalten*, um eine grundsätzliche Bereinigung der Hinterhausfronten und Höfe durchzusetzen. Für die Zukunft sollte den Stadteinfahrten von Eisenbahnen und Schnellbahnen von vornherein Straßencharakter gegeben werden, damit auch an den Verkehrsbändern der Schienenbahnen eine städtebauliche Raumwirkung möglich wird. Zu dem Zweck wird man beiderseits des Bahnkörpers Straßen anordnen müssen, um einen Anbau zu ermöglichen und damit den Eindruck einer Hinterhauseinfahrt von vornherein zu verhindern.

Damit würde die bedrückende Wirkung, die sich tagaus, tagein und jahraus, jahrein auf die großen Massen der Bevölkerung auf dem Wege zur Arbeit legt, größtenteils beseitigt. Dabei darf man auch den psychologischen Eindruck des Bahnhofs als Stadttor als ständigen Hin und Her des Nahverkehrs nicht unterschätzen. Vorbildlich sind hierin in den einfachen, klaren Formen einige ältere Bahnhöfe wie z. B. der Anhalter Bahnhof in Berlin, weil sie ihren Zweck, ein Eisenbahnstadttor zu sein, eindeutig und klar ausdrücken. Nur hat die damalige Stadtgestaltung völlig versagt bei der ergänzenden Raumbildung der Bahnhofsvorplätze.

Schnellbahnen sind zum Teil auf Eisengerüsten als Hochbahnen geführt. Sie sind in dieser Form im Straßenraum abzulehnen, weil jede einheitliche Straßenraumwirkung unmöglich gemacht wird. Ähnliches gilt von mehrgeschossigen Straßen. Schnellbahnen sollten im eigentlichen Stadtkern als Untergrundbahnen geführt werden und in den Außenbezirken, insbesondere in Grünanlagen, möglichst im Einschnitt liegen. Sie können dann schon bei einfachster Bepflanzung der Böschungen ein gutes, keineswegs störendes Gesamtbild ergeben und behindern dabei nicht die freie Übersicht in den Grünanlagen.

Straßenbahnen werden vielfach in Hauptverkehrsstraßen auf besonderem Fahrdamm, durch Gitter oder niedrige Hecken abgetrennt, geführt. Derartige Maßnahmen sind mit einer einheitlichen Wirkung des Straßenraumes nicht vereinbar, vielmehr genügt zur Abtrennung eine kleine Erhöhung des Straßenkörpers. Das Oberleitungsnetz ist in Repräsentationsstraßen nicht tragbar, weil es zu technisch-materiell wirkt. In allen Hauptverkehrsstraßen ist aber ein Oberleitungsnetz um so eher vertretbar, wenn entweder die Masten in der Baumreihe stehen oder das Netz von den Hauswänden getragen wird.

C. Stadt, Raum und Nahverkehr.

Wenn in vielen Städten die Nahverkehrsaufgaben von Jahr zu Jahr gesteigerte finanzielle Anforderungen stellen und die Verkehrsspitzen immer größer werden,

dann sind diese Tatsachen nur ein Beweis dafür, daß die Stadt zu groß ist oder aber die Nahverkehrsmittel an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit stehen.

Das führt zu der Betrachtung der Stadtform und ihrer Beziehungen zum Nahverkehr. Vielfach wird das Sternsystem mit Vororten an den Radialen als das zweckmäßigste System der Stadtgestaltung angesehen. Die Radialen entsprechen an sich den kürzesten Möglichkeiten, in die Außenbezirke zu kommen. Trotzdem kann man niemals eine derartige Stadtform zum eindeutigen Schema für die Stadtentwicklung machen, weil eine organische Stadtform immer durch die natürlichen Gegebenheiten des städtischen Raumes, durch die Lage im Tal, an einem Fluß usw. sowie durch die großen Beziehungen im übergeordneten Raum und ihre strukturelle Zusammensetzung bestimmt wird.

Entwickeln sich beim Sternsystem an den Radialen, selbst bei entsprechendem durch Grünflächen getrenntem Abstand, neue Vororte aus Wohnstätten ohne gleichzeitige Arbeitsstätten, so wird zwar die Wohnweise verbessert, dagegen werden Verteuerungen der Tarife durch gesteigerten Spitzenverkehr und größere Fahrtdauer die Folgen sein. Verkehrsspitzen und Zeitverluste werden verstärkt anstatt verkleinert.

Dann muß nach den übergeordneten Gesichtspunkten der Raumordnung entweder eine Aussiedlung in schon bestehende weiter entfernt liegende Orte oder eine Bildung von neuen Trabanten mit Eigenleben erfolgen. Trabanten sind nicht Vorortgemeinden, die sich in der Hauptsache aus Wohnstätten zusammensetzen, sondern neue Stadtkörper, die Wohn- und Arbeitsstätten in sich vereinen und in allgemeiner Verbindung mit der Mutterstadt stehen. Sie müssen einmal mit der Mutterstadt und sodann möglichst unter sich so verbunden sein, daß ein ständiger Arbeits- und sonstiger Austausch möglich ist.

Alles das führt dazu, nicht mehr die Stadt als Einzelgebilde zu sehen, sondern ihre Aufgabe in der organischen Gestaltung des Wirtschaftsraumes der Stadt und ihres Einzugsgebietes zu finden. Dabei ist es keineswegs erforderlich, daß diese Trabanten zum kommunalpolitischen Gebiet der Mutterstadt gehören. Hier werden neue Verwaltungsformen für die Beziehungen zwischen Tochter- und Mutterstadt zu schaffen sein. — Finanziell ist es dabei von besonderer Bedeutung, daß derartige Maßnahmen der Mutterstadt auf lange Sicht Erleichterungen bringen werden.

Übersieht man abschließend die Entwicklung von Städtebau und Nahverkehr seit dem Einbruch der Technik mit dem anorganischen Wachstum vieler Städte, so zeigt es sich immer wieder, daß alle bisherigen Versuche, die Gesamtprobleme mit Hilfe von Eingemeindungen der Vororte usw. zu lösen, völlig scheiterten. Deshalb müssen rücksichtslos die geschilderten Wege beschränkt werden, um den Aufgaben der Gegenwart gerecht zu werden. Der motorisierte Verkehr sprengt bis zu einem gewissen Grade die Innenstadt und trägt die Stadt je nach Raum und Größe weit ins Land hinein. Motor und Schiene werden gemeinsam eine Überleitung von der Stadt in das Land herbeiführen und zu einer organischen Überwindung der Landflucht beitragen, an der alle industrialisierten Länder leiden.

Trotz vollendetster Technik kann der Nahverkehr allein niemals das Problem lösen. Nur eine einheitliche städtebauliche und raumpolitische Führung unter richtiger und ehrlicher Anwendung aller technischen Möglichkeiten der Gegenwart wird Stadt und Raum wieder zu einem neuzeitlichen Organismus machen.

Im allgemeinen ist die Entscheidung über das natürlichste System der Stadt davon abhängig, ob es sich um eine Industriestadt mit einem oder mehreren Unternehmungen oder um eine Stadt, die allen Bedürfnissen dient, handelt. Für die Beurteilung ist stets die Größe der Stadt entscheidend. Bei *Klein-* und *Mittelstädten* ist es im allgemeinen möglich, die ganze Siedlung entlang der örtlichen Verkehrsachse, die den Bahnhof mit dem alten Kern verbindet, zu gestalten. (Die Lage des Bahnhofes ist dabei für die Stadtanlage entscheidend.) Die strahlenförmige Ausbreitung der Stadt um einen alten Kern erhöht die Verkehrsbedürfnisse und Verkehrsschwierigkeiten. In *Großstädten* soll der Hauptpersonnenbahnhof dem Mittelpunkt des städtischen Lebens so nah wie möglich sein. Die

Güterbahnhöfe sind so zu verteilen, daß kein überflüssiger Straßenverkehr entsteht und vor allem der historisch wertvolle Kern verschont bleibt. Daraus ergibt sich jeweils ein Grundrisschema, das von Fall zu Fall verschieden sein wird.

Zusammenfassung.

Der Einbruch der Naturwissenschaften und der Technik hat vor rund 100 Jahren das Jahrtausende alte Gebäude der abendländischen Kultur und Kunst ins Wanken gebracht. Der strukturelle Einbruch findet seine Ergänzung in dem Verfall der bisherigen mehr oder weniger festungsumgürteten Stadtbaukunst.

Über der immer größeren Freude an technischen Einzelleistungen verlor man die führende Aufgabe der umfassenden Stadtneugestaltung völlig aus den Augen. Man war weder dem Angriff der Technik noch der Größe der Aufgabe gewachsen, die mit Eisenbahn und Industrie heraufzog.

Auch jetzt noch ist das Bild, das sich bei einem Überblick über die Entwicklung der einzelnen Städte und Länder ergibt, keineswegs befriedigend. Drei große Gesichtspunkte lassen sich herauschälen:

1. Ist der Organismus der Stadt grundsätzlich richtig, dann wird auch die Technik des Nahverkehrs ihre Aufgaben unter allen Umständen rechtzeitig und richtig lösen. Um so enger wird dies der Fall sein, je mehr der Verkehr in seiner Gesamtheit als primäre Grundlage und gestalterischer Faktor des Städtebaues erkannt wird. Dies setzt aber eine einheitliche, wirklich städtebauliche und raumordnende Generalführung voraus. Sie fehlt in vielen Fällen, weil

2. die Verwaltung mit der Entwicklung der Technik und Naturwissenschaften nicht mitgegangen ist. Hier klingt fast überall der Ruf nach einer neuzeitlich aufgebauten Verwaltung mit starker technischer Beteiligung durch. Oft können die technischen Möglichkeiten nicht ausgeschöpft werden, da es an der erforderlichen Erkenntnis, Organisation und Leitung fehlt, während z. B. die industriellen Verwaltungen meistens darin schon erheblich weiter sind.

3. Aber auch die besten Verwaltungen können die großen Aufgaben der Gegenwart nicht lösen, wenn Bau und Bodenrecht als Grundlagen von Städtebau und Landesplanung nicht mitgegangen sind, wenn sie noch zu sehr materialisiert sind, anstatt das Ganze über das Einzelne zu setzen.

Deshalb werden die Städte erst dann wieder die organische Gestaltung früherer Jahrhundert erhalten, wenn sie *sowohl für sich wie als Teile übergeordneter Räume schöpferisch und einheitlich gestaltet werden, und Recht und Verwaltung hierfür die Grundlagen bieten.*

Dann werden auch die Auswirkungen einer falsch angewandten Technik zu entmaterialisieren und zu überwinden sein.

Schrifttum über Nahverkehr.

BLUM, O.: Städtebau, 2. Aufl. Berlin 1937. — LADEMANN u. LEHNER: Der öffentliche Nahverkehr der Gemeinden. Leipzig 1937. — LEHNER: Die Linienführung innerstädtischer Verkehrsmittel. Arch. f. Eisenbahnwesen, Berlin 1932. — KELLERER, H.: Verkehrsstatistik. Berlin 1936. — NIEMEYER, R.: Kraftverkehr, Städtebau und Landesplanung. Planungswissenschaftliche Arbeitsgemeinschaft, München 1935. — NIEMEYER, R. mit HENNING, V.: Städtebau und Nahverkehr. Verkehrstechnik, Heft 18/19. 1939. — SCHIMPF: Die städtischen Verkehrsmittel. In Handbibliothek für Bauingenieure, II. T., Bd. I: Städtebau. Berlin 1921. — WEHNER, B.: Grenzen des Stadtraumes vom Standpunkt des innerstädtischen Verkehrs. Würzburg 1934. — GIESE: Die Tarifverhältnisse und die Wirtschaftlichkeit der BVG. Berlin 1931. — NIEMEYER, R.: Städtebau u. Nahverkehr (Reichsarbeitsgemeinschaft f. Raumforschung). Leipzig 1941.

Massivbau.

Von

Dr.-Ing. F. DISCHINGER

o. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

Während die Steinbauten ebenso alt sind wie die Kulturgeschichte der Menschheit und zahlreiche Betonbauten schon von den alten Römern errichtet wurden, erfolgte die Einführung des Stahlbetons in das Bauwesen erst in den beiden letzten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts. Die große Bedeutung des Baustoffes Stahlbeton geht schon aus der Tatsache hervor, daß er sich in kürzester Zeit auf allen Gebieten des Bauwesens durchsetzte. Infolge des monolithischen Zusammenhangs des Stahlbetons wurden mit seiner Einführung eine Menge neuer statischer Probleme aufgeworfen, die in wenigen Jahrzehnten weitgehend gelöst wurden und zu einer Befruchtung des ganzen Bauingenieurwesens beitrugen. Es sei in diesem Zusammenhang nur verwiesen auf: Die Theorie der vielfach statisch unbestimmten Rahmentragwerke mit veränderlichen Trägheitsmomenten auf Grundlage der Festpunkte, die Theorie der zweidimensionalen kreuzweis gespannten Platten und Pilsdecken, die Theorie der wandartigen hohen Träger, die Theorien über die elastischen und plastischen Verformungen der Bogentragwerke und die vor etwa 15 Jahren in das Bauwesen eingeführten räumlichen Schalensysteme, die dem weitgespannten massiven Hallenbau ganz neue große Entwicklungsmöglichkeiten gegeben haben. Aber auch im Tiefbau ist der Stahlbetonbau heute ein unentbehrlicher Baustoff geworden, für Schleusen und Dockbauten, für Kaimauern und Hellinge usw. Auch die Druckluftgründungen der Pfeiler unserer großen Brückenbauten erfolgen heute fast ausschließlich mittels Stahlbetonsenkstäben.

Große Verdienste um die Entwicklung des Stahlbetons hat sich der Deutsche Betonverein erworben. Auf dessen Veranlassung wurde im Jahre 1906 in engster Zusammenarbeit mit den staatlichen und städtischen Behörden und den wirtschaftlichen Vereinigungen der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton gegründet, der große Mittel für die Durchführung von Versuchen zur Verfügung stellte, welche an den verschiedenen Materialprüfungsanstalten durchgeführt wurden und deren Ergebnisse in den zahlreichen Forschungsheften des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton veröffentlicht wurden. Die Versuche dienten als Grundlage für die Deutschen Stahlbetonbestimmungen, in welchen die DIN 1045 bis 1048 zusammengefaßt sind und die für die Ausführungen in Stahlbeton verpflichtend sind¹.

Diese Bestimmungen werden als bekannt vorausgesetzt und hier nicht wieder gegeben, einerseits wegen des beschränkten Raumes, andererseits weil sie entsprechend den fortschreitenden Erkenntnissen von Zeit zu Zeit geändert werden. Das gleiche gilt auch für die übrigen Bestimmungen wie z. B. die DIN 1075 für die Berechnung massiver Brücken.

Der im Rahmen dieses Taschenbuches zur Verfügung stehende Raum ist zu klein, um das gesamte Gebiet des Stahlbetons umfassend zu bearbeiten. Der Verfasser war jedoch bemüht, alle Grundlagen und wichtige Probleme des Massivbaues und die neuesten Erkenntnisse sowohl auf theoretischem wie auch auf konstruktivem Gebiet darzustellen.

¹ GEHLER: Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932. Berlin 1933.

I. Die grundlegenden Eigenschaften des Betons und des Stahlbetons.

A. Die Grundlagen der Verbundwirkung.

Der Beton besitzt eine sehr hohe Druckfestigkeit, aber im Verhältnis dazu nur eine geringe Schubfestigkeit und eine noch geringere Zugfestigkeit. Infolgedessen muß nach den Stahlbetonbestimmungen die Zugfestigkeit des Betons bei der Bemessung außer acht gelassen und die gesamten Zugkräfte müssen durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden.

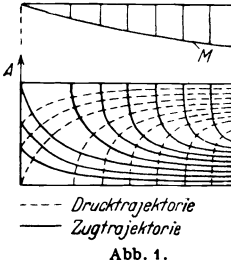


Abb. 1.

Die Tragfähigkeit von auf Biegung beanspruchten Stahlbetonkonstruktionen beruht also auf den sich gegenseitig ergänzenden Wirkungen der Werkstoffe Beton und Eisen, wobei dem Beton die Druckkräfte und dem Eisen die Zugkräfte zugewiesen werden. Dementsprechend müßte man vom theoretischen Standpunkt aus gesehen bei einem Balken die Spannungstrajektorien ermitteln und die Zugeisen, dem Verlauf der Zugtrajektorien folgend, gekrümmt nach Abb. 1 einlegen, die darauf hinweist, daß der auf Biegung beanspruchte Balken als ein System von zahlreichen Druck- und Zuggewölben, die sich gegenseitig das Gleichgewicht halten, aufgefaßt werden kann. Die durchgeführten Versuche zeigen aber; daß man die gleiche Tragfähigkeit auch durch gerade und aufgebogene Zugeisen in Verbindung mit den Bügeln erreicht (Abb. 1a).

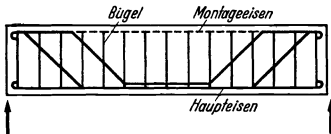


Abb. 1 a.

Das Zusammenwirken von Beton und Eisen setzt einen unverschieblichen Zusammenhang der beiden Teile des Verbundkörpers voraus. Die Grundlage hierfür ist die Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen. Die Adhäsion zwischen den Eisen und dem Beton wird noch verstärkt durch Reibung, weil sich der Beton

beim Abbinden durch Schwinden verkürzt und als Folge davon stehen die Eisen unter äußerem Druck. Zu beachten ist auch, daß der Gleitwiderstand durch die Unebenheiten der Walzhaut der Eisen erhöht wird; die durchgeführten Versuche zeigen, daß geglättete Eisen einen wesentlich geringeren Gleitwiderstand aufweisen.

Sehr wesentlich für das Zusammenwirken von Beton und Eisen ist des weiteren, daß beide Werkstoffe fast die gleichen Wärmedehnungszahlen haben. Wäre dies nicht der Fall, dann würde ein Teil der Haftung schon in Anspruch genommen werden, um die verschiedenartigen Längenänderungen der beiden Werkstoffe bei Temperaturänderungen zu verhindern.

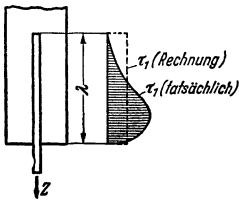


Abb. 2.

Die Haftung nimmt mit der Betongüte zu. Da die Zugkräfte in den Eisen mit der Querschnittsfläche $\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)$, die Haftflächen dagegen nur mit dem

Umfang (πd) anwachsen, erfordern dicke Eisen eine entsprechend größere Haftlänge. Um das Herausziehen der Eisen aus dem Beton zu verhindern, sind bei Handelsstahl bei Belastung bis zum Bruch ungefähr folgende Haftlängen erforderlichlich:

Rundeisen	∅ 10,	Haftlänge = 20 cm,
„	∅ 20,	„ = 52 cm,
„	∅ 30,	„ = 78 cm.

Dabei verteilen sich die Haftspannungen nicht gleichmäßig auf die Haftlänge, sondern annähernd nach der in Abb. 2 angegebenen Linie, so daß die Größtwerte

der Haftspannungen wesentlich größer als die aus einer gleichmäßig verteilten Haftung berechneten Spannungen sind.

Gegenüber sich oftmals wiederholenden Wechselbeanspruchungen der Eisen gibt bei starken Eisen die Haftung allein keine restlose Sicherheit gegenüber Gleiten, weil sich infolge dieser wechselnden Spannungen das Eisen an der Stelle der größten Haftspannung vom Beton lösen kann, wodurch die Kurve der Haftspannungen der Abb. 2 näher an das Eisenende heranrückt. Zur restlosen Sicherung müssen deshalb bei Zugbeanspruchung die Eisen mit Haken versehen werden, und zwar in Form von Rund- oder Spitzhaken nach Abb. 3, während bei Druckeisen rechtwinklige Abbiegungen nach Abb. 3a genügen. Bei sehr starken Eisen besteht die Gefahr, daß durch die großen Verankerungskräfte der Beton an den Haken gesprengt wird. Es empfiehlt sich deshalb, eine weitere Sicherung durch eine Spiralumwicklung der Haken zu schaffen (Abb. 4). Diese Verbesserung ergibt sich als Folge der behinderten Querdehnung des Betons. Zugleich sollte man bei starken Eisen für die Haken möglichst große Krümmungsradien verwenden. Das gleiche gilt auch für die Abbiegungen, durch welche auf den Beton ebenfalls große Druckkräfte ausgeübt werden.

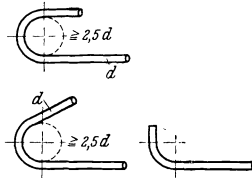


Abb. 3 und 3a.

Die Haftfestigkeit beträgt bei den stärkeren Rundeisen 15 bis 20 kg/cm² und steigt bei den dünnen Eisen bis rd. 40 kg/cm² an. Die nach unseren Bestimmungen zulässige gemittelte Haftspannung ist mit 5 kg/cm² festgelegt. Die hierbei notwendige Haftlänge folgt aus der Gleichgewichtsbedingung

$$Z = F_e \sigma_e = U \lambda \tau_1, \text{ wenn } U \text{ der Umfang des Eisens ist.}$$

$$\lambda = \frac{F_e}{U} \frac{\sigma_e}{\tau_1} = \frac{\pi d^2/4}{\pi d} \frac{\sigma_e}{\tau_1} = \frac{\sigma_e}{\tau_1} \frac{d}{4}.$$

Hieraus folgt für Handeisen mit $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$:

$$\lambda = \frac{1200}{5 \cdot 4} d = 60 d$$

und für hochwertiges Eisen mit $\sigma_e = 1500 \text{ kg/cm}^2$:

$$\lambda = \frac{1500}{5 \cdot 4} d = 75 d.$$

Mit Rücksicht auf die zusätzliche Sicherung der Eisen durch Haken werden in den Bestimmungen nur Haftlängen von $\lambda = 40 d$ für Handelsstahl und $\lambda = 50 d$ für hochwertigen Stahl gefordert.

Eine weitere wesentliche Grundlage des Stahlbetons ist die Rostsicherheit der Eisen. Diese wird gewährleistet durch eine dichte Umschließung der Eisen mit einer Haut aus Zement. Das Vorhandensein und die Erhaltung dieser Schutz-haut ist ein unbedingtes Erfordernis für eine große Dauerfestigkeit des Stahlbetons. Die dichte Umkleidung der Eisen von der Betonmasse läßt sich im allgemeinen nur bei weichem Beton erreichen. Bei erdfeuchtem Beton ist dies nicht gewährleistet und aus diesem Grunde müssen bei dieser Betonart die Eisen kurz vor dem Einbringen mit Zementmilch eingeschlemmt werden. Auch bei weichen Betonen ist die Sicherheit dieser Umkleidung nur bei nicht zu knapper Zementbeimischung sichergestellt.

Risse im Beton gefährden den Bestand der Eisen, weil dadurch rostbildende Gase oder Flüssigkeiten an die Eisen gelangen können. Die feinen Haarrisse, die sich bei den auf Biegung beanspruchten Stahlbetonkonstruktionen auch bei Einhaltung der zulässigen Eisenspannungen ergeben, weil der Beton eine wesentlich geringere Dehnungsfähigkeit als das Eisen besitzt, beschädigen jedoch die das Eisen schützende Zementhaut nicht. Sobald man aber mit für das Eisen schädlichen Gasen oder Flüssigkeiten zu rechnen hat, sollte die Betonüberdeckung der Eisen über das vorgeschriebene Mindestmaß hinaus erhöht werden.



Abb. 4.

B. Die Eigenschaften der einzelnen Verbundwerkstoffe.

Stahl, Zement und Zuschlagstoffe.

1. **Der Stahl.** Wir verwenden im Stahlbeton sowohl den Handelsstahl wie auch den hochwertigen Betonstahl, ferner eine Reihe von Sonderstählen, für die besondere Zulassungen bestehen. Ausführliche Angaben über die Werkstoffeigenschaften dieser Stähle sowie über kalt gereckte Sonderstähle mit erhöhter Streckgrenze finden sich im Abschnitt „Baustoffe und ihre Eigenschaften“ S. 413.

Besonders sei nochmals betont, daß wir von dem im Stahlbeton verwendeten Stählen eine hohe Bruchdehnung fordern müssen, und zwar werden für den Handelsstahl 20% und für den hochwertigen Stahl 18% Bruchdehnung verlangt. Das ist notwendig, um die Abbiegungen und Haken ohne Rissebildung trotz der hierbei auftretenden starken Dehnungen der äußeren Fasern kalt biegen zu können.

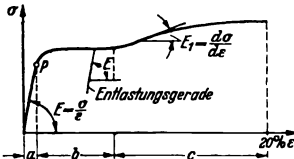


Abb. 5. a = elastischer Bereich,
b = Fließbereich,
c = Verfestigungsbereich.

In der Abb. 5 ist das Spannungs-Dehnungsdiagramm für Handelsstahl dargestellt. Der Elastizitätsmodul ist bis zur Proportionalitätsgrenze durch den konstanten Wert $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$ (Hookesches Gesetz), im Fließbereich und dem

daran anschließenden Verfestigungsbereich dagegen durch $E_1 = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ gekennzeichnet. Tritt im Bereich des veränderlichen Moduls $E_1 = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ eine Entlastung auf, so ist für die daraus folgenden Formänderungen wieder der Modul des elastischen Bereiches E und nicht E_1 maßgebend. Als Folge daraus ergeben sich bleibende Formänderungen. Dieselbe Erscheinung, die von wesentlicher Bedeutung für Knickuntersuchungen ist, werden wir später auch bei dem Beton feststellen.

Des weiteren müssen wir fordern, daß die Stähle geschweißt werden können, weil wir bei den weitgespannten Balkenbrücken und Hallenbauten oft sehr lange, starke Eisen benötigen, deren Stöße auf andere Weise wirtschaftlich nicht hergestellt werden können. Bei diesen starken Eisen sind Stöße durch Überdecken der Eisen nicht zulässig und bei Verwendung von Spannschlössern müßte eine erhebliche Schwächung des Gewindequerschnitts in Rechnung gestellt werden, abgesehen davon, daß durch das dicke Spannschloß Sprengwirkungen im Beton ausgelöst würden. Für die Schweißung dieser starken Eisen ist die Widerstandsschweißung vorgeschrieben, die als Stumpfabschmelzschweißung ausgeführt werden muß.

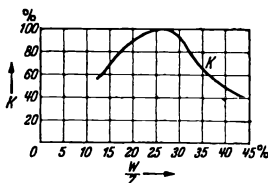


Abb. 6. Abhängigkeit der Festigkeit K des Zementes von $\frac{W}{Z}$.

2. **Der Zement.** Hierzu siehe die ausführlichen Darlegungen im Abschnitt „Baustoffe und ihre Eigenschaften“. Für das chemische Abbinden des reinen Zements sind rd. 25 bis 30% Wasser, bezogen auf das Zementgewicht, notwendig (Gewichtsprozente). Hier von werden etwa 12 bis 15% chemisch gebunden, während der Rest ungebunden in den Poren des abgebindenen Zements verbleibt. Bei 25 bis 30% Wasserbeimischung erhält man die besten Zement-

festigkeiten. Ändert man das Verhältnis von $\frac{\text{Wassergewicht}}{\text{Zementgewicht}}$, das mit Wasserzementfaktor bezeichnet wird, nach oben oder unten ab, dann geht die Festigkeit zurück. Nimmt man weniger Wasser, dann steht für den Abbindeprozeß nicht mehr genügend zur Verfügung, nimmt man zu viel Wasser, dann geht ebenfalls die Festigkeit zurück, wie aus dem Diagramm der Abb. 6 hervorgeht.

Der Wasserzementfaktor ist auch für die Beurteilung der Festigkeit der Betonmischungen von gleicher Bedeutung, jedoch können wir, wie später noch erörtert

wird, den absolut günstigsten Wert des Wasserzementfaktors von 0,25 bis 0,30 niemals erreichen, weil einerseits der Beton in dieser trockenen Form nicht verarbeitbar ist und andererseits auch die Zuschlagstoffe Wasser binden.

3. Die Zuschlagstoffe. Die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe ist von grundlegender Bedeutung für die Festigkeit des Betons. Wir unterscheiden bei den Zuschlagstoffen

- Feinsand mit Korngrößen . . . von 0 bis 1 mm
 - Grobsand mit Korngrößen . . . von 1 bis 7 mm
 - Betonfeinkies mit Korngrößen . von 7 bis 30 mm
 - Betongrobkies mit Korngrößen . von 30 bis 70 mm
- } Betonsand
} Betonkies

Bei den Stahlbetonbauten des Hoch- und Brückenbaues kommen nur Korngrößen bis 30 mm in Frage, während bei den Stahlbetonbauten des Tiefbaues wie Schleusen, Docks u. ä., bei denen starke Bewehrungsseisen in größeren Abständen benutzt werden, auch das größere Korn bis 70 mm verwendet werden kann.

Je geringer die Hohlräume des aus Sand und Feinkies zusammengesetzten Betonkiessandes sind, um so geringer ist die Zementmenge, die für die Verbindung der einzelnen Körner notwendig ist. Hierzu ist eine einigermaßen stetige Abstufung der einzelnen Korngrößen, insbesondere im Bereich des Sandes erforderlich.

Die grundlegenden Untersuchungen hierüber wurden von FULLER durchgeführt (Idealsieblinien). Hiernach ergibt sich die in Abb. 7 dargestellte Parabel als Siebcurve, und zwar gibt uns die FULLER-Parabel eine gute Kornzusammensetzung für jedes beliebige Größtkorn D der Zuschlagstoffe. Sie ist für die Zusammensetzung des Sandes wie auch des Betonkiessandes von 0 bis 30 mm zu benutzen. Unter der Abb. 7 sind diese Korngrößen des Betonkiessandes von 0 bis 30 mm aufgetragen. Die Schnittpunkte der Senkrechten durch die einzelnen Korngrößen mit der FULLER-Parabel kennzeichnen dann die richtige Sieblinie des Betonkiessandes.

Man kann in gewissen Grenzen von der FULLER-Parabel abweichen, ohne daß dadurch die Festigkeiten herabgesetzt werden. In den deutschen Bestimmungen sind deshalb nicht bestimmte Sieblinien, sondern bestimmte Bereiche vorgeschrieben. Die Abb. 8 zeigt die amtliche Siebcurve für Kiessand von 0 bis 30 mm. Hiernach erhält man, wenn die dem vorhandenen Gemisch entsprechende Sieblinie innerhalb des Bereiches der beiden Grenzlinien D und E liegt, einen besonders guten Beton, dagegen bei größerer Überhöhung der Sieblinie, wenn diese in dem Bereich der Linien E und F liegt, einen weniger guten. Dieser erstere Bereich muß bei Zulassung der höheren Spannungen nach § 29, Ziffer 2 der Eisenbetonbestimmungen eingehalten werden, wobei zusätzlich die Zuschläge von 0 bis 7 mm und von 7 bis 30 mm getrennt an die Mischmaschine geliefert werden müssen. Beliebig in den angegebenen Bereichen verlaufende Siebcurven zeigen zwar nicht die vollkommene Stetigkeit der Körnungen wie die FULLER-Parabel, ergeben aber trotzdem annähernd die gleichen Festigkeiten. Je

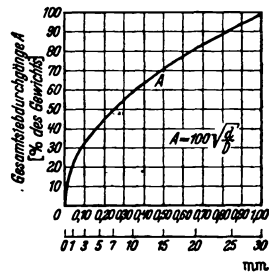


Abb. 7. Die FULLER-Parabel für die Betonzuschläge.

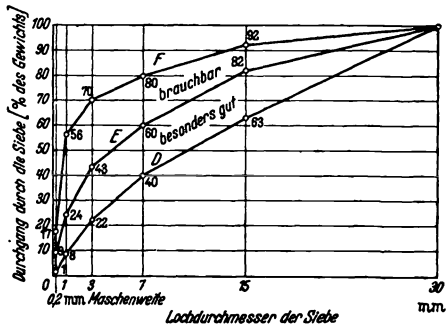


Abb. 8.

mehr die Sieblinie erhöht ist, um so sandreicher sind die Mischungen, womit die Festigkeiten zurückgehen. Je geringer die Überhöhungen sind und je mehr sich die Sieblinie der Grenzlinie *D* nähert, um so besser werden die Festigkeiten, andererseits wird damit aber auch das Verarbeiten des Betons schwieriger, weil die sog. Sperrigkeit des Mischgutes zunimmt. Diese bedingt entweder eine sorgfältigere Verarbeitung oder eine Erhöhung des Wasserzusatzes, womit aber, wie wir noch sehen werden, die Festigkeit wieder zurückgeht.

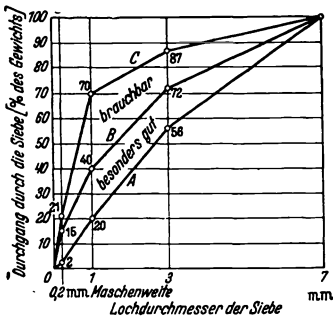


Abb. 8a.

Die Zusammensetzung der feinen Körnung von 0 bis 7 mm ist demnach wesentlich wichtiger als die der groben Körnungen. Dem trägt der ABRAMSSCHE FEINMODUL Rechnung, der für eingehendere Untersuchungen verwendet wird.

Trägt man die Sieblinien der Betonzuschläge in der Abszisse nicht in gewöhnlichem Maßstab, sondern in einem logarithmischen auf, so zeigen alle Sieblinien, bei denen die Fläche *F* der Abb. 9 gleichen Flächeninhalt besitzt, Zuschläge von gleichem Festigkeitsbildungswert an. Hierbei ist selbstverständlich immer

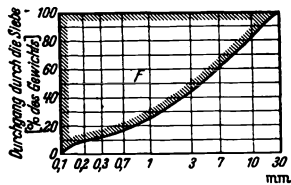


Abb. 9. Der ABRAMSSCHE FEINMODUL (Korngrößen in log. Maßstab).

der gleiche Maßstab bei der Auftragung vorausgesetzt [s. hierzu HUMMEL: „Die Auswertung der Siebanalysen und der ABRAMSSCHE FEINMODUL“. Zement 19 (1930) S. 355 und Zement 21 (1932) S. 687]. Bei Straßendecken, bei denen nicht nur eine hohe Festigkeit, sondern auch eine hohe Verschleißfestigkeit erforderlich ist, wofür an allen Stellen eine ganz gleichmäßige Körnung der Zuschlagstoffe vorhanden sein muß, empfiehlt es sich, die Zuschlagstoffe nicht nur nach Sand und Feinkies zu trennen, sondern das Material in drei oder vier Körnungen an die Mischmaschine zu liefern. Neben der hohen Festigkeit muß der Deckenbeton auch zugleich leicht nach den gegebenen Profilen verarbeitet werden können. Deshalb hat man in diesbezüglichen Sondervorschriften die untere Begrenzungslinie *D* etwas gehoben, um ein Kompromiß zwischen der leichteren Verarbeitbarkeit und guter Festigkeit zu erhalten (s. hierüber „Merkblatt für Betonstraßen“ und „Richtlinien für Fahrbahndecken“). Diese Hebung der Sieblinie ist besonders notwendig, wenn sperriger Splitt den Zuschlagstoffen beigemischt wird.

Die Betonfestigkeit wird vermindert, wenn die Eigenfestigkeit der Zuschlagstoffe unter der Zementfestigkeit liegt, sie kann aber andererseits niemals über die Zementfestigkeit anwachsen, weil der Bruch immer durch die Überwindung der Festigkeit des schwächeren Stoffes ausgelöst wird. Daß man trotzdem vielfach durch Beisetzen von Splitt höhere Festigkeiten erreicht, hängt nicht mit der Eigenfestigkeit der Zuschlagstoffe, sondern mit dem dadurch erzielten besseren Verband zusammen. Dieser Einfluß des besseren Verbandes macht sich jedoch nur bei erdfeuchten Betonen bemerkbar. Je weicher der Beton angemacht wird,

Erfahrungsgemäß haben Abweichungen von den Sieblinien bezüglich der größeren Körnungen nur einen geringen Einfluß auf die Festigkeiten, während Abweichungen in den feineren Körnungen 0 bis 7 mm viel wesentlicher sind. Für die Zusammensetzung des wichtigeren Sandes kann deshalb auch das amtliche Siebdiaagramm der Abb. 8a für Sand 0 bis 7 mm benutzt werden. Dem Betonsand sind entsprechend dem Siebdiaagramm der Abb. 8a 40 bis 60% Feinkies zuzusetzen, um eine Sieblinie im Bereich zwischen *D* und *E* zu erhalten und 20 bis 40%, um im Bereich zwischen *E* und *F* zu bleiben.

Die Zusammensetzung der feinen Körnung von 0 bis 7 mm ist demnach wesentlich wichtiger als die der groben Körnungen. Dem trägt der ABRAMSSCHE FEINMODUL Rechnung, der für eingehendere Untersuchungen verwendet wird.

Bei Straßendecken, bei denen nicht nur eine hohe Festigkeit, sondern auch eine hohe Verschleißfestigkeit erforderlich ist, wofür an allen Stellen eine ganz gleichmäßige Körnung der Zuschlagstoffe vorhanden sein muß, empfiehlt es sich, die Zuschlagstoffe nicht nur nach Sand und Feinkies zu trennen, sondern das Material in drei

um so mehr wird der bessere Verband infolge des Splittbetons wieder durch den vermehrten Wasserzusatz ausgeglichen, der notwendig wird, um den Splittbeton gut verarbeiten zu können. Bei weicherem Beton kann demnach dieser Vorteil nur bewahrt werden, wenn dem Splittbeton weicherer Konsistenz das reichlichere Anmachwasser nach dem Einbringen wieder durch besondere Maßnahmen entzogen wird.

Die meisten Gesteinsarten sind als Zuschläge für den Beton geeignet wie z. B. Granit, Syenit, Trachyt, Porphyrit, Diorit, Basalt, Porphy, Quarz, Quarzit, Grauwacke und harte Kalksteine sowie Sandsteine mit hoher Eigenfestigkeit, die nicht durch tonige Bindemittel verkittet sind. Auch zerkleinerte künstliche Stoffe wie Kessel- und Hochofenschlacke und Kupferschlacken sind besonders brauchbar. Nicht verwendbar dagegen sind Anhydritgesteine, Gipsgesteine und schwefelhaltige Gesteine, da sie zu Treiberscheinungen führen. Desgleichen sind auch glaseige und verwitterte Gesteine auszuschließen. Wenn der aus dem Gestein gebrochene Splitt zur Schieferung neigt, so ist doppeltes Brechen notwendig, um die durch die Schieferung bedingte Erschwernis in der Verarbeitung des Betons auszuschließen. Zusatz von Kalksplitt ergibt eine hohe Feuersicherheit. Derartige Beton ist demnach sehr geeignet für die Ummantelung von Stahlkonstruktionen. Für Bauteile, die im Betrieb hohen Temperaturen ausgesetzt sind, müssen Zuschlagstoffe mit geringer Wärmeleitfähigkeit und geringer Wärmeausdehnung (Bims, Schlacke usw.) verwendet werden.

Für die Herstellung von Leichtbeton sind Bimsgesteine sehr brauchbar, deren Eigenfestigkeit jedoch wesentlich unter der Zementfestigkeit liegt. Infolgedessen ergeben sich hierbei starke Abminderungen der Festigkeit, die um so größer sind, je geringer das spezifische Gewicht des erhärteten Betons ist.

C. Die Zubereitung des Betons und seine Verarbeitung.

Drei Faktoren sind von grundlegender Bedeutung für die Festigkeit, Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit des Betons. Diese sind: die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, die im vorhergehenden Abschnitt erörtert wurde, die Zementmenge und die Größe des Wasserzusatzes.

1. Der Einfluß des Wasserzusatzes.

Je nach dem Wasserzusatz unterscheiden wir drei Konsistenzen des Betons, den erdfeuchten, den weichen oder plastischen Beton und den flüssigen Beton. Der Wassergehalt richtet sich vor allem nach der vorgesehenen Verarbeitungsweise des Betons, nach der Art und Eigenfeuchtigkeit der Zuschlagstoffe und ihrer Wasseraufnahmefähigkeit, nach dem Mischungsverhältnis und der Witterung.

Der Beton für Stahlbetonarbeiten muß mindestens so weich verarbeitet werden, daß die Eiseneinlagen mit Sicherheit vollständig und dicht umschlossen und mit einer Haut aus Zementschlemme umkleidet werden. Andererseits soll aber der Wasserzusatz in keinem Fall größer sein, als es die vorgesehene Arbeitsweise verlangt, da ein Wasserüberschuß, wie wir noch sehen werden, die Festigkeit stark herabsetzt.

Je nach dem Wasserzusatz unterscheiden wir den erdfeuchten Beton mit etwa 6 bis 8 % Wasser, den weichen oder plastischen Beton mit etwa 8 bis 11 % Wasser, den flüssigen Beton mit etwa 11 bis 14 % Wasser. Hierbei ist der Wasserzusatz in Prozenten des Gewichts der losen Masse bestehend aus Zement und Zuschlagstoffen (Trockenmischung), deren spezifisches Gewicht im Mittel 1800 bis 1850 kg/m³ beträgt, angegeben, so daß z. B. 9 Gew.-% Wasser $9 \cdot 18,5 = 166,5$ l für 1 cbm lose Masse ergeben.

a) Der erdfeuchte Beton enthält nur soviel Wasser, als zum Abbinden des Betons erforderlich ist. Bei ihm wird erst gegen Ende des Stampfens die Oberfläche des Betons feucht. Ist der Wasserzusatz zu gering, so leidet die Festigkeit, weil nicht mehr genügend Abbindewasser zur Verfügung steht. Der Stampfbeton ist jedoch für Stahlbetonarbeiten nur beschränkt verwendbar, weil er einerseits

wegen der Eiseneinlagen nicht ausreichend gestampft werden kann und sich dadurch leicht Nester bilden, und andererseits werden die Eisen nicht genügend mit Zementschlemme umhüllt, so daß der Rostschutz nicht hinreichend gewährleistet ist und auch die Haftfestigkeit zurückgeht. Wegen des Rostschutzes der Eisen wird in den Bestimmungen verlangt, daß bei Stampfbeton die Eisen kurz vor dem Betonieren mit Zementschlemme gestrichen werden. Die einzelnen Stampfschichten sollen nicht höher als 15 cm sein, damit das Stampfen überall wirksam bleibt. Die Stampfung soll möglichst rechtwinklig zur Druckrichtung erfolgen. Ist dies nicht möglich, so sind die Schichten gleichlaufend mit der Druckrichtung einzubringen. Sobald aber die Verarbeitung des Stampfbetons nicht durch Stampfen, sondern mittels des amerikanischen Tauchrüttlers erfolgt, läßt sich auch der erdfeuchte Beton einwandfrei verarbeiten und die Bewehrungs-eisen werden hinreichend mit Zementschlemme umhüllt. Dies ist eine Folge der hohen Frequenz dieses Rüttlers. Die ruhende Reibung des Gemisches wird in die mehrfach geringere Reibung der Bewegung umgesetzt, wodurch trotz des geringen Wassergehaltes der Stampfbeton den Eindruck eines plastischen Betons erweckt. Allerdings kann dieser Tauchrüttler mit Rücksicht auf seine Größe nur bei stärkeren Betonabmessungen, d. h. vor allem im Tiefbau verwendet werden.

b) Der weiche Beton mit 8 bis 11 Gew.-% Wasser ist für die üblichen Stahlbetonarbeiten am geeignetsten. Für seine einwandfreie Verdichtung genügt das sorgfältige Stochern und Abklopfen der Schalungen. Sehr vorteilhaft wirken auch Vibrierapparate, die an den Schalungen oder den Eiseneinlagen befestigt werden. Hierdurch wird nicht nur die Verdichtung verbessert, sondern es wird auch das überflüssige Wasser durch die Fugen der Holzschalungen abgedrängt und damit die Festigkeit erhöht. Der weiche Beton ist als der heute im Stahlbetonbau in der Regel verwendete anzusprechen. Tauchrüttler sind bei dem plastischen Beton mit hohem Wasserzusatz nicht verwendbar, weil sie Entmischung herbeiführen. Die richtige Konsistenz des weichen Betons wird durch die Ausbreitprobe festgestellt. Bei dieser darf der Durchmesser des ausgebreiteten Betons nach erfolgter Probe nicht mehr als 50 cm betragen.

c) Der flüssige Beton dagegen darf ein Ausbreitmaß von 65 cm bei 11 bis 14 % Wassergehalt haben. Mit dem Wassergehalt gehen nicht nur die Festigkeit, der Elastizitätsmodul und die Verschleißfestigkeit zurück, sondern es nimmt auch das Schwindmaß des Betons zu, auf das wir noch zu sprechen kommen. Der flüssige Beton wird mittels Rinnen eingebracht, deren Neigung so festzulegen ist, daß der Wasserzusatz möglichst gering gehalten werden und der Beton sich nicht entmischen kann. Um dieses Entmischen zu verhindern, muß der flüssige Beton eine sehr große Mörtelmenge (Gemisch von Zement und Grobsand) besitzen, so daß die Grobteile im Mörtel schweben und der Beton die für das Fließen in den Rinnen erforderliche Geschwindigkeit erhält. Seine Sieblinie muß ungefähr bei der Linie *E* des Siebdiagramms der Abb. 8 liegen.

2. Der Zementgehalt und die Berechnung der erforderlichen Zuschlagstoffe.

In ähnlicher Weise wie die Festigkeiten des Betons mit dem Wasserzusatz abnehmen, nehmen sie entsprechend der Größe der Zementbeimengung zu. Nach den Stahlbetonbestimmungen sind Mindestmengen von Zement für die Betongemische vorgeschrieben, und zwar für Bauten im Freien 300 kg je m³ abgebundenen Beton, im Inneren der Bauten bei Schutz gegen Feuchtigkeit 270 kg/m³. Wenn die Zuschläge Sand 0 bis 7 mm und Feinkies 7 bis 30 mm getrennt an die Mischmaschine geliefert werden, so dürfen die obigen Zementmengen auf 270 bzw. 240 kg/m³ ermäßigt werden, bei Brückenbauten dagegen sind immer wenigstens 300 kg zu verwenden.

Diese Festlegung der Mindestmengen erfolgt nicht mit Rücksicht auf die erforderlichen Festigkeiten, die vielfach auch bei geringeren Zementmengen erreicht werden, sondern mit Rücksicht auf die Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit des Betons. Da bei getrennter Anlieferung der verschiedenen Körnungen der Zuschlagstoffe diese Eigenschaften besser gewährleistet sind, ist die obige Ermäßigung vorgesehen.

In der ersten Entwicklung des Stahlbetonbaues ging man immer nur von den erforderlichen Festigkeiten aus und man hat vielfach wesentlich geringere Zementmengen als oben angegeben verwendet und dem Gesichtspunkt der Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit keine Aufmerksamkeit geschenkt. An den Folgen dieser Sparsamkeit, die als Kinderkrankheit des Betonbaues zu werten ist, haben wir heute in hohem Maße zu leiden, weil immer wieder auf Grund einzelner schlechter Ausführungen die Dauerhaftigkeit der Stahlbetonkonstruktionen angezweifelt wird. Um hier eine Besserung zu erzielen, müssen alle Bauschaffenden bestrebt sein, einen dauerhaften Beton herzustellen und zwar auch dann, wenn die dabei erreichten höheren Festigkeiten gar nicht erforderlich sind und es sollten die kleineren Schwierigkeiten, die sich aus der Korntrennung ergeben, gerne in Kauf genommen werden.

In einem dichten Beton werden alle Hohlräume des Sandes durch das Bindemittel Zement und die Hohlräume der groben Zuschlagstoffe wieder von dem aus Sand und Zement zusammengesetzten Mörtel ausgefüllt. Es muß aber noch ein Mörtelüberschuß von rd. 20 % vorhanden sein, weil mit einer ganz gleichmäßigen Verteilung des Mörtels und des Kieses nicht gerechnet werden kann. Außerdem aber ist es notwendig, daß der Wasserzusatz möglichst beschränkt wird und zugleich das für das Abbinden nicht notwendige Wasser durch eingehende Bearbeitung des Betons durch Rütteln, Vibrierapparate, Stochern usw. zum Austreten aus den Schalungen gebracht wird, weil durch das überschüssige Wasser bei der späteren Austrocknung feine Poren entstehen. In dieser Richtung gehen auch neuere Bestrebungen, mittels aufgepreßter Gummimatten das überschüssige Wasser abzusaugen.

Der Zementgehalt wird entweder durch das Mischungsverhältnis von Raumteilen Zement zu Raumteilen Kiessand in der Form 1:4, 1:5 usw. bestimmt oder durch die Angabe des Zementes in kg je m³ festen Beton. Bei der ersteren Angabe erhält man die notwendige Zementmenge je m³ Beton aus der Ausbeute und dem spezifischen Gewicht des lose eingefüllten Zementes. Beispiel: 1 Raumteil Zement und 4 Raumteile Kiessand ergeben bei einer Ausbeute von 0,75 insgesamt 5 · 0,75 = 3,75 m³ festen Beton. Die Ausbeute gibt demnach das Verhältnis des Volumens des fertigen Betons zu dem Volumen der Mischteile an. Vielfach arbeitet man auch mit dem Einstampungskoeffizienten, der dem reziproken Wert der Ausbeute entspricht. Bei einem mittleren spezifischen Gewicht des losen Zementes von 1200 kg/m³ wird die benötigte Zementmenge je m³ Beton $\frac{1200}{3,75} = 320 \text{ kg/m}^3$. In gleicher Weise ergibt sich die benötigte Menge Kiessand zu $\frac{4,00}{3,75} = 1,07 \text{ m}^3$ je m³ fertigen Beton. In allgemeiner Form lauten demnach die Gleichungen für die Ermittlung der Materialmengen

$$(1) \quad Z^{\text{kg}} = \frac{1200}{(1+n)\alpha}, \quad KS^{\text{m}^3} = \frac{n}{(1+n)\alpha},$$

wobei n die Anzahl der Raumteile Kiessand auf ein Raumteil Zement und α die Ausbeuteziffer sind. Da das spezifische Gewicht des losen Zementes stark wechselt, muß man sich, um Verluste zu vermeiden, von dem tatsächlichen Gewicht überzeugen. Bei guter Kornzusammensetzung und reichlicher Zementbeimischung kann die Ausbeute α bis über 0,8 ansteigen, bei ungeeigneter Körnung und mageren Mischungen kann α bis unter 0,65 herabgehen. Bei Bauvorhaben, bei denen die Körnung des Kiessandes nicht bekannt ist, ist es deshalb notwendig, sich zur Ermittlung der erforderlichen Baustoffmengen Klarheit über die Eigenschaften der zur Verfügung stehenden Zuschlagstoffe zu verschaffen. Wenn in der Ausschreibung die Zementmenge je m³ fester Masse vorgeschrieben ist, so sind nur die Mengen der Zuschlagstoffe fraglich.

Sobald Kies und Sand getrennt angeliefert werden, sinkt die Ausbeute ganz erheblich, weil bei der Mischung der Sand in die Hohlräume des Kieses hineinschlüpft. Die Materialmengen berechnen sich dann

$$(1a) \quad Z^{\text{kg}} = \frac{1200}{(1+n+m)\alpha_1}, \quad S^{\text{m}^3} = \frac{n}{(1+n+m)\alpha_1}, \quad K^{\text{m}^3} = \frac{m}{(1+n+m)\alpha_1}.$$

Hierbei sind n und m die Raumteile Grobsand und Kies und α_1 die durch das Vermischen von Sand und Kies verminderte Ausbeute, die rd. 15 bis 20 % unter der Ausbeute α bei ungetrennten Zuschlägen liegen kann.

Im Mittel sind bei einem spezifischen Gewicht des losen Zementes von 1200 kg/m³ bei ungetrennten Zuschlägen nachstehende Baustoffmengen erforderlich:

	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9	1:10	1:12	1:15
Z	400	320	270	230	200	180	160	145	125	100 kg
KS	1,00	1,07	1,13	1,16	1,18	1,20	1,22	1,23	1,24	1,25 m ³

Bei Korntrennung sind rd. 15 bis 20 % mehr Zuschlagstoffe erforderlich. Zu den angegebenen Mengen treten noch die unvermeidlichen Bauverluste hinzu.

3. Der Wasserzementfaktor des Betons.

Wie wir gesehen haben, nimmt die Festigkeit des Betons mit dem Zementgehalt zu und mit dem Wassergehalt ab. Ebenso wie bei dem Zement im Abschnitt B 2 können wir auch bei dem Beton die beiden Faktoren zusammenfassen und den Wasserzementfaktor W/Z einführen, durch den beide Einflüsse gekennzeichnet sind. Hierbei sind Wasser und Zement nach dem Gewicht einzusetzen. Je größer der Wasserzementfaktor ist, um so geringere Festigkeiten sind zu erwarten. Vergrößert man den Wasserzusatz, so muß man in gleichem Maße mehr Zement begeben, um die gleiche Druckfestigkeit zu erhalten. Den großen Einfluß des Wasserzementfaktors auf die Festigkeit zeigt die Abb. 10.

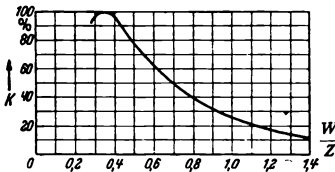


Abb. 10. Abhängigkeit der Betonfestigkeit vom Wasserzementfaktor.

Nach GRAF nimmt die Festigkeit sogar mit dem Quadrat des Wasserzementfaktors ab. In ähnlicher Weise wie die Druckfestigkeit geht mit zunehmendem Wasserzementfaktor die Zugfestigkeit des Betons, wenn auch in etwas geringerem Maße zurück. Der geringste Wasserzementfaktor ergibt sich bei dem üblichen Stampfbeton mit 6 % Wasser zu rd. 0,4, aber dafür hat der Stampfbeton den Nachteil der schlechten Verarbeitungsmöglichkeit und der ungenügenden Einschlemmung der Eisen mit der für den Rostschutz unbedingt erforderlichen Zementhaut. Diese schlechtere Verarbeitungsmöglichkeit zeigt sich auch darin, daß man mit schwach plastischem Beton ein etwas größeres Raumgewicht als mit dem üblichen Stampfbeton erreichen kann, womit zugleich eine größere Dichtigkeit verbunden ist. Der Nachteil des erdfuchten Betons läßt sich aber ausschalten, wenn er nicht mit Stampfern, sondern mit Tauchrüttlern verarbeitet wird. Hierbei kann der Wasserzementfaktor sogar unter 0,4 gebracht, und somit ein Optimum von Festigkeit erreicht werden. Mit Rücksicht auf die Schwindung bedarf ein wasserarmer Beton beim Erhärten einer feuchten Nachbehandlung. Bei reinem Zement hatten wir das Optimum des Wasserzementfaktors bei 0,25 bis 0,30 festgestellt (Abb. 6). Dieser geringe Wert läßt sich beim Beton nicht erreichen, weil auch die Oberflächen aller Zuschlagstoffe Feuchtigkeit binden. Bei flüssigem Beton steigt der Wasserzementfaktor bis über 1,0 bei gleichzeitig starkem Abfall der Festigkeit an, woraus hervorgeht, daß es erwünscht ist, die Stahlbetonbauten mit einem schwach plastischen Beton herzustellen.

Bei Fabrikwaren, für die besonders hohe Festigkeiten erforderlich sind, kann man mit Hilfe von Rütteltischen oder durch Schleudern des Betons diesen wesentlich trockener verarbeiten. Das gleiche gilt auch für Straßendecken, wenn eine maschinelle Verdichtung angewendet wird.

4. Die Förderung des Betons.

Die Konsistenz des Betons und damit der Wasserzementfaktor hängen ganz wesentlich von der vorgeschriebenen Förderung ab. Sie erfolgt bei kleineren

Baustellen mit Hilfe von Muldenkippern, Bändern oder Turmdrehkränen. Bei größeren Baustellen je nach ihrer Art mit Turmdrehkränen, Kabelkränen, Gießtürmen, Betonpumpen, maschinellen Bandförderanlagen oder Bandtürmen. Hierbei bedarf die Förderung mit Pumpen oder Gießtürmen einer bestimmten Konsistenz des Betons, die beim Pumpenbeton plastisch und bei Einbringung mit Gießtürmen aber weich bzw. schon flüssig sein muß. Diese beiden Förderungsmöglichkeiten ergeben aber sehr große Betonleistungen. Vorzuziehen ist der Pumpenbeton, da bei dieser Förderungsart ein kleinerer Wasserzementfaktor möglich ist.

Mit maschinellen Bandanlagen lassen sich jedoch ähnlich große Leistungen erzielen und der Wasserzusatz kann hierbei so gering gehalten werden als es die Verarbeitungsweise des Betons zuläßt. Bei Verwendung von Tauchrüttlern kann hierbei ein erdfuchter Beton mit einem Wasserzementfaktor bis zu 0,4 einwandfrei verarbeitet werden.

D. Die Festigkeit des Betons.

Die Betone haben bezüglich ihrer Festigkeit und ihrer Formänderungen große Ähnlichkeit mit natürlichen Gesteinen. Die Festigkeiten des Betons wie der Steine weichen für Druck, Zug, Biegung, Schub und Scherung stark voneinander ab und sie sind außerdem noch für jede Betonart verschieden, d. h. die einzelnen Festigkeitsarten sind zugleich noch Funktionen der Zuschlagstoffe, des Wasserzementfaktors, der Verarbeitung und des Alters des Betons, so daß es nicht möglich ist, allgemein gültige Zahlen anzugeben.

1. Die Druckfestigkeit des Betons.

a) Die Würfel Festigkeit.

Allgemein bestimmt man die Betongüte mittels der Druckfestigkeit an einem Probewürfel von 20 cm Kantenlänge, und zwar nach n -tägiger Erhärtung. Sie wird mit W_{bn} bezeichnet. Je größer die Kantenlänge des Würfels ist, um so geringer ist die Würfel Festigkeit. Bei Kantenlängen von 30 cm darf deshalb die Festigkeit um 10 % kleiner und bei Kantenlängen von nur 10 cm muß sie 15 % höher sein. Maßgebend ist die Festigkeit nach 28 Tagen (W_{b28}). Vielfach wird, um bei der Bauausführung möglichst rasch Prüfungsergebnisse zu haben, die Festigkeit schon nach 7 Tagen bestimmt und man schließt hieraus mittels der Gleichung $W_{b7} = 0,70 W_{b28}$ auf den Wert W_{b28} . Der Faktor 0,70 ist hierbei absichtlich so hoch gewählt, um mit Sicherheit nach 28 Tagen eine ausreichende Festigkeit zu haben. Daß dies der Fall ist, zeigt die Abb. 11, in welcher die Zunahme der Würfel Festigkeit mit dem Alter sowohl für Handelszement wie auch für hochwertigem Zement entsprechend den Angaben von HUMMEL als Funktion von $W_{b28} = 100\%$ dargestellt ist. Aber auch mit 90 Tagen ist die Festigkeitszunahme noch keineswegs erledigt, sie steigt im Laufe der Jahre bis über 200 % von W_{b28} an.

Die Festigkeit im Bauwerk ist bei Voraussetzung gleichen Betons größer als die der Probewürfel, weil durch die Holzschalungen des Bauwerks überschüssiges Wasser entweichen kann, wodurch der Wasserzementfaktor gegenüber den in eisernen Formen hergestellten Probewürfeln erniedrigt und damit die Festigkeit

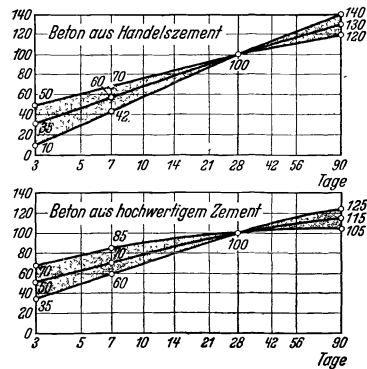


Abb. 11. Grenzen der Zunahme der Festigkeit mit dem Alter (Alter in Tagen, log. Maßstab).

erhöht wird. Diese Erhöhung der Bauwerksfestigkeit gegenüber der Würfel-
festigkeit darf jedoch nicht in Rechnung gestellt werden, sie bildet eine Sicher-
heitsreserve.

b) Die Prismenfestigkeit.

Andererseits ist aber die in der Presse gemessene Würfel-
festigkeit nicht die wahre, sondern nur eine scheinbare Festigkeit, weil infolge der Reibung zwischen
den Druckplatten der Presse und dem Würfel die Querdehnung des Betons ver-
hindert wird und jede Behinderung der Querdehnung eine Erhöhung der Bruch-
last herbeiführt, wie später bei der Berechnung der spiralbewehrten Säulen noch
nachgewiesen wird. Preßt man an Stelle eines Würfels ein Prisma ab, so ist in
der Mitte des Prismas die Behinderung der Querdehnung nicht mehr wirksam
und man erhält damit die wirkliche Festigkeit. Dagegen ergeben sich bei
Körpern, deren Höhe kleiner ist als die Länge der übrigen Kanten und die da-
her plattenförmig sind, höhere Festigkeiten als die Würfel-
festigkeit. Nach HUMMEL'S Beton-ABC gelten für quadratische Betonkörper mit der Seiten-
länge a und der Höhe h folgende Festigkeiten im Verhältnis zu W_b .

$\frac{h}{a}$	Festigkeit W_b	
0,5	1,4 bis 1,5	Plattenfestigkeit Würfel- festigkeit W_b
1,0	1,0	
2,0	0,85 bis 0,95	} Prismenfestigkeit K_b
4,0	0,75 bis 0,85	

Die Prismenfestigkeit, die im
Grenzfall bis auf $\frac{2}{3}$ der Würfel-
festigkeit absinken kann, ist dem-
nach die wahre Festigkeit. Unter
Berücksichtigung der Verfestigung
mit steigendem Alter des Betons
kann man $W_{b28} = K_{b90}$ setzen.

c) Die Dauerdruckfestigkeit des Betons.

α) Die Ursprungsfestigkeit. Hierunter versteht man die Dauerfestigkeit
des Betons bei oftmals wiederholter von Null zu einem Größtwert anschwellender
Belastung. Bei Säulen, die innerhalb 5 Tagen millionenfachen Lastwechseln
unterworfen wurden, ergab sich nach GRAF die Ursprungsfestigkeit zu rd. 60 %
der Prismenfestigkeit (s. Abb. 12).

**β) Die Dauerdruckfestigkeit bei gleichzeitiger Wirkung von ständiger
und oftmals wiederholter Belastung.** Je größer die ständige Last ist, um
so größer wird die Dauerfestigkeit D_d , während
aber zugleich die Schwingungsbreite S der
Wechselbelastungen ständig abnimmt bzw. je
größer die ständige Last ist, um so geringer ist
die Widerstandsfähigkeit gegenüber Wechsel-
belastungen.

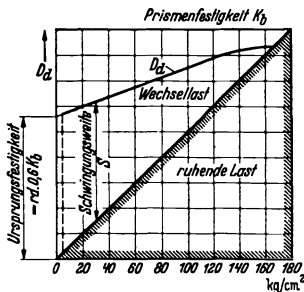


Abb. 12. Dauerdruckfestigkeit D_d
und Ursprungsfestigkeit
bei $K_b = 180 \text{ kg/cm}^2$.

**γ) Die Dauerdruckfestigkeit bei ruhender
Last.** Die der Abb. 12 zugrunde liegenden Ver-
suche dauerten 5 Tage. Trotzdem erreichte
die sog. Dauerstanddruckfestigkeit annähernd
die Prismenfestigkeit, die sich aus einer Be-
lastung von kurzer Dauer ergibt. Für eine
bleibende Last von sehr langer Dauer liegen
noch keine ausreichenden Versuche vor, doch
kann auf Grund der bisherigen Beobachtungen
geschlossen werden, daß die Dauerstanddruck-
festigkeit $\frac{1}{3}$ der bei einem gewöhnlichen Druck-
versuch von kurzer Dauer gemessenen Festig-
keit beträgt. Den obigen Versuchen von GRAF lagen $\frac{1}{2}$ Jahr alte Betonkörper
zugrunde. Bei jüngerem Beton dürfte der Abfall der Dauerstanddruckfestigkeit
gegenüber der Prismenfestigkeit durch die zunehmende Verfestigung mit dem
Alter größtenteils aufgehoben werden.

2. Die Zugfestigkeit.

Die Festigkeit des Betons auf reinen Zug ist schwer festzustellen, da die Versuchsergebnisse stark von der Querschnittsgröße des Zugkörpers abhängen. Zum Beispiel ergab sich für einen Körper mit 400 cm² Querschnittsfläche nur rd. 55% der Zugfestigkeit eines Körpers mit 5 cm² Querschnitt. Die Zugfestigkeit beträgt 1/45 bis höchstens 1/10 der Druckfestigkeit. Für die Dauerfestigkeit des Betons auf Zug gelten relativ dieselben Werte wie für Druck.

3. Die Schub- und Scherfestigkeit.

Die Schubfestigkeit des Betons ist etwas mehr als doppelt so groß wie die Zugfestigkeit. Nach MOHR besteht zwischen der Schubfestigkeit und der Druck- und Zugfestigkeit σ_d und σ_z die Beziehung

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_d \cdot \sigma_z}.$$

Hiernach wird z. B. für $\sigma_d = 200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_z = 15 \text{ kg/cm}^2$ die Schubfestigkeit $\tau_0 = 30 \text{ kg/cm}^2$. Die Scherfestigkeit ist nach den Versuchen von MÖRSCH rd. doppelt so groß wie die Schubfestigkeit, sie entspricht also eher der Gleichung

$$\tau_0 = \sqrt{\sigma_d \cdot \sigma_z}.$$

E. Die elastischen und plastischen Formänderungen des Betons.

Der Beton ist sowohl elastischen als auch plastischen Formänderungen infolge des Kriechens und Schwindens des Betons unterworfen. Hierzu kommen noch die Längenänderungen infolge von Temperaturschwankungen, die für Beton und Eisen annähernd gleich groß und für 1° Temperaturänderung mit $\pm \omega = 10^{-5}$ in Rechnung zu setzen sind. Die gesamten Längenänderungen für einen Temperaturunterschied von T Graden betragen demnach

(2)
$$\Delta l = \pm \omega T l.$$

Für T ist je nach den klimatischen Verhältnissen mit $\pm 15^\circ$ bis $\pm 20^\circ$ bei einer mittleren Jahrestemperatur von 10° zu rechnen. Bei Bauteilen, deren geringste Abmessung wenigstens 70 cm beträgt, wobei Hohlräume außer acht bleiben, oder die durch Überschüttung oder andere Vorkehrungen gegenüber Temperaturschwankungen geschützt sind, können die Temperaturunterschiede um 5° ermäßigt werden.

1. Die elastischen Formänderungen des Betons.

Das Dehnmaß des Betons $\alpha = 1/E$ ist von drei Faktoren abhängig: Der Würfel- oder Prismenfestigkeit, dem Alter des Betons, von der Größe der vorhandenen Spannungen.

a) *Die Abhängigkeit des Dehnmaßes von der Würfel- bzw. Prismenfestigkeit des Betons.*

Für niedrige, im Rahmen der zulässigen Beanspruchungen von höchstens $\sigma = K_b/3$ und für kurz anhaltende Belastungen kann bei dem Elastizitätsmodul die Abhängigkeit von der Höhe der Spannung vernachlässigt werden und der Zusammenhang zwischen dem Dehnmaß und der Würfel- bzw. Prismenfestigkeit ist nach den zahlreichen Versuchen von BACH, SCHÜLE, GRAF und ROŠ durch die Gleichung

(3)
$$E_0 = \frac{1}{\alpha} = \frac{1\,000\,000}{1,7 + 300/K}$$

gegeben, wobei K die Würfelfestigkeit bei beliebigem Alter des Betons ist. Hiernach ergibt sich

K	100	200	300	400	500	600	kg/cm^2
E_0	210000	310000	370000	405000	435000	450000	kg/cm^2

Vielfach wird auch die nachstehende Gleichung benutzt, in der E_0 als Funktion der Prismenfestigkeit K_b bei beliebigem Alter des Betons erscheint.

$$(3a) \quad E_0 = \frac{1}{\alpha} = \frac{550000}{150 + K_b} K_b.$$

Aus dieser Gleichung folgt

K_b	100	200	300	400	500	600 kg/cm ²
E_0	220000	315000	370000	400000	425000	440000 kg/cm ²

Man könnte auch in Gl. (3) $K_b = 0,75 K$ einsetzen und würde damit etwas höhere Werte als nach Gl. (3a) erhalten.

$$E_0 = \frac{1000000}{1,7 + 225/K} = \frac{585000}{133 + K_b} K_b.$$

Die obigen Gleichungen kann man auch benutzen, um die Güte des Betons eines gerade ausgerüsteten Bauwerkes zu ermitteln, indem man aus den Durchbiegungsmessungen den tatsächlich vorhandenen Modul E_0 bestimmt und aus den Gl. (3) oder (3a) dann die im Bauwerk vorhandene mittlere Würfel- oder Prismenfestigkeit bestimmt. Messungen, die nicht zugleich mit dem Ausrüsten vorgenommen werden, ergeben zu ungünstige Werte K bzw. K_b , weil dann zu den elastischen Formänderungen schon plastische infolge des Kriechens des Betons hinzutreten sind, so daß sich auch zu ungünstige Werte von E_0 ergeben.

Dieses Verfahren zur Bestimmung der Prismenfestigkeit aus den Durchbiegungen führt jedoch nur bei solchen Tragwerken zum Ziel, bei denen die Lasten im wesentlichen durch Druckspannungen übertragen werden, also bei Gewölben, aber nicht bei den nur auf Biegung beanspruchten Balken.

In den deutschen Stahlbetonbestimmungen ist vorgeschrieben, daß für die Bemessung mit einem Elastizitätsmodul von nur 140000 kg/cm² gerechnet werden soll. Das hängt damit zusammen, daß für die Bemessung der Bruchzustand maßgebend ist und da in der Nähe des Bruches der Elastizitätsmodul infolge seiner Abhängigkeit von der Spannung, wie wir im nächsten Abschnitt sehen werden, sehr stark abfällt, ist diese Festlegung notwendig.

Bei den statisch unbestimmten Bauwerken dagegen ist für die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen ein höherer, für Druck und Zug gemittelter Elastizitätsmodul von $E = 210000$ kg/cm² in Rechnung zu stellen, da es hierbei darauf ankommt, die statisch unbestimmten Kräfte richtig zu erfassen. Dieser Wert von E erscheint reichlich, weil es sich hierbei um Dauerlasten handelt, bei denen, wie wir später sehen werden, zu den elastischen Formänderungen noch plastische infolge des Kriechens hinzukommen. Für die Bemessung dagegen ist immer $E = 140000$ kg/cm² maßgebend.

b) Die Abhängigkeit des Dehnmaßes von dem Alter des Betons.

Da die Prismenfestigkeit mit dem Alter anwächst, und der Elastizitätsmodul nach Gl. (3a) wieder eine Funktion der Prismenfestigkeit ist, nimmt auch der Elastizitätsmodul mit dem Alter des Betons zu. Diese Abhängigkeit ist schon in den Gl. (3) und (3a) enthalten, da in diesen Gleichungen K und K_b die Festigkeiten in beliebigem Alter bedeuten.

Die nachstehenden Zahlen ergeben bei Verwendung von Handelszement für einen Beton mit $K_b = 200$ kg/cm² nach 28 Tagen einen Überblick über die Steigerung von E_0 mit dem Alter, bezogen auf E_0 im Alter von 28 Tagen.

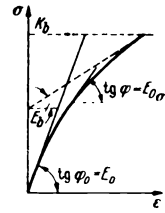
Alter des Betons	7 Tage	28 Tage	45 Tage	90 Tage	6 Monate	6 Jahre
$E_0 =$	76	100	106	111	118	127% von $E_{0,28}$

Die Zunahme des Moduls mit dem Alter ist in der Zeit von 7 bis 28 Tagen fast gerade so stark als die gesamte weitere Zunahme bis zu einem hohen Alter. Man ersieht daraus, wie wichtig es ist, bedeutende Bauwerke nicht zu früh auszurüsten. Die Abweichungen von den angegebenen Werten werden um so größer, je kleiner K_b und um so geringer, je größer K_b gegenüber dem vorausgesetzten Wert von $K_{b,28} = 200$ kg/cm² ist.

c) Die Abhängigkeit des Dehnmaßes von der Spannung.

Im Gegensatz zu dem mit E_0 bezeichneten Modul bei niedrigen Spannungen bezeichnen wir den Modul bei hohen Spannungen wegen seiner Abhängigkeit von der Spannung σ mit $E_{0\sigma}$. Er ist für alle Knickfragen (Stabilitätsuntersuchungen) von großer Bedeutung. Seine Größe erhalten wir ebenso wie bei Stahl aus der Betrachtung der Spannungs-Dehnungslinie. Während bei Stahl entsprechend der Abb. 5 die Spannungs-Dehnungslinie bis zur Proportionalitätsgrenze annähernd gerade verläuft und in diesem Bereich das Hooke'sche Gesetz maßgebend ist, verläuft beim Beton die Spannungs-Dehnungslinie gemäß der Abb. 13 in ihrem ganzen Bereich als Kurve. Allerdings ist in der Zone der Ge-

brauchsspannungen die Krümmung so gering, daß bis $\sigma \approx \frac{K_b}{3}$ mit einem konstanten Modul gerechnet werden darf. Für die Knickuntersuchungen dagegen ist dies nicht zulässig. Hierfür müssen wir den mit der Spannung veränderlichen Modul $E_{0\sigma} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \text{tg } \varphi$ einführen, der für $\sigma = 0$ in den von der Spannung unabhängigen Modul $E_0 = \text{tg } \varphi_0$ der Gl. (3) und (3a) übergeht. Erfolgt bei hohen Spannungen σ , die zwischen der Bruchfestigkeit K_b und der Ursprungsfestigkeit liegen, eine Entlastung, so ist hierfür ebenso wie beim Stahl nicht der Modul $E_{0\sigma} = \text{tg } \varphi$, sondern der Modul $E_0 = \text{tg } \varphi_0$ der Spannung $\sigma = 0$ maßgebend. Die gesamte Zusammen-drückung beim Bruch ($\sigma = K_b$) heißt die Bruchstauchung ε_b .



Nach BACH und SCHÜLE ist der Zusammenhang zwischen der Spannung und der Dehnung gegeben durch $\varepsilon = \alpha \sigma^m$, wobei α und m Materialkonstanten sind. Für die mathematische Behandlung der Knickprobleme ist diese Gleichung viel weniger geeignet als die nachstehend angegebenen.

Nach RITTER läßt sich der mit der Spannung veränderliche Modul $E_{0\sigma} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \text{tg } \varphi$ durch folgende Gleichung darstellen. $E_{0\sigma} = 1000 (K_b - \sigma)$ (RITTERSche Gleichung). Bei dem Bruchzustand $\sigma = K_b$ wird der Modul $E_{0\sigma} = 0$.

In den deutschen Bestimmungen wurde zwecks besserer Übereinstimmung mit den GRAFSchen Knickversuchen an Betonsäulen auf Vorschlag von MÖRSCH bei K_b der Faktor 1,25 hinzugefügt.

$$E_{0\sigma} = 1000 (1,25 K_b - \sigma) \text{ (RITTER-MÖRSCHSche Gleichung).}$$

Hierbei ist beim Bruchzustand $\sigma = K_b$ noch ein Modul von $E_{0b} = 250 K_b$ vorhanden, während er bei $\sigma = 0$ die Größe $1250 K_b$ besitzt, also fünfmal größer ist.

Um uns mit dieser Gleichung dem durch Messung bestimmten bzw. aus der Gl. (3a), $E_0 = \frac{550000}{150 + K_b} K_b$ ermittelten Modul für $\sigma = 0$ anpassen zu können, schreiben wir die Gleichung für $E_{0\sigma}$ in der verallgemeinerten Form

$$E_{0\sigma} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = A (\alpha K_b - \sigma).$$

Nun muß für $\sigma = 0$, $E_{0\sigma} = E_0$ werden. Demnach ist $A \alpha K_b = E_0$. Damit lautet die Gleichung der Spannungs-Dehnungslinie

$$(4) \quad E_{0\sigma} = \frac{E_0}{\alpha K_b} (\alpha K_b - \sigma).$$

Hierbei ist α eine frei wählbare Konstante. Für $\sigma = 0$ wird $E_{0\sigma} = E_0$. Für $\sigma = K_b$ wird

$$(4a) \quad E_{0b} = E_0 \frac{\alpha - 1}{\alpha} \text{ (Modul beim Bruch).}$$

Die Dehnung ergibt sich durch Integration der Gl. (4).

$$\frac{E_0}{\alpha K_b} \epsilon = \int_0^\sigma \frac{d\sigma}{\alpha K_b - \sigma} = -\ln(\alpha K_b - \sigma) + \ln \alpha K_b = \ln \frac{\alpha K_b}{\alpha K_b - \sigma}$$

$$(4b) \quad \epsilon = \frac{\alpha K_b}{E_0} \ln \frac{\alpha K_b}{\alpha K_b - \sigma}$$

Hieraus folgt die Bruchstauchung für $\sigma = K_b$

$$(4c) \quad \epsilon_b = \frac{\alpha K_b}{E_0} \ln \frac{\alpha}{\alpha - 1}$$

Die Bruchstauchung beträgt nach den durchgeführten Messungen 1,5 bis 3,0 mm je m. Die Abb. 14 zeigt den Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie, deren Tangentenneigung für $\sigma = 0$ durch E_0 gegeben ist. Für $\alpha = 1$ wird für $\sigma = K_b$, $E_{0b} = 0$, d. h. die Kurve geht in eine waagerechte Asymptote über und die Bruchdehnung ϵ_b wird unendlich. Wählt man $\alpha > 1,00$, so ist K_b kleiner als die Gesamthöhe αK_b und die Spannungs-Dehnungslinie endigt mit $K_b < \alpha K_b$. Damit ergibt sich für den Bruchzustand noch ein endlicher Modul $E_{0b} = E_0 \frac{\alpha - 1}{\alpha}$.

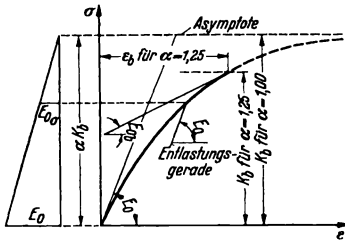


Abb. 14. Spannungs-Dehnungslinie der Gl. (4).

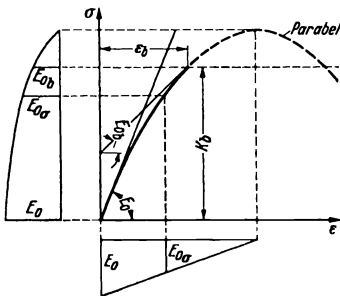


Abb. 4a. Spannungs-Dehnungslinie der Gl. (5).

Links der Abb. 14 ist der mit der Spannung geradlinig abnehmende Modul $E_{0\sigma}$ dargestellt. Die Konstante α können wir entweder bestimmen, indem wir ein gewisses Verhältnis von $\frac{E_{0b}}{E_0}$ vorschreiben oder α aus der Gl. (4c) unter Zugrundelegung der gemessenen Bruchdehnung ϵ_b entnehmen.

Zahlenbeispiel. Es sei $K_b = 300 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_b = 2 \cdot 10^{-3} = 2 \cdot 10^{-3}$, E_0 habe sich aus einer Messung oder aus der Gl. (3a) zu $E_0 = \frac{550000}{150 + K_b}$, $K_b = 370000 \text{ kg/cm}^2$ ergeben. Aus der Gl. (4c) folgt: $\epsilon_b = 2 \cdot 10^{-3} = \frac{300}{370000} \alpha \ln \frac{\alpha}{\alpha - 1}$ und hieraus $\alpha = 1,13$. Damit wird $E_{0\sigma} = \frac{370000}{1,13 \cdot 300}$ ($1,13 K_b - \sigma$) = 1095 ($1,13 K_b - \sigma$) und

$$E_{0b} = E_0 \frac{\alpha - 1}{\alpha} = \frac{E_0}{8,7}; \text{ je größer } \alpha \text{ gewählt wird, um so größer wird der Modul}$$

E_b beim Bruch und um so kleiner wird die Druckstauchung. Tritt nach Erreichung einer Spannung σ höher als die Ursprungsfestigkeit eine Entlastung ein, dann ist hierfür der Modul E_0 maßgebend (s. Abb. 14).

Den bahnbrechenden Forschungen der eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt in Zürich (E. M. P. A.) über die Knickung der Stahlbetonsäulen wurde eine Spannungsdehnungslinie zugrunde gelegt, deren Tangentenneigung $E_{0\sigma}$ nicht wie bei Gl. (4) proportional der Spannung, sondern proportional der Dehnung ist. Sie lautet

$$(5) \quad E_{0\sigma} = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \frac{K_b}{(2\alpha - 1)\epsilon_b} (2\alpha\epsilon_b - 2\epsilon),$$

wobei a eine Materialkonstante ist. Für $\epsilon = 0$ ist $E_{0\sigma} = E_0 = \frac{K_b}{\epsilon_b} \frac{2a}{2a-1}$, womit

$$(5a) \quad E_{0\sigma} = \frac{E_0}{2a\epsilon_b} (2a\epsilon_b - 2\epsilon)$$

wird.

$$(5b) \quad \text{Für } \sigma = K_b, \epsilon = \epsilon_b \text{ ist } E_{0\sigma} = E_{0b} = \frac{2K_b}{\epsilon_b} \frac{a-1}{2a-1} = E_0 \frac{a-1}{a}.$$

Nach Integration der Gl. (5) erhalten wir die Spannungsdehnungslinie:

$$(5c) \quad \sigma = \frac{K_b \epsilon}{(2a-1)\epsilon_b^{\frac{1}{a}}} (2a\epsilon_b - \epsilon) = \frac{E_0 \epsilon}{2a\epsilon_b} (2a\epsilon_b - \epsilon).$$

Wie aus der Gl. (5) hervorgeht, ist jetzt die Spannungs-Dehnungslinie eine Parabel (s. Abb. 14a) mit senkrechter Achse. Für $a = 1$ reicht die Spannungs-Dehnungslinie bis zum Scheitel der Parabel, womit für den Bruch $E_{0b} = 0$. Für $a > 1$ endigt die Spannungs-Dehnungslinie mit endlicher Tangente E_{0b} . Die Werte $E_{0\sigma}$ verlaufen, bezogen auf ϵ , nach einer Geraden, dagegen bezogen auf σ nach einer Kurve. Der Vergleich der Abb. 14 mit Abb. 14a zeigt, daß die Gl. (5) beim Bruch wesentlich günstigere Endtangente E_{0b} bei gleichzeitig kleineren Bruchstauchungen aufweist, und es ist zu erwarten, daß die Gl. (5) demnach auch günstigere Resultate bei den Knickuntersuchungen ergibt (s. hierzu Abschnitt II, B 3). Der Verlauf von $E_{0\sigma}$ nach Abb. 14a [Gl. (5)], bei der $E_{0\sigma}$ als Funktion von σ nach einer Kurve aufgetragen ist, dürfte den tatsächlichen Verhältnissen besser Rechnung tragen als der Modul nach Gl. (4).

d) Federnde und bleibende Formänderungen.

Wird eine Betonsäule belastet, so ergibt sich entsprechend der Spannungs-Dehnungslinie der Abb. 13 eine Stauchung ϵ , die aber nach der Entlastung nicht mehr ganz zurückgeht, es bleibt eine Verkürzung, die bleibende Formänderung zurück. Der Unterschied zwischen der gesamten Verkürzung und der bleibenden Formänderung bei mehrmaliger Belastung heißt die federnde Formänderung (Abb. 15). Die bleibenden Formänderungen betragen rd. 10 bis 15% der gesamten Formänderungen und haben ihre Ursache darin, daß für die Entlastung nicht der Modul $E_{0\sigma}$, sondern ein größerer Modul maßgebend ist (s. Abb. 14). Stahl und Beton haben demnach bei Entlastung ähnliche Eigenschaften.

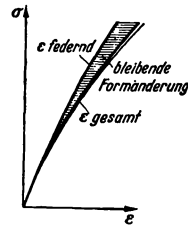


Abb. 15. Die Formänderungen des Betons.

e) Die Zahl n, durch die das Verhältnis der Moduli von Beton und Eisen gekennzeichnet ist.

Der Modul $E_{0\sigma} = \text{tg } \varphi$ ist durch die Tangente der Spannungs-Dehnungslinie gegeben. Er gibt uns an, wie groß die Dehnung $d\epsilon$ der neu hinzutretenden Spannung $d\sigma$ ist. Um die Gesamtdehnung für eine von $\sigma = 0$ bis $\sigma = \sigma$ ansteigende Belastung zu ermitteln, müßten wir

integrieren $\epsilon = \int_0^\sigma \frac{d\sigma}{E_{0\sigma}}$. Wir können diese aber auch ohne Integration fest-

legen, wenn wir den durch die Sehne der Spannungs-Dehnungslinie gekennzeichneten Modul $E_\sigma = \frac{\sigma}{\epsilon} = \text{tg } \varphi_s$ einführen. Dieser Modul liegt zwischen $E_0 = \text{tg } \varphi_0$

und $E_{0\sigma} = \text{tg } \varphi$ und für $\sigma = 0$ wird $E_\sigma = E_0$. In der Abb. 16 ist nochmals die Spannungs-Dehnungslinie und auf der linken Seite der Verläufe der Moduli $E_{0\sigma}$ und E_σ aufgezeichnet, wobei besonders auch der starke Abfall des Elastizitätsmoduls bei Zugbeanspruchungen zu beachten ist. Das Verhältnis des konstanten Moduls des Eisen E_e zum Modul des Betons wird mit n bezeichnet. Da wir zwei verschiedene Moduli für Beton kennengelernt haben, und zwar den Modul

$E_{0\sigma}$ für eine Vergrößerung der Spannung um $d\sigma$ und den Modul E_σ für eine von $\sigma = 0$ bis $\sigma = \sigma$ ansteigende Belastung, müssen wir auch zwei Zahlen n unterscheiden:

$$n_0 = \frac{E_e}{E_{0\sigma}} \quad \text{und} \quad n = \frac{E_e}{E_\sigma},$$

die beide mit Zunahme von σ anwachsen und ihren Größtwert beim Bruch $\sigma = K_b$ haben. Das Ansteigen von n_0 besonders in der Nähe des Bruches ist, wie die Abb. 16 zeigt, wesentlich stärker als die von n .

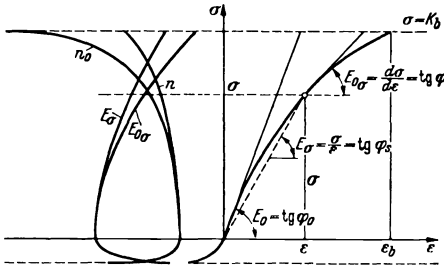


Abb. 16. Die Dehnmaß des Betons.

Bei einem Modul von $E_0 = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$ ist bei $\sigma = 0$ $n = n_0 = \frac{2\,100\,000}{300\,000} = 7$. In der Nähe des Bruches kann n_0 besonders bei geringer Prismenfestigkeit bis über 15 anwachsen. Da wir bei der Bemessung der Stahlbetonquerschnitte vom Bruchzustand ausgehen, ist in den deutschen Bestimmungen die Zahl $n = 15$ festgelegt, d. h. wir setzen in der

Nähe des Bruches einen Modul von $140\,000 \text{ kg/cm}^2$ voraus. Für die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen, wobei wir die tatsächlich auftretenden Kräfte berechnen wollen, soll dagegen mit dem kleineren Wert $n = 10$ gerechnet werden, der einen Modul von $210\,000 \text{ kg/cm}^2$ entspricht.

2. Die plastischen Formänderungen infolge des Kriechens und Schwindens des Betons.

a) Das Schwinden und Quellen des Betons.

Mit dem Abbinden und Erhärten des Zements verkürzt sich der Beton infolge der Austrocknung. Die Verkürzung ist am größten in der ersten Zeit des Erhärtungsvorganges und wird mit Fortschreiten der Erhärtung ständig kleiner. Der Beton schwindet so lange bis ein Gleichgewicht zwischen der Luftfeuchtigkeit und der Betonfeuchtigkeit eingetreten ist. Bei einer Lagerung des Betonkörpers im Laboratorium mit gleichbleibender Luftfeuchtigkeit verläuft die Schwindung wie die meisten mit der Zeit abgedämpften Vorgänge nach einer $(1 - e^{-t})$ -Kurve, wobei die Zeit mit t bezeichnet wird. Bei den Bauten im Freien dagegen ist in den Wintermonaten mit ihrer hohen relativen Luftfeuchtigkeit die Austrocknung und damit die Schwindung gering, um dafür aber im Frühjahr und im Sommer bei vermehrter Austrocknung wieder stärker anzuwachsen.

Von großem Einfluß auf die Schwindung sind die Temperaturen, die beim Abbinden und im Anfang der Erhärtung des Betons auftreten. Dieser Einfluß ist besonders groß bei Verwendung von hochwertigem Zement mit seiner großen Wärmeentwicklung und beim Betonieren von großen Betonblöcken, wobei der Wärmeabfluß behindert ist. Um das Aufstauen der Wärme abzumindern, baut man bei Großbauwerken wie z. B. Talsperren Kühleinrichtungen ein und erreicht damit niedrigere und gleichmäßigere Temperaturen.

Ihren Größtwert erreicht die Schwindung erst nach mehreren Jahren und sie ist um so größer, je höher der Zementgehalt des Betons ist und je mehr der Zement selbst zum Schwinden neigt. Das Schwinden wird weiterhin vergrößert durch höheren Wasserzusatz und durch eine ungünstige Körnung der Zuschlagstoffe, auch ist die Wasseransaugfähigkeit der Zuschläge von Einfluß. Das Größtmaß der Schwindung kann ungefähr mit $0,5 \text{ mm je m}$ also mit $\frac{1}{2000}$ angegeben werden.

Die Schwindung löst infolge der damit verbundenen Verkürzung des Tragwerks zusätzliche Auflagerkräfte aus, die mit nicht unerheblichen Zwängungen

und Biegemomenten verbunden sind. Beseitigen kann man die Schwindung nicht, aber man kann diesen Vorgang verzögern durch Feuchthalten des Betons während der ersten Wochen oder Monate der Erhärtung, wodurch die Austrocknung hingehalten wird. Während der Berieselung gewinnt der Beton eine erhöhte Festigkeit, vor allem eine größere Zugfestigkeit und kann damit den durch die Schwindung bedingten, aber jetzt zeitlich später auftretenden zusätzlichen Biegemomenten leichter widerstehen. Aber auch bei den statisch bestimmten Tragwerken ist das Verzögern der Schwindung durch Feuchthalten des Betons von großem Vorteil, weil der Beton zuerst an der Oberfläche schwindet und sich verkürzen will, woran er aber durch die tiefer liegenden Schichten, die der Austrocknung und damit der Schwindung weniger ausgesetzt sind, verhindert wird und wodurch an der Oberfläche Zugspannungen und Haarrisse ausgelöst werden, wenn die Zugspannungen nicht durch statische Druckvorspannungen hinreichend überlagert werden. Durch ein Hinausschieben der Schwindung gewinnt auch hier der Beton bis zum Auftreten der Schwindung eine erhöhte Zugfestigkeit und kann damit den Zugspannungen aus der ungleichmäßigen Schwindung leichter widerstehen. Nach den Stahlbetonbestimmungen ist bei den statisch unbestimmten Tragwerken der Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch Annahme eines zusätzlichen Temperaturabfalls Rechnung zu tragen. Dieser ist festgelegt bei Rahmen und rahmenartigen Tragwerken zu 15° , bei Gewölben mit wenigstens 0,5 % Gesamtbewehrung zu 15° , mit weniger als 0,5 %, aber mehr als 0,1 % Bewehrung zu 20° . Bei unbewehrten Gewölben dagegen müssen 25° angesetzt werden. Hierbei ist aber noch vorausgesetzt, daß durch die Art des Betonierens (z. B. in Lamellen) dafür gesorgt wird, daß ein Teil der Schwindung schon erledigt ist, bevor die einzelnen Lamellen miteinander verbunden werden. Denn die Gesamtschwindung kann wesentlich größer als die angegebenen Werte sein. Des weiteren ist bei der Festlegung der der Schwindung zugrunde gelegten Temperaturabfälle berücksichtigt, daß die Bewehrung sich der Schwindung widersetzt und sie dadurch verringert, wobei die Bewehrungen auf Druck beansprucht werden.

Die sich bei den statisch unbestimmten Tragwerken aus diesen Schwindmaßen ergebenden zusätzlichen Auflagerkräfte und Biegemomente werden aber durch das Kriechen des Betons im Laufe der Zeit entsprechend dem Fortschreiten dieses plastischen Vorganges ganz wesentlich herabgesetzt. Diese Zwängungsspannungen lösen sich durch das Kriechen (Fließen des Betons) wieder zu einem großen Teil.

Während der Beton an der Luft austrocknet und sich dadurch verkürzt, ist der Vorgang bei Beton, der sich im Wasser befindet, entgegengesetzt, er verlängert sich durch zusätzliche Wasseraufnahme. Wir bezeichnen diesen Vorgang mit Quellen des Betons.

b) Das Kriechen des Betons.

Ein unter Dauerlast stehender Beton verkürzt sich im Zeitpunkt des Aufbringens der Last entsprechend den in den Gl. (3) und (3a) angegebenen Dehnmaßen, jedoch tritt dann im Gegensatz zum Stahl kein Beharrungszustand ein, sondern der Beton verkürzt sich im Laufe der Zeit immer weiter, er fließt. Dieser plastische Vorgang, der mit Kriechen des Betons bezeichnet wird, erstreckt sich ebenso wie das Schwinden auf mehrere Jahre, um dann erst allmählich in den Beharrungszustand überzugehen. Für den mit der Zeit abklingenden Vorgang des Kriechens ist bei gleichbleibender Luftfeuchtigkeit ebenso wie für das Schwinden eine $(1 - e^{-t})$ -Linie maßgebend.

Das Kriechen des Betons hängt ebenfalls mit der Austrocknung des Betons zusammen. Über die physikalische Ursache des Kriechens hat FREYSSINET¹ eine diesen Vorgang erklärende Hypothese veröffentlicht (s. hierzu auch die Darlegungen von GEHLER)².

¹ FREYSSINET: Une revolution dans la technique de beton, Paris 1936.

² GEHLER: Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons. Bau-technik 16 (1938) S. 143, 389 u. 401.

Das Maß des Kriechens ist, wie die zahlreichen Versuche von GLANVILLE¹ und DAVIS² gezeigt haben, von verschiedenen Faktoren abhängig.

α) Von dem Alter des Betons, in dem die Dauerlast aufgebracht wird. Je länger die Schonzeit des Betons ist, um so geringer ist das Kriechen. Will man demnach das Kriechmaß herabsetzen, so muß die Ausrüstung des Bauwerkes, d. h. das Aufbringen der Dauerlast in einem möglichst späten Zeitpunkt nach dem Abbinden erfolgen.

β) Je magerer der Beton ist, um so mehr Hohlräume besitzt er und um so größer wird das Kriechmaß als Folge der Austrocknung.

γ) Auch die relative Luftfeuchtigkeit und die Außentemperatur sind von Einfluß. Bei Bauten in feuchten Flußtälern sind die Kriechwirkungen viel geringer als in Gegenden von geringer Luftfeuchtigkeit. In der Nähe des Meeres, wo während des ganzen Jahres die relative Luftfeuchtigkeit sehr groß ist, sind die Kriechwirkungen verschwindend gering.

δ) Außerdem ist das Kriechmaß von dem Zementgehalt, der Betonfestigkeit und der mineralogischen Zusammensetzung der Zuschlagstoffe abhängig.

Das Kriechmaß kann bei mageren Mischungen, kleiner Schonzeit und geringer Luftfeuchtigkeit ungünstigstenfalls bis zum fünffachen Wert der elastischen Verkürzungen anwachsen.

Die wichtigste Erkenntnis, die auf Grund der Versuche festgestellt wurde, ist die Tatsache, daß für die Kriecherscheinungen das Hookesche Gesetz maß-

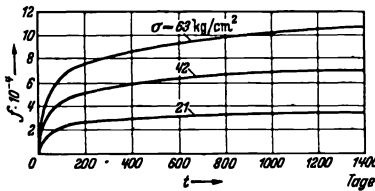


Abb. 17.

gebend ist, d. h. daß die Formänderungen infolge des Kriechens proportional den Dauerspannungen sind. Die Abb. 17 zeigt den typischen Verlauf der mit der Zeit abklingenden Kriechlinien, aber auch die Gültigkeit des HOOKESCHEN Gesetzes, da die Kriechlinien für 21, 42 und 63 kg/cm² Druck zueinander affin sind (HOOKESCHES Gesetz). Solange wir uns im Bereich der zulässigen Spannungen bewegen, dürfen wir aber für die elastischen Formänderungen

mit einem konstanten Modul E_0 rechnen. Wir können deshalb feststellen, daß die elastischen Formänderungen den plastischen proportional sind, und daß wir für die Untersuchungen im plastischen Bereich das HOOKESCHE Gesetz zugrunde legen dürfen.

Die Berechnung des Einflusses des Kriechens des Betons auf die Schnittkräfte unserer Tragwerke wurde durch die im Bauingenieur^{3,4} veröffentlichten Arbeiten des Verfassers geklärt.

Den federnden Modul, der beim Ausrüsten des Bauwerkes im Zeitpunkt $t = 0$ vorhanden ist, bezeichnen wir wie bisher mit E_0 . Mit dem Fortschreiten der Zeit nimmt dieser Modul entsprechend den Angaben des Abschnitts I E 1 zu. Den im Zeitpunkt t vorhandenen bezeichnen wir mit

$$(6) \quad E_{0t} = E_0 (1 + \psi_t),$$

wobei ψ_t eine Zeitfunktion ist. Beim Ausrüsten des Tragwerks ergeben sich für das Längenelement Δs infolge der Kräfte N und M folgende Formänderungen

$$(7) \quad \Delta l = \frac{N}{E_{0t} F} \Delta s, \quad \Delta \theta = \frac{M}{E_{0t} J} \Delta s.$$

¹ GLANVILLE: Studies on Reinforced Concrete. The Creep or Flow of Concrete under Load. Technical Paper 12.

² DAVIS: Flow of Concrete under Sustained Compressive Stress. J. American Concrete Institute 1928, S. 303 und 1931, S. 837.

³ DISCHINGER: Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. Bauing. 18 (1937) S. 487—520, 539—552, 595—621.

⁴ DISCHINGER: Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. Bauing. 20 (1939) S. 53—63, 286—294, 426—437, 563—572.

Infolge des Kriechens vergrößern sich diese Werte bis zum Zeitpunkt t auf den $\frac{\epsilon + f_t}{\epsilon}$ -fachen Wert, wenn mit f_t das Kriech- bzw. Fließmaß bezeichnet ist (Abb. 18).

Infolge der Proportionalität zwischen ϵ und f_t im Bereich der zulässigen Spannungen ist:

$$\frac{\epsilon + f_t}{\epsilon} = 1 + \varphi_t,$$

wobei $\varphi_t = \frac{f_t}{\epsilon}$ das auf $\epsilon = 1$ bezogene Kriechmaß ist. Für den Zeitpunkt t ergeben sich demnach folgende Gesamtformänderungen

$$(8) \quad \Delta l_t = \frac{N}{E_0 F} \Delta s (1 + \varphi_t) = \Delta l (1 + \varphi_t), \quad \Delta \theta_t = \frac{M}{E_0 J} \Delta s (1 + \varphi_t) = \Delta \theta (1 + \varphi_t).$$

Wir betrachten nun die Einwirkung der zusätzlichen Dauerlasten ΔN und ΔM , die im Zeitpunkt $t = t_a$ aufgebracht werden. Da der federnde Modul entsprechend der Gl. (6) auf $E_{0t a}$ angewachsen ist, betragen die elastischen Formänderungen

$$\frac{\Delta N}{E_{0t a} F} \Delta s \quad \text{und} \quad \frac{\Delta M}{E_{0t a} J} \Delta s.$$

Hierzu kommen aber noch die plastischen Formänderungen in der Zeit von t_a bis t . Für die im Zeitpunkt $t = 0$ aufgetragenen Lasten N und M wurden die rein plastischen, nach dem Zeitpunkt t_a entstehenden Formänderungen (Abb. 18a)

$$\frac{N}{E_0 F} \Delta s (\varphi_t - \varphi_{t a}) \quad \text{und} \quad \frac{M}{E_0 J} \Delta s (\varphi_t - \varphi_{t a})$$

betragen. Da für die plastischen Formänderungen das Hookesche Gesetz gültig ist, müssen die plastischen Formänderungen aus ΔN und ΔM denen aus N und M proportional sein. Sie betragen demnach

$$\frac{\Delta N}{E_0 F} \Delta s (\varphi_t - \varphi_{t a}) \quad \text{und} \quad \frac{\Delta M}{E_0 J} \Delta s (\varphi_t - \varphi_{t a}).$$

Die elastischen und plastischen Formänderungen infolge der im Zeitpunkt t_a aufgetragenen Dauerlasten ΔN und ΔM , bezogen auf den Zeitpunkt t , betragen also:

$$(8a) \quad \Delta l_t = \frac{\Delta N}{E_{0t a} F} \Delta s + \frac{\Delta N}{E_0 F} \Delta s (\varphi_t - \varphi_{t a}), \quad \Delta \theta_t = \frac{\Delta M}{E_{0t a} J} \Delta s \left(\frac{E_0}{E_{0t a}} + \varphi_t - \varphi_{t a} \right).$$

Daraus folgt, daß die Kriechkurven für Dauerlasten, die in den Zeitpunkten t_a oder t_b aufgetragen werden, die gleichen sind wie für die Dauerlasten des Zeitpunktes $t = 0$, nur sind alle Ordinaten um $\varphi_{t a}$ bzw. $\varphi_{t b}$ verkleinert (Abb. 19). Diese Tatsache, die jetzt aus dem Hookeschen Gesetz abgeleitet wurde, hat zuerst WITTHNEY nur auf Grund von Versuchen erkannt. Diese abgesetzten Kriechkurven der Abb. 19 wurden deshalb nach ihm als WITTHNEYSche Ideal-Kriechkurven bezeichnet. Sie stellen jedoch nicht, wie angenommen wurde, eine Hypothese dar, sondern sie sind auf Grund der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes für den plastischen Bereich eine mathematische Notwendigkeit.

Nun sind wir auch in der Lage, durch Differentiation der Gl. (8) und (8a) die Formänderungen bezogen auf ein Zeitdifferential dt anzugeben. Wir erhalten aus Gl. (8) bzw. (8a):

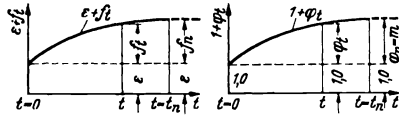


Abb. 18.

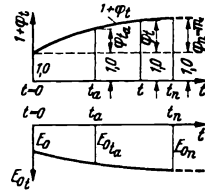


Abb. 18 a.

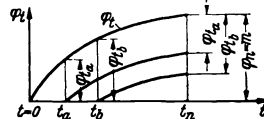


Abb. 19.

$$\frac{d}{dt} \Delta l_t = \frac{N}{E_0 F} \Delta s \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta l \frac{d\varphi_t}{dt}, \quad \frac{d}{dt} \Delta \vartheta_t = \frac{M}{E_0 F} \Delta s \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta \vartheta \frac{d\varphi_t}{dt},$$

$$\frac{d}{dt} \Delta l_t = \frac{\Delta N}{E_0 F} \Delta s \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta l \frac{d\varphi_t}{dt}, \quad \frac{d}{dt} \Delta \vartheta_t = \frac{\Delta M}{E_0 J} \Delta s \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta \vartheta \frac{d\varphi_t}{dt}.$$

Wir stellen demnach fest, daß die plastischen Formänderungen, bezogen auf das Zeitintervall dt immer den in diesem Zeitpunkt vorhandenen Dauerlasten proportional sind und daß für die Berechnung dieser Formänderungen immer der federnde Modul E_0 des Zeitpunktes $t = 0$ maßgebend ist, so daß die auf dt bezogenen plastischen Formänderungen sich aus den elastischen des Zeitpunktes $t = 0$ durch Multiplikation mit $\frac{d\varphi_t}{dt}$ ergeben.

Mit Hilfe dieser einfachen Gleichungen

$$(9) \quad \frac{d}{dt} \Delta l_t = \Delta l \frac{d\varphi_t}{dt}, \quad \frac{d}{dt} \Delta \vartheta_t = \Delta \vartheta \frac{d\varphi_t}{dt}$$

können wir den Einfluß des Kriechens auf die Schnittkräfte der Tragwerke verfolgen. In den obigen Gleichungen bedeuten Δl und $\Delta \vartheta$ die elastischen Formänderungen im Zeitpunkt $t = 0$, wofür der Modul E_0 des Zeitpunktes $t = 0$ maßgebend ist. Des weiteren sind $\frac{d}{dt} \Delta l_t$ und $\frac{d}{dt} \Delta \vartheta_t$ die im Zeitintervall dt vor sich gehenden plastischen Formänderungen ohne Rücksicht darauf, zu welchem Zeitpunkt die Dauerlasten aufgebracht werden.

c) Die Einführung eines ideellen Kriechmoduls.

Auf Grund der obigen Gleichungen können wir nun auch den ideellen Modul für die Berechnung der elastischen und plastischen Formänderungen angeben. Für eine im Zeitpunkt $t = 0$ aufgebrachte Last beträgt er

$$(10) \quad \frac{1}{E_t} = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_t) \quad \text{bzw.} \quad E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_t}$$

und für eine im Zeitpunkt $t = t_a$ aufgebrachte Last

$$(10a) \quad \frac{1}{E_t} = \frac{1}{E_0} \left(\frac{E_0}{E_{0t_a}} + \varphi_t - \varphi_{t_a} \right) \quad \text{bzw.} \quad E_t = \frac{E_0}{\frac{E_0}{E_{0t_a}} + \varphi_t - \varphi_{t_a}}$$

Für $\varphi_t = 0$ ist $E_t = E_0$. Entsprechend den Gl. (9) ist in jedem Falle $\frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_t} \right) =$

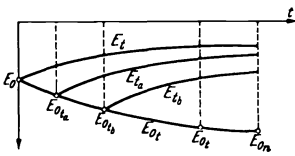


Abb. 20.

$\frac{1}{E_0} \frac{d\varphi_t}{dt}$. Der Verlauf von E_{0t} sowie von E_t ist in Abb. 20 dargestellt. Für $\varphi_t = 0$ wird $E_t = E_{0t}$.

Das Kriechmaß erreicht erst nach Jahren sein Maximum $\varphi_t = \varphi_n$, das Werte von 2 bis 5 annehmen kann. Dementsprechend sinkt der ideelle Kriechmodul bis auf einen Bruchteil des federnden Moduls ab. Dadurch werden wohl die Formänderungen vergrößert, aber die

Stabilitätsprobleme werden hierdurch nicht berührt. Für die Stabilität ist immer der federnde Modul E_{0t} maßgebend.

Der Verlauf der Kriechkurve, die bei den Bauten im Freien wegen der Einflüsse der Jahreszeit und der Witterung nicht die Stetigkeit wie bei Laboratoriumsversuchen zeigt, ist ohne jeden Einfluß auf die endgültigen Schnittkräfte, maßgebend hierfür ist nur die Größe des Endwertes $\varphi_t = \varphi_n$, wie die späteren Entwicklungen zeigen werden.

F. Besondere Eigenschaften des Betons und Stahlbetons.

1. Die Wärmeleitzahl des Betons.

Die Wärmeleitzahl gibt an, wieviel Kalorien durch einen Körper von 1 m Dicke je Quadratmeter bei 1° Temperaturunterschied je Stunde hindurchfließen.

Die nachstehenden Zahlen zeigen, daß Beton ein guter Wärmeleiter bzw. sehr wenig wärmedämmend ist. Die Wärmelitzahlen betragen für

Bruchsteinmauerwerk	1,30
Beton	rd. 1,10
Ziegelmauerwerk	rd. 0,75
Bimsbeton	0,40
Korkplatten	0,04
Luft	0,14 bis 0,20.

Da die Wärmedämmung des Betons nicht gut ist, müssen bei vielen Stahlbetonbauten besondere Isolierungen vorgesehen werden, um den Wärmeabfluß zu hindern. Bei sehr vielen Fabrikbauten, insbesondere bei Spinnereien und in der chemischen Industrie, muß durch eine Außenisolierung verhindert werden, daß zu großer Wärmeabfall eintritt, durch den Schwitzwasser an der Decke entsteht.

2. Verhalten des Betons gegen Elektrizität.

Bei Stampfbeton ohne Stahleinlagen ist durch elektrischen Strom keine Verminderung der Festigkeit zu erwarten. Bei Stahlbeton dagegen muß man vorsichtig sein. Wechselstrom ist nicht gefährlich, wohl aber hochgespannter Gleichstrom. Hier bildet sich infolge der Elektrolyse Rost an den Eisen, der zur Abspaltung des Betons führen kann. Deshalb ist der Beton vor Feuchtigkeit zu schützen, da sie die Grundlage für die Leitfähigkeit und die Rostbildung ist.

3. Verhalten des Betons gegenüber chemischen Einwirkungen.

Dies ist ein so umfangreiches Sondergebiet, daß im Rahmen dieser kurzen Ausführungen auf die Sonderliteratur verwiesen werden muß.

Alle Basen sind ungefährlich, Säuren rufen dagegen immer Schädigungen hervor. Schwefelsäure verbindet sich mit der Tonerde und dem freien Kalk zu einem Doppelsalz, dem Kalk-Tonerdesulphat, dem sog. Zementbacillus. Diese Kristalle sind stark treibend.

Während das Meerwasser als Anmachewasser benutzt, nur geringe Festigkeits-einbußen bedingt, sind Schädigungen und Zerstörungen unvermeidlich, wenn junger Beton dauernd mit Meerwasser in Berührung kommt. Deshalb ist es bei Bauten im Meerwasser zweckmäßig, fertige Betonblöcke zu versetzen, die längere Zeit an der Luft erhärten konnten, so daß nur geringe Mengen freien Kalkes vorhanden sind. Außerdem wird dann der freie Kalk in der Nähe der Oberflächen noch durch die Kohlensäure der Luft gebunden. Wesentlich ist es auch, einen möglichst dichten Beton herzustellen. Pflicht jedes Ingenieurs muß es sein, sich vor Baubeginn durch Wasseranalysen zu überzeugen, ob nicht bei dauernder Berührung und Durchfließen des Betons im Grundwasser Schädigungen hervorgerufen werden können.

II. Die Grundformen des Stahlbetons und die Bemessung der Stahlbetonquerschnitte.

A. Die Grundformen des Stahlbetons.

Die wesentlichen Konstruktionsteile des Stahlbetons sind die Platten, die Balken, die Plattenbalken, die einfach und spiral bewehrten Säulen, die Rahmen, die Gewölbe und die Tragwerke mit räumlicher Kräftwirkung wie Kuppeln, Schalen und Faltwerke.

Bei den Platten unterscheiden wir die in einer Richtung bewehrten, die kreuzweis bewehrten Platten sowie die trägerlosen Pilzdecken.

Der Träger wird sowohl im Hochbau wie auch im Brückenbau möglichst als durchlaufender Träger verwendet. Bei Brückenbauten berücksichtigt man auch die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente. Durch eine Verstärkung der Träger an den Stützen durch kräftige Balkenschrägen werden die Biegemomente

von den Feld- nach den Stützenquerschnitten umgelagert. Infolge der verminderten Feldmomente können die Träger leichter gehalten werden, wodurch sich wiederum eine Verminderung der Biegemomente in allen Querschnitten ergibt.

Der Gerberträger wirkt zwar bezüglich der Eigengewichtsmomente ganz ähnlich wie der Durchlaufträger, nicht aber bezüglich der Momente aus Verkehrslast, die bei dem Gerberträger wesentlich größer sind. Auch sind die Gelenkpunkte des Gerberträgers immer schwache Punkte, weil hier für die Kraftübertragung aus Schub weniger als die halbe Trägerhöhe zur Verfügung steht. Man sollte deshalb, wenn irgend möglich, dem Durchlaufträger den Vorzug geben.

Eine für den monolithischen Stahlbeton besonders günstige Trägerart ist der Plattenbalken, der sich von den T-Trägern des Eisenbaues durch seine zweidimensionale Kräftwirkung unterscheidet, denn im Stahlbetonbau wirkt die Platte in Richtung des Balkens als Druckgurt des Plattenbalkens und senkrecht dazu trägt sie von Träger zu Träger als Platte, wodurch sie doppelt ausgenutzt wird.

Die Säulen werden mit einfacher Bügelbewehrung und mit Spiralbewehrung ausgeführt. Die letzteren besitzen eine höhere Tragfähigkeit, weil infolge der Umschließung des Betons mit Ringen oder Spiralen die Querdehnung verhindert wird und jede Behinderung der Querdehnung eine Erhöhung der Tragfähigkeit bedingt. Das einfachste Beispiel hierfür ist die Druckwasserpresse, bei der das durch einen Stahlzylinder an der Querdehnung verhinderte Wasser zum Tragen gezwungen wird. Gegenüber Biegemomenten dagegen kann die Spirale nichts nützen. Deshalb haben spiralbewehrte Säulen nur einen Zweck, wenn die Biegemomente gegenüber den Normalkräften, d. h. die Exzentrizität der Druckkraft, klein sind. Des weiteren verliert die Spiralbewehrung ihre Bedeutung, wenn es sich um schlanke Säulen handelt, bei denen mit hohem Knickzuschlag zu rechnen ist. Der Knickgefahr wird in den deutschen Bestimmungen nicht durch eine Herabsetzung der Spannungen, sondern durch eine Erhöhung der Druckkraft Rechnung getragen. Dieser Zuschlag wächst aber mit der Schlankheit der Säule sehr rasch an. Durch Verwendung von Spiralbewehrungen könnte man also nur mit Rücksicht auf die statische Belastung wohl einen geringeren Säulenquerschnitt erhalten, aber da infolge der damit erzielten größeren Schlankheit ein höherer Knickzuschlag in Rechnung zu stellen ist, geht dieser Vorteil wiederum verloren, übrig bleibt nur eine Stahlverschwendung.

Verbindet man bei einem Durchlaufträger die Säulen fest mit dem Balken, so erhält man vielfach statisch unbestimmte Rahmentragwerke, die infolge kräftigerer Einspannung der Balken günstigere Feldmomente aufweisen als die Durchlaufträger. Diesen günstigeren Biegemomenten infolge der Belastung stehen aber die zusätzlichen Momente entgegen, die sich aus den Zwängungen infolge Temperaturänderungen und Schwindwirkungen ergeben und die besonders an den äußeren Rahmenstielen nicht unerheblich sind. Man kann diese Zwängungsspannungen vermindern, wenn man die Randsäulen gelenkig an den Balken anschließt.

Bei Hallenbauten finden oft zweistielige Rahmen Verwendung, bei denen die Zwängungen aus Temperatur und Schwinden besonders bei großer Pfeilhöhe sehr gering sind. Diese Rahmen werden als eingespannte, Zweigelen- oder Dreigelenkrahmen ausgeführt. Bezüglich der Verwendung der einzelnen Rahmenarten liegen die Verhältnisse ähnlich wie bei den Brückengewölben.

Bei den Brückengewölben unterscheiden wir solche ohne Scheitelgelenke, das sind die eingespannten und die Zweigelenkbogen und solche mit Scheitelgelenken, die Eingelenk- und die Dreigelenkbogen. Gewölbe mit Scheitelgelenken sind sehr starken elastischen und plastischen Formänderungen unterworfen. Deshalb sollte man Eingelenkbogen nicht zur Ausführung bringen, auf den statisch bestimmten Dreigelenkbogen kann man jedoch bei Pfeilverhältnissen $\frac{l}{f} > 10$ nicht verzichten. Um aber in diesem Sonderfall den Einfluß der Verformungen auf die Schnittkräfte gering zu halten, muß der Dreigelenkbogen eine möglichst hohe Knicksicherheit haben. Dies erreicht man am einfachsten, wenn man ihn als Hohlbogen mit großer Kernweite ausführt. Da es sich um ein statisch

bestimmtes Tragwerk handelt, bedingt die hohe Biegesteifigkeit keine zusätzlichen Spannungen. Bei $10 > \frac{l}{f} > 6$ ist der Zweigelenkbogen am Platze, während bei kleineren Verhältnissen als $\frac{l}{f} = 5$ bis 6 und gutem Baugrund dem eingespannten Gewölbe der Vorzug zu geben ist.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß sowohl bei den Rahmen wie auch bei den Gewölben die Gelenke möglichst vermieden bzw. ihre Zahl eingeschränkt werden sollte, um den Vorteil des monolithischen Zusammenhanges des Stahlbetons voll auszunutzen, insbesondere, da die Untersuchungen über die Einwirkung des Kriechens zeigen, daß die auf Grund der üblichen Elastizitätstheorie ermittelten Zwängungsspannungen der statisch unbestimmten Gewölbe infolge Temperaturänderung und Schwinden durch die plastischen Wirkungen des Kriechens stark zurückgehen.

Gewölbe in Form von Zweigelenkbogen mit Zugbändern wurden früher auch im Hallenbau vielfach verwendet. Ihre Spannweite war aber infolge der großen Biegemomente, die sich bei diesen Dächern bei einseitiger Schnee- und Windbelastung ergeben, begrenzt. Heute sind an deren Stelle die Schalenträger getreten, die eine räumliche Kräftewirkung aufweisen. Sie bestehen aus zylindrischen Schalen mit den beiden Merkmalen, daß die Gewölbe gegenüber der Stützlinie überhöht und an den Enden durch Binderscheiben ausgesteift sind. Hierdurch wird im Gegensatz zu den ebenen Gewölben, die nur eine Trägerwirkung in Richtung des Gewölbes besitzen, zusätzlich noch eine Trägerwirkung in Richtung der Erzeugenden erzielt (Abb. 21). Die räumliche Kräftewirkung gestattet es, ein derartiges Gewölbe auf den den Schalengrundriß begrenzenden Säulen zu lagern, trotzdem treten aber in den Schalen auch bei einseitiger Belastung nur unwesentliche Biegemomente auf (ZEISS-DYWIDAG-Schalen).

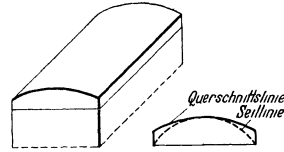


Abb. 21.

ZEISS-DYWIDAG-Schalenträger.

Die Faltwerke beruhen auf der gleichen Wirkungsweise, nur ist bei ihnen die gekrümmte Querschnittsline der Schale durch ein Vieleck ersetzt und damit tritt an Stelle des Zylinders ein aus Scheiben zusammengesetztes Prisma.

Auch bei den Kuppeln, die sowohl als doppelt gekrümmte Schalen, wie auch als Vieleckskuppeln, die aus einfach gekrümmten Zylinderschalen zusammengesetzt sind, ausgeführt werden, macht sich die räumliche Kräftewirkung so günstig bemerkbar, daß der Massivbau auch bei Spannweiten von 200 bis 300 m gegenüber den leichteren Stahlkonstruktionen wettbewerbsfähig ist. Vor der Berechnung dieser einzelnen Konstruktionsteile wird nun zunächst die Bemessung der Stahlbetonquerschnitte durchgesprochen. Der Platzersparnis wegen werden die üblichen Bemessungstafeln, die doch jeder Konstrukteur besitzt, weggelassen

B. Bemessung der Säulen auf mittigen Druck und Knickung.

Die Berechnung auf mittigen Druck.

Sowohl bei den Säulen mit einfacher Bügelbewehrung wie auch bei den spiralbewehrten Säulen gilt, wie durch Versuche bewiesen wurde, das Additions-gesetz, d. h. die Tragfähigkeit des Verbundkörpers setzt sich zusammen aus der Tragfähigkeit der Beton- und Eisenquerschnitte.

a) Die Säulen mit einfacher Bügelbewehrung.

Im Augenblick des Aufbringens der Belastung verteilt sich die Kraft auf Beton und Stahl entsprechend den Elastizitätsmoduli von Beton und Stahl. Da $E_s = n E_b$ ist, ist: $P_{zul} = \sigma_b (F_b + n F_s)$. Je höher nun die Last P wird, um so größer wird, wie im Abschnitt I gezeigt wurde, die Zahl n . Sobald aber die Beanspruchung des Stahls an der Quetschgrenze angelangt ist, müssen die weiteren Belastungs-

steigerungen von dem Beton allein aufgenommen werden. Die Bruchlast der Säule ist dann entsprechend dem Additionsgesetz gegeben durch

$$(11) \quad P_b = K_b F_b + \sigma_s F_e.$$

Hierbei sind K_b die Prismenfestigkeit des Betons und σ_s die Quetschgrenze des Stahles, F_b und F_e sind die Querschnittsflächen des Betons und des Stahles.

Bei dreifacher Sicherheit ergibt sich die zulässige Belastung zu

$$(11a) \quad P_{zul} = \frac{K_b}{3} \left(F_b + \frac{\sigma_s}{K_b} F_e \right) = \frac{K_b}{3} F_i.$$

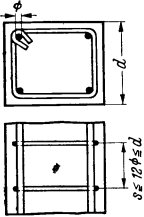


Abb. 22.

Darin ist $F_i = F_b + \frac{\sigma_s}{K_b} F_e$ der ideale, aus Beton und Eisen zusammengesetzte Querschnitt der Säule. Bei Handelsstahl ist $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ und damit ergibt sich für den Sonderfall eines Betons mit $K_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = \frac{K_b}{3} \text{ kg/cm}^2$ die ältere, in den Stahlbetonbestimmungen ebenfalls noch enthaltene Gleichung

$$(11b) \quad P_{zul} = \sigma_b (F_b + 15 F_e) = \sigma_b F_i.$$

Die Gl. (11b) ist zu verwenden, wenn der § 29 Ziff. 2 der deutschen Stahlbetonbestimmungen nicht erfüllt ist. Sie folgt auch aus der oben angeführten Gleichung $P_{zul} = \sigma_b (F_b + n F_e)$, wenn $n = 15$ gesetzt wird.

Bei Erfüllung des § 29 Ziff. 2 dürfen höhere Beanspruchungen $\frac{K_b}{3}$ zugelassen werden, wobei sich aus $\frac{\sigma_s}{K_b}$ ein kleinerer Wert als $n = 15$ ergibt. Außerdem darf dann auch hochwertiger Stahl verwendet werden.

Bei den Säulen mit einfacher Bügelbewehrung ist es nicht zulässig, eine Erhöhung der Tragfähigkeit infolge der Behinderung der Querdehnung in Rechnung zu stellen, weil bei der Querdehnung die Bügel nicht nur auf Zug, sondern vor allem auf Biegung beansprucht werden. Der Biegungswiderstand der Bügel ist aber so gering, daß diese geringfügige Wirkung außer acht bleiben muß, auch dann, wenn eine rechteckige Umschnürung ausgeführt wird.

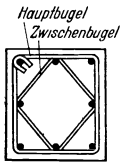


Abb. 22a.

Abgesehen von der Behinderung der Querdehnung haben die Bügel noch den Zweck der Sicherung des Zusammenhanges des Betons in der Querrichtung und den Vorteil, daß das Bewehrungsgerippe als Ganzes versetzt werden kann; vor allem aber soll durch sie das Ausknicken der Längseisen verhindert werden. Deshalb ist der Bügelabstand s festgelegt mit $s \leq 12 \phi \leq d$, wobei ϕ den Durchmesser der Längseisen und d die kleinste Säulenstärke angeben. Die Eckenisen sind durch Ausknicken selbstverständlich mehr gefährdet als die Zwischeneisen, aber auch diese müssen durch Zwischenbügel gehalten werden (Abb. 22a).

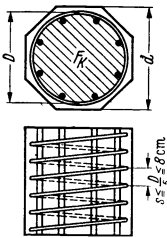


Abb. 23.

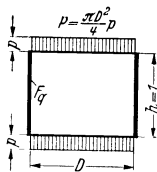


Abb. 23a.

b) Säulen mit Spiralbewehrung (Abb. 23).

Durch die endlose Spirale wird die Querdehnung des Betons wirksam behindert, wodurch die Tragfähigkeit der Säule gesteigert wird. Diese Wirkung soll an einem mit Wasser gefüllten Zylinder mit der Höhe $h=1$ gezeigt werden (Abb. 23a). Der Druck auf das Wasser je Flächeneinheit wird mit p bezeichnet.

Hieraus ergibt sich in dem Stahlzylinder eine Zugkraft in Größe von $Z = \frac{pD}{2}$. Der Widerstand des umschnürten Stahlzylinders ist erschöpft, wenn die Streckgrenze σ_s erreicht ist. Bezeichnen wir die Querschnittsfläche der Zylinderwandung

mit F_q , dann ist $\frac{pD}{2} = F_q \sigma'_s$ bzw. $p = \frac{2 F_q \sigma'_s}{D}$. Somit ist die gesamte Tragfähigkeit gegeben durch: $P = \frac{\pi D^3}{4} p = \frac{\pi D}{2} F_q \sigma'_s$. Nun ist $\pi D F_q = F_S$ die gesamte Eisenmenge der Umschnürung bei 1 m Höhe des Zylinders und damit ist die Tragfähigkeit: $P = \frac{1}{2} F_S \sigma'_s$. Dieses für den Wasserzylinder gewonnene Ergebnis kann auf die umschnürte Betonsäule übertragen werden.

Bei einer Längsspannung σ_b , der eine Längsdehnung ϵ und eine Querdehnung $\frac{\epsilon}{m}$ entsprechen, ergibt sich ein Druck auf die Umschnürung von $\sigma_q = \frac{\sigma_b}{m}$. Bei der umschnürten Betonsäule ist demnach der Seitendruck m -mal kleiner als bei dem Wasserzylinder und infolgedessen ist eine m -fach größere Last notwendig, um die Umschnürung bis zur Streckgrenze zu beanspruchen. Demnach beträgt die zusätzliche Tragkraft infolge der Umschnürung und der damit behinderten Querdehnung

$$(12) \quad \Delta P = \frac{m}{2} F_S \sigma'_s,$$

wobei F_S die gesamte Eisenmenge der Umschnürung je 1 m Höhe ist. Es ist

$$(12a) \quad F_S = \frac{\pi D f}{s},$$

dabei bedeutet f den Querschnitt des Spiraleisens und s die Ganghöhe.

Die Größe der Poissonschen Konstanten m kann selbstverständlich nur durch Versuche festgestellt werden. Für den Bruchzustand ergab sich $m = 5$, während im Bereich der Gebrauchsspannungen m wesentlich größer ist und etwa $m = 10$ bis 12 beträgt.

Damit ergibt sich die zusätzliche Tragkraft der Säule infolge der Spiralbewehrung zu

$$(12b) \quad \Delta P = 2,5 F_S \sigma'_s.$$

Die gesamte Bruchlast der spiralbewehrten Säule beträgt demnach

$$(13) \quad P_B = K_b F_K + \sigma_s F_e + 2,5 \sigma'_s F_S.$$

Da nur der Kern umschnürt ist, mußte gegenüber Gl. (11) der Gesamtquerschnitt F_b durch den Kernquerschnitt F_K ersetzt werden. Die zulässige Last beträgt

$$(13a) \quad P_{zul} = \frac{K_b}{3} \left(F_K + \frac{\sigma_s}{K_b} F_e + 2,5 \frac{\sigma'_s}{K_b} F_S \right) = \frac{K_b}{3} F_i S.$$

Für Handelsstahl ist $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma'_s = 3300 \text{ kg/cm}^2$, für hochwertigen Stahl ist $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma'_s = 4500 \text{ kg/cm}^2$. Der große Unterschied in der Höhe der Quetsch- und Streckgrenze beruht darin, daß einerseits die Spiraleisen viel dünner als die Längseisen sind und deshalb einer intensiveren Durcharbeitung beim Walzprozeß unterworfen sind, außerdem werden die Eisen durch die Wicklung kalt vorgereckt.

Für den Sonderfall $K_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ und Handelsstahl mit $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma'_s = 3300 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich analog zu Gl. (11b) die bei Nichterfüllung des § 2 Ziff. 2 anzuwendende Gleichung

$$(13b) \quad P_{zul} = \sigma_b (F_K + 15 F_e + 45 F_S) = \sigma_b F_i S.$$

Die außerhalb der Spirale liegende dünne äußere Betonschale muß gegen Zerdücken bzw. Abplatzen geschützt werden. Hierfür wird eine nur 1,5fache Sicherheit verlangt. Bei Vernachlässigung der Spirale ergibt sich bei 1,5facher Sicherheit $P_{zul} = \frac{1}{1,5} K_b F_i$. Andererseits beträgt bei Berücksichtigung der Spirale die zulässige Last $P_{zul} = \frac{1}{3} K_b F_i S$. Aus $\frac{K_b F_i}{1,5} \geq \frac{K_b F_i S}{3}$ folgt die Bedingung:

$$(13c) \quad F_i S \leq 2 F_i.$$

Da die Spiraleisen, wie der Vergleich der Gl. (13b) mit Gl. (11b) zeigt, dreifach wirksamer sind als die Längseisen, muß eine Gewähr dafür, daß im Verhältnis zu der Spirale nicht zu wenig Längseisen angeordnet werden, gegeben werden. Die Sicherung hierfür ist

$$(13d) \quad F_e \geq \frac{F_S}{3}.$$

Bezüglich der allgemeinen Bestimmungen und der zulässigen Beanspruchungen wird auf die Stahlbetonbestimmungen verwiesen.

Die Gl. (11) und (13) werden in der Neuauflage der Bestimmungen voraussichtlich eine einfachere Form erhalten, wobei der Unterschied bezüglich des § 29 wegfällt, und zwar werden sie lauten: $P_{zul} = \sigma_b F_b + \sigma_e F_e$ und $P_{zul} = \sigma_b F_K + \sigma_e F_e + \sigma_{es} F_S$, wobei $\sigma_e = \frac{\sigma_s}{3}$, $\sigma_{es} = \frac{2,5 \sigma'_s}{3}$ und $\sigma_b = \frac{K_b}{\delta}$. Dabei beträgt δ wenigstens 3, jedoch wächst bei Betonen höherer Qualität diese Zahl langsam an.

Zahlenbeispiel. Gegeben $P = 200 t$. Es ist eine spiralbewehrte Säule bei Erfüllung des § 29,2 zu berechnen. Zur Verwendung kommt hochwertiges Eisen, $F_e = 0,8\%$, $F_S = 2,4\%$, $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$. Nach Gl. (13a) ist

$$200\,000 = 70 F_K \left(1 + 0,008 \frac{3600}{210} + 2,5 \cdot 0,024 \frac{4500}{210} \right),$$

$$\frac{200\,000}{70} = F_K \cdot 2,425 = F_i S.$$

$$F_K = \frac{200\,000}{70 \cdot 2,425} = 1180 \text{ cm}^2 = \frac{\pi D^2}{4}, \quad D = 40 \text{ cm}, \quad d = 45 \text{ cm},$$

$$F_e = F_K \cdot 0,008 = 1180 \cdot 0,008 = 9,44 \text{ cm}^2.$$

$$F_S = 3 F_e = 28,32 \text{ cm}^2 = \frac{\pi D f}{s}.$$

Gewählt für die Spirale Stahl $\varnothing 14 \text{ mm}$ mit $f = 1,54 \text{ cm}^2$, demnach Ganghöhe $s = \pi \frac{40 \cdot 1,54}{28,32} = 6,8 \text{ cm}$.

Kontrolle für das Abplatzen der Schale: $F_{iS} = F_K \cdot 2,425 = 1200 \cdot 2,425 = 2910 \text{ cm}^2$. Für die achteckige Säule ist: $F_b = n \text{ tg } \pi/n \frac{d^2}{4} = 8 \cdot 0,414 \frac{45^2}{8} = 16,75 \text{ cm}^2$ (für $n \rightarrow \infty$, $n \text{ tg } \pi/n = \pi$) $F_i = F_b + \frac{\sigma_s}{K_b} F_e = 1675 + 9,44 \frac{3600}{210} = 1837 \text{ cm}^2$. Demnach ist $F_{iS} < 2 F_i$.

c) Die Berechnung der Säulen auf Knickung.

α) Die amtlichen Bestimmungen. Wegen der Knickgefahr müßten die zulässigen Spannungen bei Säulen auf $\sigma_{Kzul} = \frac{\sigma_{bzul}}{\omega}$, wo σ_{Kzul} die zulässige Knickspannung ist, herabgesetzt werden. Jedoch ermäßigt man nicht die Spannungen, sondern erhöht die Belastungen von P auf ωP und macht den Faktor ω abhängig vom Schlankheitsgrad der Säule $\lambda = \frac{h_S}{i}$, wobei h_S die Höhe der Säule und $i = \sqrt{\frac{\min J}{F}}$ der kleinste Trägheitsradius sind.

Die ω -Werte sind in den nachstehenden Tabellen angegeben. Bei den rechteckigen und den umschnürten Säulen ist ω als eine Funktion von $\frac{h_S}{\min d}$ angegeben.

Knickzahlen für quadratische und rechteckige Säulen mit einfacher Bügelbewehrung.

$h_S : d =$	15	20	25	30	35	40
$\omega =$	1,00	1,25	1,70	2,45	3,40	4,40

Knickzahlen für umschnürte Säulen.

$h_S : D = 13$	20	25
$\omega = 1,00$	1,70	2,70

Knickzahlen für Säulen mit beliebigem Querschnitt und einfacher Bügelbewehrung.

$\lambda = h_S : i = 50$	70	85	105	120	140
$\omega = 1,00$	1,25	1,70	2,45	3,40	4,40

Bei der letzten Tafel müssen bei der Berechnung von $\nu = \sqrt{\frac{J}{F}}$ die Eiseneinlagen außer Betracht bleiben. Zwischenwerte sind überall geradlinig einzuschalten.

Die geringste Dicke der Säulen ist festgelegt mit $h_S : d \leq 20$. Nur ausnahmsweise darf mit Genehmigung der Baupolizei z. B. bei Fenstersäulen diese Mindeststärke unterschritten werden. Hierbei ist für h_S stets die volle Stockwerkshöhe, sonst die Länge der Netzlinie in Rechnung zu stellen. Diese Bestimmung setzt voraus, daß der Kopf der Säule gegen seitliches Verschieben gesichert ist, weil andernfalls die Knicklast (Traglast) zurückgeht. Ein typisches Beispiel dafür ist der Rahmen nach Abb. 24 bzw. 24a.

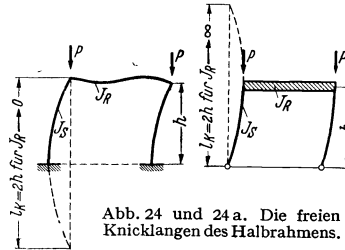


Abb. 24 und 24a. Die freien Knicklängen des Halbrahmens.

Bei dem Rahmen mit Fußbeanspruchung (Abb. 24) kann die freie Knicklänge l_K , wie die eingezeichnete Knicklinie zeigt, bei sehr weichem Riegel auf $l_K = 2 h_S$ ansteigen und nur bei unendlich starrem Riegel im Verhältnis zum Ständer wird $l_K = h_S$. Noch viel ungünstiger liegen die Verhältnisse bei dem Rahmen mit Fußgelenken. Hier wird bei unendlich steifem Riegel, wie die Abb. 24a zeigt, $l_K = 2 h_S$ und je kleiner das Verhältnis der Trägheitsmomente von Riegel zu Ständer, um so größer wird die freie Knicklänge l_K im Verhältnis zu h_S . Bei sehr weichem Riegel wird das Tragwerk instabil.

In den eben beschriebenen Fällen muß die freie Knicklänge l_K mit Hilfe von Differentialgleichungen oder bei veränderlichem Trägheitsmoment nach der Methode der stufenweisen Annäherung bestimmt werden, außerdem darf aber beim Einsetzen in die EULER-Gleichung nicht der hohe Wert E_0 des federnden Moduls nach Abschnitt I E 1 eingesetzt werden, sondern höchstens $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$, weil die Spannungsdehnungslinie gekrümmt und in ihrem oberen Bereich nur ein viel geringerer Modul $E_{0\sigma}$ vorhanden ist. Über diese Vorgänge soll die nachstehende kurze Untersuchung der auf mittigen Druck beanspruchten Säule einen Überblick geben.

β) Kurze Untersuchung über den Einfluß der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls mit der Spannung. Wenn der Elastizitätsmodul für den ganzen Spannungsbereich bis zum Bruch konstant ist, so gilt

die EULER-Gleichung $P_K = \pi^2 \frac{EJ}{l_K^2}$ bzw. $\sigma_K = \frac{P_K}{F} = \pi^2 \frac{E}{\lambda^2}$,

wobei $\lambda = \frac{l}{i}$, $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ sind. Sobald der Modul mit der

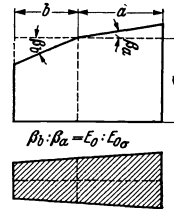


Abb. 25.

Spannung veränderlich ist, geht die Steifigkeit EJ ganz wesentlich zurück. Zu der zentrischen Druckspannung σ treten infolge eines kleinen Momentes Biegungsspannungen hinzu (Abb. 25). Die infolge dieses Biegemomentes auftretenden Dehnungen sind entsprechend der BERNOULLISCHEN Hypothese proportional dem Abstand von der neutralen Achse $N-N$, nicht aber die Spannungen, denn auf der Entlastungsseite ist der Modul E_0 (Entlastungsgerade der Abb. 14), auf der Belastungsseite dagegen der veränderliche Modul $E_{0\sigma}$ der Gl. (4) bzw. (5) maßgebend und deshalb besteht zwischen den Winkeln des Spannungsdiagramms

die Beziehung $\beta_a : \beta_b = E_{0\sigma} : E_0$. Schon im Jahre 1895 hat ENGESSER diese grundlegenden Untersuchungen angestellt und aus den Bedingungen „Summe aller Normalkräfte aus der Biegung gleich Null“ und „Äußeres Moment gleich dem inneren“ abgeleitet, daß die Steifigkeit $E_0 J$ durch den Ausdruck $E_{0\sigma} J_a + E_0 J_b$ zu ersetzen ist, wobei J_a und J_b die Trägheitsmomente der Querschnittsteile a und b bezogen auf die neutrale Achse sind. Damit lautet die Gleichung für die Knicklast

$$(14) \quad P_K = \pi^2 \frac{TJ}{l^2}, \text{ bzw. } \sigma_K = \pi^2 \frac{T}{\lambda^2},$$

wobei $T = \frac{E_{0\sigma} J_a + E_0 J_b}{J}$ und $\lambda^2 = \frac{l^2}{i^2}$, $i^2 = \frac{J}{F}$ sind.

Für den Sonderfall des Rechteckquerschnitts vereinfacht sich die Gleichung für T zu:

$$(14a) \quad T = \left(\frac{2}{1 + \sqrt{\frac{E_0}{E_{0\sigma}}}} \right)^2 E_0.$$

Diese Gleichungen von ENGESSER gelten nur für die Ermittlung der Knicklast bei rein mittigem Druck. Bei gleichzeitigen Biegemomenten bedürfen sie noch einer Ergänzung.

Wir wollen nun für die Gl. (4) für den Fall $\alpha = 1$ den Zusammenhang zwischen der Knickspannung σ_K und dem Schlankheitsgrad λ ermitteln. Mit $\alpha = 1$ ist:

$$E_{0\sigma} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma_K}{K_b} \right).$$

Wir führen die Untersuchung für $K_b = 300 \text{ kg/cm}^2$, $E_0 = \frac{550\,000}{150 + K_b} K_b = 1225 K_b$ durch. Die Berechnung erfolgt mit Hilfe der nachstehenden Tabelle. Die Reihe 1 enthält den Wert $\sigma_K = \gamma K_b$, Reihe 2 den Wert $E_{0\sigma} = \delta E_0$, Reihe 3 den Wert $T = \left(\frac{2}{1 + \sqrt{\frac{E_0}{E_{0\sigma}}}} \right)^2 \cdot E_0 = \varkappa E_0$, Reihe 4 den Schlankheitsgrad $\lambda = \pi \sqrt{\frac{T}{\sigma_K}}$,

wobei $T = \varkappa E_0 = \varkappa \cdot 1225 K_b$ ist. Zum Vergleich sind in Reihe 5 noch die Werte der EULER-Hyperbel $\lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{E_0}{\sigma_K}}$ angegeben, wobei $E_0 = 1225 K_b$ ist.

Reihe																	
1	$\sigma_K = \gamma K_b$	= 0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	0,90	1,00					K_b
2	$E_{0\sigma} = \delta E_0$	= 1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00					E_0
3	$T = \varkappa E_0$	= 1,000	0,950	0,897	0,829	0,762	0,687	0,598	0,500	0,381	0,232	0,000					E_0
4	$\lambda = \pi \sqrt{\frac{T}{\sigma_K}}$	= ∞	339	234	183	152	129	110	93	75,9	55,8	0					
5	$\lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{E_0}{\sigma_K}}$	= ∞	348	246	201	174	156	142	132	123	116	113					

Zum Vergleich sind in der nächsten Tabelle die Knickspannungen σ_K nach der Gl. (5) für $a = 1$ und $E_{0\sigma} = E_0 \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_b} \right)$ ermittelt. Die Reihe 1 gibt $\varepsilon = \gamma \varepsilon_b$ an, bei gleichem Wert γ wie oben erhalten wir auch gleiche Werte $E_{0\sigma}$ und T , die in Reihe 2 nochmals angeschrieben sind; in der Reihe 3 sind dann die mittels der Gl. (5c) $\frac{\sigma_K}{K_b} = \frac{1}{\varepsilon_b} \varepsilon (2 \varepsilon_b - \varepsilon) = \gamma (2 - \gamma) = r$ die zu diesen Werten ε gehörenden Spannungen σ_K eingetragen und in Reihe 4 stehen die zugehörigen Schlankheitsgrade.

Reihe 1	$\varepsilon = \gamma \varepsilon_b = 0,00$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	ε_b
2	$T = \kappa E_0 = 1,000$	0,950	0,897	0,829	0,762	0,687	0,598	0,500	0,381	0,232	0,000	E_0
3	$\sigma_K = \tau K_b = 0,00$	0,19	0,36	0,51	0,64	0,75	0,84	0,91	0,96	0,99	1,00	K_b
4	$\lambda = \pi \sqrt{\frac{T}{\sigma_K}} = \infty$	245	174	140	120	105	92,5	81,5	69,5	53	0	

Die Zusammenhänge zwischen λ und σ_K sind in Abb. 26 eingetragen. Hierbei zeigt die Kurve *a* die EULER-Hyperbel (Werte λ_0), die Kurve *b* gibt dagegen die Knickspannungen σ_K für die Gl. (4) mit $\alpha = 1$ und $E_{0\sigma} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{K_b}\right)$, und die Kurve *c* die Knickspannungen für die Gl. (5a) mit $a = 1$ und $E_{0\sigma} = E_0 \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_b}\right)$. Die Ergebnisse für die Gl. (4) sind wesentlich ungünstiger als die für Gl. (5). Das hängt damit zusammen, daß bei der Gl. (5) der Modul $E_{0\sigma}$ erst in der Nähe der Bruchfestigkeit auf Null zurückgeht, während bei der Gl. (4) der Modul sehr rasch und zwar linear mit der wachsenden Spannung kleiner wird. Außerdem ist bei der Gl. (5) die Bruchstauchung sehr gering, bei der Gl. (4) dagegen wird sie unendlich groß im Gegensatz zu den Versuchen, bei denen sich $\varepsilon_b = 1,5$ bis 3‰ ergab. Verlangt man für beide Gleichungen dieselbe Bruchdehnung, so erhält man aus Gl. (5c)

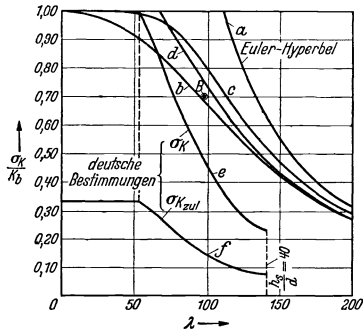


Abb. 26. Die Knickspannungen zentrisch gedruckter E. B. Säulen (B Versuche von BACH).

mit $a = 1,0$ für $\sigma = K_b$ die Beziehungen: $K_b = \frac{E_0 \varepsilon_b}{2 \varepsilon_b} (2 \varepsilon_b - \varepsilon_b)$ und $\varepsilon_b = 2 \frac{K_b}{E_0}$ und aus Gl. (4c) $\varepsilon_b = \frac{\alpha K_b}{E_0} \ln \frac{\alpha}{\alpha - 1}$. Durch Gleichsetzen der beiden Ergebnisse für ε_b wird $\frac{K_b}{E_0} \alpha \ln \frac{\alpha}{\alpha - 1} = 2 \frac{K_b}{E_0}$, hieraus folgt $\alpha = 1,25$ und $E_{0\sigma} = \frac{E_0}{1,25 K_b} (1,25 K_b - \sigma)$. Dies ist aber die Gleichung, die, wie oben erwähnt,

den deutschen Bestimmungen zugrunde liegt. Die Werte σ_K , die sich aus dieser Gleichung ergeben, sind ebenfalls in der Abb. 26 als Linie *d* aufgetragen.

Vergleicht man nun damit die Ergebnisse der Versuche von BACH an mittig gedrückten Säulen* und zieht von den ermittelten Knicklasten den auf die Längseisen entfallenden Anteil ab, so kommt man bei den verwendeten Prismenfestigkeiten auf die Knickspannung $\sigma_K = 0,7 K_b$, die zwischen den Linien *b* und *d* liegt und eine gute Übereinstimmung mit den obigen Untersuchungen zeigt.

Diese Untersuchungen sind jedoch nur für mittig gedrückte Säulen maßgebend. Sobald zu den Normalkräften Biegemomente hinzukommen, sinken die Knickspannungen σ_K ganz wesentlich. Da hier zu einer näheren Erörterung dieser Fragen zu wenig Raum zur Verfügung steht, wird auf den Aufsatz von HABEL: „Berechnung der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen auf *n*-freier Grundlage“ Beton und Eisen 38 (1939) S. 221 und die dort angegebene Literatur verwiesen.

Mit Rücksicht auf den Einfluß der Momente sind die Werte $\sigma_K = \frac{K_b}{\omega}$ der deutschen Bestimmungen wesentlich ungünstiger als die sich aus den Linien *b*, *c* und *d* ergebenden. Diese Werte σ_K der Bestimmungen sind in der Linie *e* der

* Siehe Z. VDI 57 (1913) S. 1969.

Abb. 26 wiedergegeben, die zulässigen Knickspannungen $\sigma_{Kzul} = \frac{\sigma_K}{3}$ dagegen in der Linie *f*.

Vergleicht man nun noch die Diagramme σ_K für Beton mit denen für Stahl, so fällt auf, daß sich bei Beton die σ_K -Linie schon bei sehr großen Schlankheiten λ von der EULER-Hyperbel ablösen, während bei Stahl gemäß Abb. 27 die Ablösung erst bei der Proportionalitätsgrenze σ_P erfolgt.

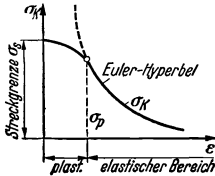


Abb. 27.

Abschließend sei noch bemerkt, daß es erwünscht wäre, bei den Säulen der Hochbauten Schlankheiten bis zu $\frac{hs}{d} = 25$ zuzulassen, während es, wie schon erwähnt, bei den spiralbewehrten Säulen gar keinen Zweck hat, über $\frac{hs}{D} = 20$ hinauszugehen.

Über die schwierigere Ermittlung der Knicklasten von Gewölben folgen später bei den Bogenbrücken noch weitere Darlegungen.

C. Bemessung der Stahlbetonquerschnitte auf reinen Zug.

Reiner Zug tritt in folgenden Konstruktionsgliedern des Stahlbetons auf: Zugbänder und Hängestangen von Brücken und Hallen, Füllungsstäbe von Stahlbetonfachwerkträgern, Zugringe von Kuppeln, Druckwasserrohre, Flüssigkeitsbehälter in Form von Rotationschalen.

Für die Bemessung ist immer maßgebend, daß die gesamte Zugkraft von den Eisen allein aufgenommen werden muß, $F_e \sigma_e = Z$. Bei Flüssigkeitsbehältern muß aber noch Vorsorge getroffen werden, daß in dem Beton keine Haarrisse auftreten, d. h. die Betonzugspannungen müssen unter der Betonzugfestigkeit liegen. Zu der Gleichung

$$Z = F_e \sigma_e$$

tritt daher noch die weitere Gleichung

$$Z = (F_b + nF_e) \sigma_z,$$

wobei σ_z die zulässige Beanspruchung des Betons auf Zug ist. Aus der Verbindung der beiden Gleichungen folgt

$$Z = F_e \sigma_e = (F_b + nF_e) \sigma_z \quad \text{bzw.} \quad \frac{F_e}{F_b} \sigma_e = \left(1 + n \frac{F_e}{F_b}\right) \sigma_z.$$

Den Bewehrungsprozentsatz $\frac{F_e}{F_b}$ bezeichnen wir mit μ und erhalten damit die nachstehende Beziehung zwischen σ_e und σ_z .

$$(15) \quad \sigma_e = \frac{1 + n\mu}{\mu} \sigma_z.$$

Nachstehend ist diese Gleichung für eine zulässige Betonzugspannung $\sigma_z = 10 \text{ kg/cm}^2$ und $n = 15$ ausgewertet.

$\mu = \frac{F_e}{F_b} = 1,00$	1,25	1,50	2,00	2,50	3,00%
$\sigma_e = 1150$	950	815	650	520	485 kg/cm ² .

Je höher der Bewehrungsprozentsatz ist, um so geringer muß die Eisenspannung σ_e gehalten werden, um durch die Begrenzung der zulässigen Betonzugspannung mit $\sigma_z = 10 \text{ kg/cm}^2$ den Beton vor Haarrissen zu sichern.

Beispiel: Stahlbetonrohr, lichter Durchmesser $d' = 200 \text{ cm}$ bei 3 at. Innendruck.

Wir wählen $\sigma_e = 950 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 1,25\%$. Die Zugkraft ist $Z = \frac{p d'}{2} = 300 \text{ kg}$ je lfd. cm. $F_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{300}{950} = 0,316 \text{ cm}^2$ je lfd. cm bzw. $F_e = 31,6 \text{ cm}^2$ je lfd. m.

$$\mu \cdot d = F_e \text{ oder } 0,0125 d = 0,316 \text{ cm}^2, \quad d = \frac{0,316}{0,0125} = 25,3 \text{ cm}.$$

D. Bemessung der Stahlbetonquerschnitte auf Biegung.

1. Allgemeine Grundlagen der Biegungstheorie.

Bei der Belastung eines auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbalkens mit einer ansteigenden Last ergeben sich je nach Größe der Last verschiedene Spannungszustände. Bei geringer Last erhält man ein Spannungsdiagramm nach Abb. 28a, hierbei kann wegen der geringen Spannungen der Elastizitätsmodul sowohl für den Druck- als auch für den Zugbereich als konstant angesehen werden, woraus in Verbindung mit der BERNOULLISCHEN Hypothese sich eine geradlinige Spannungsverteilung ergibt (Stadium Ia). Steigert man die Belastung, so wird zunächst der Modul für Zug stark zurückgehen, während der Modul für Druck noch annähernd konstant ist, wie man aus der früheren Abb. 16 erkennen kann. Als Folge daraus ergibt sich in diesem Stadium Ib für den Druckbereich eine fast geradlinige Spannungsverteilung, im Zugbereich aber ein starker Abfall der Spannungen gegenüber dem geradlinigen Spannungsverlauf (Abb. 28b). Dieser Zustand bleibt erhalten, bis in der Zugzone infolge Überschreitens der Dehnungssteifigkeit bzw. der Biegungszugfestigkeit des Betons Risse auftreten.

Bei vollständig gerissener Zugzone sprechen wir vom Stadium II, bei dem die Biegungszugkräfte durch die Eisen allein aufgenommen werden.

Beim Stadium II kann der Biegungsbruch entweder durch Erreichen der Streckgrenze der Zugbewehrungen oder durch Überwindung der Druckfestigkeit erfolgen. Welcher Fall für den Bruch maßgebend ist, hängt vor allem von der Stärke und der Streckgrenze der Bewehrung ab.

Bei schwacher Bewehrung erfolgt das Fließen der Eisen schon bei Betondruckspannungen, die im Verhältnis zur Druckfestigkeit des Betons gering sind, so daß trotz der Veränderlichkeit des Druckmoduls der Verlauf der Druckspannungen nur wenig von dem Geradliniengesetz abweicht und näherungsweise noch mit einem geradlinigen Verlauf gerechnet werden kann. Diesen Zustand bezeichnen wir mit dem Stadium IIa (Abb. 28c).

Bei starker Bewehrung der Zugzone wird der Biegungsbruch durch Überschreiten der Betondruckfestigkeit herbeigeführt. Da in dem Bereich der hohen Druckspannungen der Modul für Druck sehr stark abfällt, ergeben sich für den Druckbereich sehr starke Abweichungen vom Geradliniengesetz (Abb. 28d). Bei vollständiger Erschöpfung der Tragfähigkeit der Druckzone nimmt das Diagramm der Druckspannungen idealisiert die Form eines Rechteckes an (Stadium IIb).

Bei der Bemessung der Stahlbetonquerschnitte gehen wir nun von folgenden Voraussetzungen aus:

a) Die Dehnungen sind proportional dem Abstand von der Nulllinie (BERNOULLISCHE Hypothese).

b) Bei der Bemessung gehen wir vom Bruchzustand aus, infolgedessen darf eine Mitwirkung der Betonzugzone nicht in Rechnung gestellt werden. Die Biegungszugkräfte müssen durch die Eiseneinlagen allein aufgenommen werden.

c) Unabhängig davon, ob der Bruch durch Erreichen der Streckgrenze der Eisen nach Stadium IIa, bei dem die Verteilung der Druckspannungen noch einigermaßen geradlinig ist, oder nach Stadium IIb durch Überschreiten der Druckfestigkeit des Betons erfolgt, rechnen wir mit einer geradlinigen Spannungsverteilung. Diese Rechnung liefert wegen der Krümmung des Druckdiagramms zu ungünstige Druckspannungen. Die Nachrechnung durchgeführter Versuche muß deshalb einen Wert der Biegedruckfestigkeit ergeben, der wesentlich höher als die wahre Festigkeit ist. Die Biegedruckfestigkeit ist daher 1,3 bis 1,7mal höher

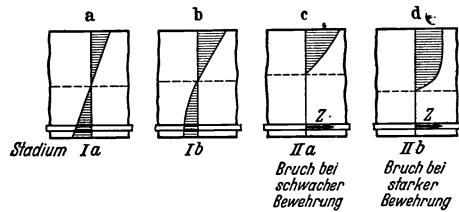


Abb. 28. Die Stadien der Spannungsverteilung bei dem Balken.

als die wahre Festigkeit. Der Faktor wird um so größer, je näher der Bruchzustand beim Stadium IIb liegt.

d) Da bei den Verbundkörpern das Eisen die gleichen Dehnungen wie der Beton hat, sind die Eisenspannungen $n = \frac{E_e}{E_b}$ mal größer als die des Betons. Wir berücksichtigen dies, indem wir in dem geradlinigen Spannungsdiagramm der Abb. 29 die Spannungen der Zugeisen mit $\frac{\sigma_e}{n}$, die der Druckeisen mit $\frac{\sigma_e'}{n}$ einzeichnen. Da wir vom Bruchzustand ausgehen, bei dem gemäß Abb. 16 die Zahl n sehr stark anwächst, ist diese in den deutschen Bestimmungen mit $n = 15$ festgelegt. Man kann sich auch die Eisenquerschnitte durch n -fach vergrößerte Betonquerschnitte ersetzt denken, weil die Eisenspannungen n -fach größer sind als die benachbarten Betonspannungen.

e) Wenn mehrere Zugeiseneinlagen übereinander liegen, so hat im Bereich der Gebrauchsspannungen jede Lage eine andere Spannung. Trotzdem rechnen wir mit der Schwerpunktspannung, die bis zu 5% niedriger als die der untersten Lage ist. Diese Tatsache ist aber belanglos, weil der Balken im Stadium IIa erst dann bricht, wenn alle Lagen bis zur Streckgrenze, d. h. durch gleiche Spannungen beansprucht sind.

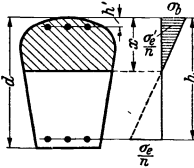


Abb. 29.

f) Während für die Bemessung der Stahlbetonquerschnitte immer das Stadium II mit gerissener Zugzone maßgebend ist, ist in manchen Fällen eine Nachrechnung nach Stadium I bei Berücksichtigung der Betonzugspannungen notwendig, wenn zur Vermeidung von Haarrissen diese begrenzt werden sollen. In diesem Fall rechnet man

trotz der nach einer Kurve verlaufenden Betonzugspannungen des Stadiums Ib mit einer geradlinigen Spannungsverteilung nach Stadium Ia über die ganze Querschnittshöhe. Hierbei ergeben sich selbstverständlich wiederum größere Biegezugspannungen als sie tatsächlich vorhanden sind. Die scheinbare Festigkeit nennen wir die Biegezugfestigkeit, die rd. 1,3 bis 1,9mal größer ist als die wahre Festigkeit.

Bei gegebenen Spannungen σ_b des Betons und σ_e des Eisens folgt die Lage der neutralen Achse nach Abb. 29 aus

$$(16) \quad x = h \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_e/n} = h \frac{n\sigma_b}{n\sigma_b + \sigma_e} = s h.$$

Diese Gleichung ist unabhängig von der Querschnittsform des Balkens und der Faktor s ist dimensionslos.

Für die Ermittlung der inneren Kräfte stehen uns zwei Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung.

α) Das Moment der inneren Kräfte ist gleich dem Moment der äußeren Kräfte. Dabei haben wir freie Wahl bezüglich der Achse, auf welche wir das Moment der inneren Kräfte beziehen, z. B. kann diese die Schwerachse der Zugeiseneinlage sein.

β) Die Summe der inneren Kräfte muß gleich Null sein, d. h. die Druckkraft des Betons einschließlich der Druckkraft der Druckeisen muß gleich der Biegezugkraft der Zugeisen sein. Diese zweite Bedingung können wir auch dadurch ersetzen, daß wir das Moment der inneren Kräfte ein zweites Mal, und zwar um den Schwerpunkt der Druckkräfte aufstellen und dem äußeren Moment gleichsetzen.

2. Bemessungsverfahren für den Rechteckquerschnitt.

a) Bemessungsverfahren für den einfach bewehrten Rechteckquerschnitt (Abb. 30).

Aus dem Moment um den Schwerpunkt der Zugeisen folgt bei Berücksichtigung, daß $x = s h$ ist

$$M = \frac{1}{2} \sigma_b x b \cdot z = \frac{1}{2} \sigma_b x b \left(h - \frac{x}{3} \right) = \frac{1}{2} s \left(1 - \frac{s}{3} \right) \sigma_b \cdot b h^2$$

$$(16a) \quad h = \sqrt{\frac{2}{s \left(1 - \frac{s}{3} \right) \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Aus dem Drehmoment um den Schwerpunkt der Druckkräfte folgt

$$M = F_e \sigma_e z = F_e \sigma_e \left(h - \frac{x}{3} \right) = F_e \sigma_e h \left(1 - \frac{s}{3} \right)$$

$$(16b) \quad F_e = \frac{1}{\sigma_e \left(1 - \frac{s}{3} \right)} \frac{M}{h} = k \frac{M}{h}$$

Aus der Vereinigung der Gl. (16a) und (16b) folgt noch eine weitere Gleichung für F_e :

$$(16c) \quad M = F_e \sigma_e h \left(1 - \frac{s}{3} \right) = F_e \sigma_e \left(1 - \frac{s}{3} \right) r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$F_e = \frac{1}{\sigma_e \left(1 - \frac{s}{3} \right) r} \sqrt{M b} = t \sqrt{M b}$$

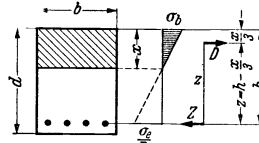


Abb. 30.

Eine dritte Gleichung für F_e erhalten wir aus der Verbindung der Gl. (16c) mit der Gl. (16a)

$$(16d) \quad F_e = t \cdot \sqrt{M b} = t b \sqrt{\frac{M}{b}} = \frac{t}{r} b h = \mu b h,$$

wobei μ den Bewehrungsprozentsatz bedeutet. Des weiteren ist

$$(16e) \quad z = \left(h - \frac{x}{3} \right) = h \left(1 - \frac{s}{3} \right) = u h.$$

Die Faktoren u , r , k , t und μ sind alle Funktionen von $s = \frac{x}{h}$ und den Randspannungen σ_b und σ_e . Sie sind für alle Betonspannungen von $\sigma_b = 1 \text{ kg/cm}^2$ bis $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ für die in Frage kommenden Eisenspannungen $\sigma_e = 1200, 1400, 1500, 1800 \text{ kg/cm}^2$ in Tabellen zusammengestellt. Der Platzersparnis wegen wird auf die Wiedergabe dieser Tabellen, die in jedem Bemessungshandbuch zu finden sind, verzichtet.

Die Gl. (16d) benötigt man für die Spannungsnachprüfung, die Gl. (16b) und (16c) für die Bemessung der Eiseneinlagen. Hiervon ist aber die Gleichung $F_e = k \frac{M}{h}$ die geeigneter, da k im Gegensatz zu t sich nur wenig mit der Spannung ändert und somit weniger fehlerempfindlich ist.

Es ist darauf zu achten, welche Maßeinheiten den Tabellen zugrunde liegen (kg oder t bzw. m oder cm). Am geeignetsten sind diejenigen, die auf t und m bzw. cm bezogen sind.

α) Zahlenbeispiel für einen Rechtecksquerschnitt. Gegeben: $M = 10 \text{ tm}$, $b = 0,25 \text{ m}$, $\sigma_b/\sigma_e = 60/1200$, gesucht h und F_e (freie Bemessung).

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 9,53 \sqrt{\frac{10}{0,25}} = 60,3 \text{ cm}, \quad d = 65 \text{ cm},$$

$$F_e = k \frac{M}{h} = 97,22 \frac{10}{60,3} = 16,1 \text{ cm}^2.$$

β) Zahlenbeispiel. Gegeben: $M = 15 \text{ tm}$, $d = 70 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$, $\sigma_e \text{ zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$, gesucht σ_b und F_e (gebundene Bemessung, da der Betonquerschnitt gegeben ist) $h = d - 4 = 66 \text{ cm}$. Man löst Gl. (16a) nach r auf und erhält

$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{66}{\sqrt{\frac{15}{0,25}}} = 12,25.$$

Aus der Tabelle folgt für dieses $r = 12,25$, $\sigma_b = 43 \text{ kg/cm}^2$, $k = 94,33$, dafür ergibt sich

$$F_e = 94,33 \frac{15,0}{66} = 21,4 \text{ cm}^2.$$

Aus der Gl. (16) folgt das Tragemoment eines Rechteckquerschnitts zu

$$(17) \quad M_b = \left(\frac{h}{r}\right)^2 b$$

und aus $M = \frac{1}{2} \sigma_b x b z = \sigma_b W_b$ das Widerstandsmoment zur Berechnung der Betonspannungen.

$$(17a) \quad W_b = \frac{1}{2} b x z.$$

Das Widerstandsmoment zur Berechnung der Eiseneinlagen folgt aus:

$$(17b) \quad \begin{aligned} M &= F_e \sigma_e z = \sigma_e W_e \\ W_e &= F_e z. \end{aligned}$$

b) Die Spannungsnachprüfung für den einfach bewehrten Rechteckquerschnitt.

In diesem Falle sind b , h , F_e und M gegeben. Gesucht sind σ_b und σ_e .

α) *Nachprüfung der Spannungen ohne Anwendung von Tabellen.* Aus der Gleichgewichtsbedingung $N = 0$ folgt, daß die neutrale Achse auch im Stadium IIa die Schwerachse des „wirksamen Querschnitts“, d. h. der gedrückten Betonfläche und der n -fachen Bewehrungsfläche ist. Der Abstand der Nulllinie von der Oberkante des Rechtecks ergibt sich somit aus der Gleichung (s. hierzu Abb. 30)

$$b x \frac{x}{2} = n F_e (h - x), \quad \text{bzw.} \quad x = \frac{n F_e}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{n F_e}} \right) \quad \text{und} \quad z = h - \frac{x}{3}.$$

Die Spannungen folgen wiederum aus

$$\sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{2M}{b x z}, \quad \sigma_e = \frac{M}{W_e} = \frac{M}{F_e z}$$

entsprechend den Gl. (17a) und (17b).

β) *Nachprüfung der Spannungen mit Hilfe von Tabellen unter Verwendung der Gl. (16b).* Zahlenbeispiel. Gegeben: $M = 27$ tm, $h = 100$ cm, $b = 0,30$ m, $F_e = 22,6$ cm², gesucht σ_e und σ_b .

$$\mu = \frac{F_e}{F_b} = \frac{22,6}{100 \cdot 30} = 0,00754 = 0,754 \%$$

Zu diesem Wert μ entnimmt man der Tabelle den Wert $s = 0,376$. Hiermit ist $x = 0,376 \cdot 100 = 37,6$ cm und $z = u h = 0,875 \cdot 100 = 87,5$ cm. Die Spannungen ergeben sich zu:

$$\sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{2700000}{\frac{1}{2} 30 \cdot 37,6 \cdot 87,5} = 54,7 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_e = \frac{M}{W_e} = \frac{2700000}{22,6 \cdot 87,5} = 1365 \text{ kg/cm}^2.$$

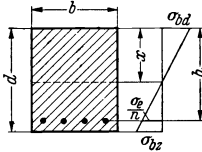


Abb. 31.

c) Nachprüfung der Betonzugspannungen der Rechteckquerschnitte nach Stadium Ia (Abb. 31).

Diese Nachprüfung ist erforderlich bei Baugliedern, bei denen Haarrisse im Beton vermieden werden müssen. Die Berechnung ist dieselbe wie bei den homogenen Eisen- und Holzquerschnitten. Die Lage der neutralen Achse folgt als Schwerachse des Betonquerschnitts, vermehrt um die n -fache Bewehrungsfläche aus:

$$x (b d + n F_e) = \frac{b d^2}{2} + n F_e h \quad \text{bzw.} \quad x = \frac{b d^2/2 + n F_e h}{b d + n F_e}.$$

Als dann berechnet man das Trägheitsmoment:

$$J = \frac{b d^3}{12} + b d \left(x - \frac{d}{2} \right)^2 + n F_e (h - x)^2.$$

Die Spannungen folgen dann aus

$$\sigma_b d = \frac{M}{J} x, \quad \sigma_b z = \frac{M}{J} (d - x), \quad \sigma_e = n \frac{M}{J} (h - x).$$

Bei mitwirkender Betonzugzone ist $x > \frac{d}{2}$.

Zahlenbeispiel. Gegeben sind $M = 9 \text{ tm}$, $d = 85 \text{ cm}$, $h = 81 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $F_e = 16,44 \text{ cm}^2$, gesucht $\sigma_b d$, $\sigma_b z$, σ_e .

$$x(30 \cdot 85 + 15 \cdot 16,44) = 30 \frac{85^2}{2} + 15 \cdot 16,44 \cdot 81, \quad x = 45,9 \text{ cm.}$$

$$J = \frac{30 \cdot 85^3}{12} + 30 \cdot 85(45,9 - 42,5)^2 + 15 \cdot 16,44(81 - 45,9)^2 = 1866500 \text{ cm}^4 = 0,01866 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_b d = \frac{9}{0,01866} 0,459 = 221 \text{ t/m}^2 = 22,1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b z = \frac{9}{0,01866} (0,85 - 0,459) = 189 \text{ t/m}^2 = 18,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = 15 \frac{9}{0,01866} (0,81 - 0,459) = 2250 \text{ t/m}^2 = 225 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Bemessung der doppelt bewehrten Rechteckquerschnitte (Abb. 32).

Ist die Konstruktionshöhe des Stahlbetonbalkens beschränkt, so daß ohne besondere Maßnahmen die zulässige Betonbeanspruchung überschritten würde, so wird zur Entlastung des Betons eine Druckbewehrung eingelegt. Ohne Berücksichtigung der Druckeisen kann der Querschnitt gemäß Gl. (17) ein Tragmoment

$$M_b = \left(\frac{h}{r}\right)^2 \cdot b \text{ aufnehmen, welchem eine Zugbewehrung von } F_e = k \frac{M_b}{h} \text{ entspricht.}$$

Das noch übrig bleibende Restmoment $\Delta M = M - M_b$ muß dann durch Druckeisen aufgenommen werden, denen eine zusätzliche Zugbewehrung F_{e2} zugeordnet ist. Die letztere folgt aus:

$$F_{e2} = \frac{\Delta M}{\sigma_e (h - h')},$$

wobei $h - h'$ der Abstand der beiden Eisen­einlagen ist. Die Druckbewehrung F'_{e2} zur Aufnahme des Restmoments ergibt sich aus der Forderung, daß die neutrale Achse des Verbundquerschnittes erhalten bleiben muß, d. h. das statische Moment der zusätzlichen Zug- und Druckbewehrung bezogen auf die neutrale

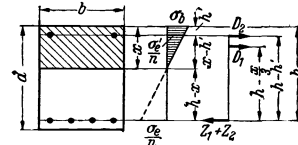


Abb. 32.

Achse muß gleich Null sein.

$$F'_e (x - h') = F_{e2} (h - x), \quad F'_e = F_{e2} \frac{h - x}{x - h'}.$$

Somit erhalten wir folgende Gleichungen

$$(18) \quad M_b = \left(\frac{h}{r}\right)^2 b, \quad \Delta M = M - M_b,$$

$$(18a) \quad F_e = F_{e1} + F_{e2} = k \frac{M_b}{h} + \frac{\Delta M}{\sigma_e (h - h')},$$

$$(18b) \quad F'_e = F_{e2} \frac{h - x}{x - h'}.$$

Wir hätten die Größe der Druckbewehrung auch aus der Gleichgewichtsbedingung Druckkraft = Zugkraft, $F_{e2} \sigma_e = F'_e \sigma'_e$ ermitteln können.

Zahlenbeispiel. Gegeben $M = 12,5 \text{ tm}$, $b = 0,40 \text{ m}$, $h = 48 \text{ cm}$, $h' = 4 \text{ cm}$, $\sigma_b/\sigma_e = 60/1200$, gesucht sind F_e und F'_e .

$$M_b = \left(\frac{h}{r}\right)^2 b = \left(\frac{48}{9,53}\right)^2 0,40 = 10,13 \text{ tm}, \quad \Delta M = 12,5 - 10,13 = 2,37 \text{ tm},$$

$$F_e = 97,22 \frac{10,13}{48} + \frac{2,37}{1,2(0,48 - 0,04)} = 20,52 + 4,49 = 25,0 \text{ cm}^2,$$

$$x = sh = 0,429 \cdot 48 = 20,6 \text{ cm.}$$

$$F'_e = 4,49 \frac{48 - 20,6}{20,6 - 4,0} = 7,40 \text{ cm}^2.$$

3. Bemessungsverfahren für den Plattenbalkenquerschnitt.

Bei negativem Biegemoment liegt die Platte in der Zugzone und darf deshalb bei der Bemessung nicht in Rechnung gestellt werden, so daß in diesem Falle das Bemessungsverfahren für Rechteckquerschnitte maßgebend ist.

Bei positiven Biegemomenten kann bei im Verhältnis zur Steghöhe dicken Platten die neutrale Achse innerhalb der Platte liegen, so daß hier ebenfalls das Berechnungsverfahren der Rechteckquerschnitte maßgebend ist. Zu erörtern bleibt nur der Fall, in dem bei positiven Momenten die neutrale Achse unterhalb der Platte liegt.

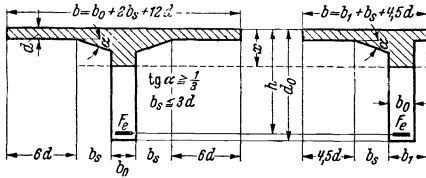


Abb. 33.

Abb. 33 a.

Bei den Plattenbalken des Hochbaues ist es unwirtschaftlich, die zulässigen Druckspannungen des Betons auszunutzen. Man würde damit sehr geringe Konstruktionshöhen bei sehr starken Eiseneinlagen erhalten.

Bei Nebenträgern sollten deshalb nur Betondruckspannungen von 20 bis 30 kg/cm² und bei Hauptträgern solche von 25 bis 35 kg/cm² in Rechnung gestellt werden. Bei hochwertigem Eisen sind diese Spannungen um rd. 5 kg/cm² zu erhöhen. Da die Druckspannungen des Betons nicht ausgenutzt werden können, kann man ohne weiteres auch die Druckspannungen in den Stegen vernachlässigen und durch Zuweisung der gesamten Biegedruckkraft an die Platte zu einem einfachen Bemessungsverfahren gelangen.

Nach den deutschen Bestimmungen ist die mitwirkende Breite der Platte bei den beiderseitigen Plattenbalken der Abb. 33 mit $b = b_0 + 2b_s + 12d$, beim einseitigen Plattenbalken nach Abb. 33a mit $b = b_0 + b_s + 4,5d$ anzunehmen.

a) Bemessung der Plattenbalken bei Vernachlässigung der Stegspannungen ohne Ausnutzung der zulässigen Betondruckspannungen.

Liegt die neutrale Achse in wesentlichem Abstand unterhalb der Platte, so ergibt sich nach Abb. 34 mit genügender Genauigkeit

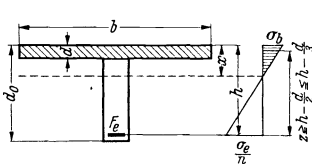


Abb. 34.

$$(19) \quad Z = -D = \frac{M}{z} \approx \frac{M}{h - d/2}.$$

Liegt die Nulllinie dagegen in der Nähe der Plattenunterkante, so ist

$$(19a) \quad Z = -D = \frac{M}{z} \approx \frac{M}{h - d/3}.$$

Die gemittelte Druckspannung der Platte folgt aus:

$$(19b) \quad \sigma_{bm} = \frac{D}{b \cdot d}.$$

Zahlenbeispiel. Plattenbalken des Hochbaues, gegeben $M = 50 \text{ tm}$, $b_0 = 0,30 \text{ m}$, $d = 0,11 \text{ m}$, $b_s = 0,20 \text{ m}$, $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$, gesucht h und F_e (freie Bemessung). Wir rechnen mit einer gemittelten Druckspannung von 20 kg/cm^2 . Es ist $b = b_0 + 2b_s + 12d = 0,30 + 0,40 + 1,32 = 2,02 \text{ m}$. Die Druckkraft ist:

$D = b \cdot d \cdot \sigma_{bm} = 202 \cdot 11 \cdot 20 = 445\,000 \text{ kg} = 44,5 \text{ t}$. Da $D = \frac{M}{h - d/2}$ ist, ergibt sich

$h - \frac{d}{2} = \frac{50}{44,5} = 1,125 \text{ m}$. $h = 112,5 + 5,5 = 119 \text{ cm}$, $d_0 \approx 1,26 \text{ m}$. $F_e =$

$$\frac{Z}{\sigma_e} = \frac{44,5}{1,2} = 37,0 \text{ cm}^2.$$

Die Ermittlung der größten Betondruckspannung σ_b am oberen Rande der Platte ist an sich überflüssig, da σ_{bm} nur 20 kg/cm^2 groß ist. Zur Berechnung

von σ_b benötigt man die Lage der neutralen Faser

$$x - \frac{d}{2} = \left(h - \frac{d}{2} \right) \frac{\sigma_{bm}}{\sigma_{bm} + \frac{\sigma_e}{n}} = 1,125 \frac{20}{20 + 80} = 0,225 \text{ m,}$$

$$x = 0,225 + 0,055 = 0,28 \text{ m,}$$

$$\sigma_b = \sigma_{bm} \frac{x}{x - d/2} = 20 \frac{0,28}{0,225} = 24,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Mörsch hat für den Plattenbalken bei Vernachlässigung der Stegspannungen Tabellen entwickelt, die in ihrem Aufbau denen der Rechteckbalken entsprechen. Bei den Tabellen für den Plattenbalken tritt aber noch ein Parameter $\varphi = \frac{d}{h}$ hinzu, dessen Größe beim ersten Rechnungsgang geschätzt und falls notwendig dann verbessert werden muß.

b) Bemessung der Plattenbalken bei Berücksichtigung der Stegspannungen.

Bei den weitgespannten Stahlbetonbrücken ist es notwendig, die zulässigen Randspannungen und auch die Druckspannungen des Steges auszunützen. Um das Eigengewicht der Brücke möglichst gering zu halten, wird man die Trägerhöhe durch Druckeisen, die zugleich als Montageeisen dienen, noch weiter vermindern.

Wenn man den Plattenbalkenquerschnitt als Differenz zweier Rechteckquerschnitte darstellt, kann das Tragmoment des Betonquerschnittes nach Gl. (17) als Differenz der Tragmomente der beiden Rechtecke dargestellt werden (Abb. 35).

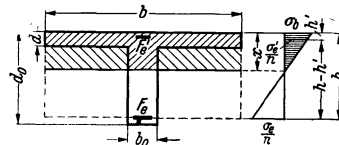


Abb. 35.

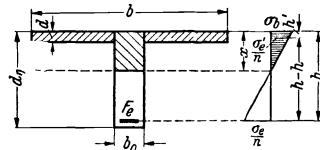


Abb. 35 a.

$$(20) \quad M_b = M_{b1} - M_{b2}$$

$$= \left(\frac{h_1}{r_1} \right)^2 b - \left(\frac{h_2}{r_2} \right)^2 (b - b_0),$$

wobei die Faktoren r_1 und r_2 den Tabellen des Rechteckquerschnitts zu entnehmen sind und den Randspannungen σ_b bzw. σ_b' entsprechen. Dieses Verfahren wird an Hand eines Beispiels erläutert.

Gegeben: $d_0 = 2,00 \text{ m}$, $h = 1,90 \text{ m}$, $d = 0,20 \text{ m}$, $b_0 = 0,40 \text{ m}$, $b = 2,00 \text{ m}$ = Trägerabstand, $M = 500 \text{ tm}$, $\sigma_b/\sigma_e = 60/1200$. Gesucht sind F_e und F_e' .

Es ist $x = sh = 0,429 \cdot 190 = 81,5 \text{ cm}$. Die Druckspannung am unteren Rande der Platte beträgt: $\sigma_b' = \sigma_b \frac{x-d}{x} = 60 \frac{61,5}{81,5} = 45,2 \text{ kg/cm}^2$. Gemäß der Tabelle für den Rechteckquerschnitt entsprechen den Spannungen $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b' = 45,2 \text{ kg/cm}^2$ die Werte $r_1 = 9,53$ und $r_2 = 11,80$. Demnach beträgt das Betontragmoment nach Gl. (20):

$$M_b = \left(\frac{190}{9,53} \right)^2 \cdot 2,00 - \left(\frac{190 - 20}{11,80} \right)^2 (2,0 - 0,4) = 795 - 332 = 463 \text{ tm.}$$

Das Restmoment $\Delta M = M - M_b = 500 - 463 = 37 \text{ tm}$ ist durch Druckeisen und zusätzliche Zugeisen aufzunehmen. Die gesamte Zugbewehrung folgt aus:

$$F_{e1} = k_1 \frac{M_{b1}}{h_1} = 97,22 \frac{795}{190} = 406 \text{ cm}^2$$

$$F_{e2} = -k_2 \frac{M_{b2}}{h_2} = -94,74 \frac{332}{170} = -185 \text{ cm}^2$$

$$F_{e3} = \frac{\Delta M}{\sigma_e (h-h')} = \frac{37}{1,2 \cdot 1,85} = 17 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 238 \text{ cm}^2.$$

Die Druckbewehrung beträgt entsprechend den Überlegungen, die beim Rechteckquerschnitt angestellt wurden und auch hier Gültigkeit haben:

$$F_e' = F_{e3} \frac{h-x}{x-h'} = 17 \frac{190-81,5}{81,5-5} = 24 \text{ cm}^2.$$

Die Größe dieser Druckbewehrung kann man noch vermindern, wenn man auch die Druckspannungskeile von etwa vorhandenen Vouten an der Platte in Rechnung stellt. Dabei setzt sich der Spannungskeil der Vouten aus einem Prisma und einer Pyramide zusammen, z. B. würde sich bei Vouten $30 \cdot 10$ nachstehende Entlastung der Druckeisen ergeben.

Die Betondruckspannung an der Unterseite der Voute beträgt

$$\sigma_b = 60 \frac{51,5}{81,5} = 38 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Druckkraft im Keil ist:

$$D = 2 \cdot \frac{30 \cdot 10}{2} \cdot 38 + 2 \cdot \frac{30 \cdot 10}{2} \cdot \frac{45,2-38}{3} = 11400 + 720 = 12,12 \text{ t.}$$

Das Moment dieser Druckkraft um die Zugeisen beträgt $M = 11,4 \cdot 1,667 + 0,72 \cdot 1,675 = 20,2 \text{ tm}$. Jetzt bleibt noch ein Restmoment von nur $37 - 20,2 = 16,8 \text{ tm}$, dem eine Zugbewehrung von $7,7 \text{ cm}^2$ und eine Druckbewehrung von $10,9 \text{ cm}^2$ entspricht. Die gesamte Zug- bzw. Druckbewehrung beträgt nun:

$$F_e = 406 - 185 + \frac{12,12}{1,2} + 7,7 = 238,9 \text{ cm}^2, \quad F_e' = 10,9 \text{ cm}^2,$$

woraus eine Ersparnis von 13 cm^2 folgt.

Wenn die Druckplatte im Verhältnis zur Trägerhöhe sehr dünn ist, kann die Berechnung des Betontragemomentes als Differenz nach Gl. (20) zu Ungenauigkeiten führen. In diesem Fall stellt man das Tragemoment besser als Summe der Tragemomente des Steges und der Platte dar (Abb. 35a).

$$(20a) \quad M_b = M_{b1} + M_{b2} = \left(\frac{h}{r}\right)^2 b_0 + (b - b_0) d \left(h - \frac{d}{2}\right) \sigma_{bm},$$

wobei σ_{bm} die gemittelte Druckspannung der Platte ist.

Zahlenbeispiel. Gegeben sind $d_0 = 1,50 \text{ m}$, $h = 1,40 \text{ m}$, $b_0 = 0,40 \text{ m}$, $d = 0,07 \text{ m}$, $\sigma_b/\sigma_e = 50/1200$. Gesucht sind das Tragemoment und F_e .

Mitwirkende Breite: $b = 0,40 + 12 \cdot 0,07 = 1,24 \text{ m}$.

Neutrale Faser für $\sigma_b/\sigma_e = 50/1200$: $x = sh = 0,385 \cdot 1,4 = 0,535 \text{ m}$.

Gemittelte Druckspannung der Platte:

$$\sigma_{bm} = \sigma_b \frac{x-d/2}{x} = 50 \frac{50}{53,5} = 46,8 \text{ kg/cm}^2 = 468 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Tragemoment: } M_b = \left(\frac{140}{10,92}\right)^2 0,40 + 0,84 \cdot 0,07 \cdot 1,365 \cdot 468 = 65,7 + 37,55 = 103,25 \text{ tm.}$$

$$\text{Zugeisen: } F_e = k \frac{M_{b1}}{h} + \frac{37,55}{1,2 \cdot 1,365} = 95,59 \frac{65,7}{140} + 23 = 68 \text{ cm}^2.$$

Die Ungenauigkeit, die bei dieser Berechnung durch Einführung der Plattenmitte an Stelle des Schwerpunktes des Spannungstrapezes vorliegt, ist bei dünnen Platten ganz bedeutungslos.

c) Der einseitige Plattenbalken.

Bei den Plattenbalken der Abb. 36 liegen die zugeordneten Schwerpunkte der Druck- und Zugkräfte nicht übereinander. Infolgedessen werden die Balken auf Verdrehung beansprucht, wenn nicht besondere Maßnahmen dagegen getroffen werden.

Die Abb. 36 gibt uns einen Einblick in die statische Wirkungsweise des einseitigen Plattenbalkens. Die Zugkräfte der Stege verlaufen geradlinig, die Druckkräfte dagegen nach einer Kurve, wodurch in der Platte Druckkräfte p senkrecht

zu den Stegen ausgelöst werden, ohne die ein volles Mitwirken der Platte als Druckquerschnitt nicht möglich ist. Das Gleichgewicht gegenüber diesen Druckkräften der Platte senkrecht zu den Stegen kann auf verschiedene Weise hergestellt werden.

α) Die vollkommenste Wirkung ist vorhanden, wenn die beiden Tragbalken durch mehrere Nebenbalken miteinander verbunden werden. Die Nebenbalken sichern die Hauptbalken gegen Verdrehen und nehmen zugleich die Zugkräfte auf, die den Druckkräften p der Platte das Gleichgewicht halten. In diesem Fall ist die Mitwirkung der Druckplatte ebenso günstig wie beim symmetrischen Plattenbalken.

β) Wenn diese Nebenbalken nicht vorhanden sind, so wird der Tragbalken auf Verdrehen beansprucht und er muß deshalb an den Auflagerpunkten durch Querbalken gestützt sein, damit er die Verdrehungsmomente abgeben kann. Diese Endbalken nehmen dann auch die Zugkräfte auf, die den Druckkräften p der Platte das Gleichgewicht halten müssen.

Bei einem symmetrischen Plattenbalken nach Abb. 34 treten an Stelle der Druckkräfte p in der Platte senkrecht zum Steg Zugkräfte auf. Aus diesem Grunde ist den deutschen Bestimmungen vorgeschrieben, daß quer zu den Stegen in die Platte $8 \varnothing 7$ mm/m eingelegt werden müssen, um diese Zugspannungen aufzunehmen und das Abreißen der Platte von den Stegen zu verhindern. Diese Eisen dienen aber zugleich auch dazu, um die Zugspannungen zu übernehmen, die sich als Folge der Schubspannungen ergeben (s. hierzu auch Abschnitt VB 2).

Sobald das Tragwerk aus mehreren Plattenbalken besteht, dann werden von den äußeren einseitigen Plattenbalken Druckkräfte p ausgelöst, die durch die ganze Breite der Platte hindurchgeleitet werden und durch welche die Zugspannungen der mittleren symmetrischen Plattenbalken nach Abb. 34 überlagert werden.

Abschließend stellen wir fest, daß bei den einseitigen Plattenbalken zum mindesten an den Auflagerpunkten Querbalken angeordnet sein müssen, um die Mitwirkung der Druckplatten zu erzielen (s. hierzu auch die ausführliche Darstellung des Plattenbalkenproblems in Abschnitt VB 2, in dem zugleich auch der Rechnungsgang zur Feststellung der tatsächlichen mitwirkenden Druckbreite gezeigt wird. Diese strenge Berechnung der mitwirkenden Breite ist von großer Bedeutung für weitgespannte Brücken und Hallenbauten, da sich hierbei eine wesentlich größere mitwirkende Breite als nach den deutschen Bestimmungen ergibt).

γ) Wenn die obigen Sicherungen zur Erzwingung der mitwirkenden Breite, wie z. B. bei dem als Winkel ausgebildeten Balken der Abb. 37, nicht möglich sind, so muß der Schwerpunkt des Druckdiagramms senkrecht über dem Zugschwerpunkt liegen und wir erhalten ein Spannungsdiagramm in Form einer Pyramide.

Die Zugkraft beträgt: $D = \frac{ux}{2} \frac{\sigma_b}{3}$ und da der Schwerpunkt der Pyramide bei $x/4$ liegt, ergibt sich das Tragmoment zu

$$(21) \quad M_b = D \left(h - \frac{x}{4} \right),$$

wobei $D = \sigma_b \frac{ux}{6}$. Sobald der Balken jedoch verdrehungssteif ist und Vorsorge getroffen wird, daß die Verdrehungsmomente an den Auflagern aufgenommen werden können, braucht der Schwerpunkt der Druckkraft nicht mehr senkrecht über dem Zugquerschnitt zu liegen.

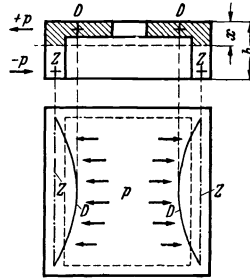


Abb. 36

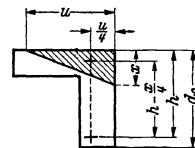


Abb. 37.

4. Bemessungsverfahren für den Dreiecksquerschnitt.

Der Dreiecksquerschnitt ist für Silobauten von Bedeutung. Bei beliebiger Form des Druckquerschnittes muß die Größe der Druckkraft und ihr Abstand von der neutralen Faser x_0 durch Integration festgestellt werden, womit dann der Hebelarm z der inneren Kräfte gegeben ist.

$$(22) \quad D = \int_0^x \sigma_b b' d x_1, \quad x_0 = \frac{1}{D} \int_0^x \sigma_b b' x, d x_1.$$

Hieraus $z = h - x + x_0$. Da im vorliegenden Fall der Druckquerschnitt und auch das Spannungsdiagramm dreieckige Form haben, verläuft $\sigma_b b'$ nach einer Parabel mit dem Pfeil $f = \frac{\sigma_b}{2} \frac{b}{2}$. Die Größe der Druckkraft beträgt also:

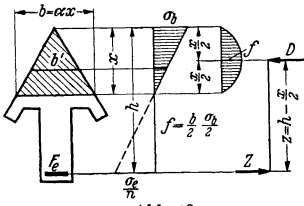


Abb. 38.

und der Schwerpunkt liegt bei $x/2$. Demnach ist

$$(23) \quad D = \frac{2}{3} f x = \frac{1}{6} \sigma_b b x$$

und der Schwerpunkt liegt bei $x/2$. Demnach ist

$$(23a) \quad z = h - \frac{x}{2}.$$

Aus der Beziehung, daß das äußere Moment gleich dem inneren sein muß, folgt:

$$M = D z = \frac{1}{6} \sigma_b b x \left(h - \frac{x}{2} \right)$$

und für $x = s h$ und $b = \alpha x$ ist:

$$(23b) \quad \sigma_b = \frac{6 M}{h^3 \alpha s^2 \left(1 - \frac{s}{2} \right)}.$$

Hieraus folgt:

$$(23c) \quad h = \sqrt[3]{\frac{6 M}{\alpha s^2 \left(1 - \frac{s}{2} \right) \sigma_b}},$$

$$(23d) \quad F_e = \frac{M}{\sigma_e z} = \frac{M}{\sigma_e \left(1 - \frac{s}{2} \right) h}.$$

Zahlenbeispiel. Gegeben sind $M = 300 \text{ tm}$, $\alpha = 0,8$, $\sigma_b/\sigma_e = 60/1400 \text{ kg/cm}^2 = 600/14000 \text{ t/m}^2$, gesucht sind h und F_e . Für $\sigma_b/\sigma_e = 60/1400$ ist $s = 0,391$ und daraus ergibt sich:

$$h = \sqrt[3]{\frac{300 \cdot 6}{0,8 \cdot 0,391^2 \left(1 - \frac{0,391}{2} \right) 600}} = 3,13 \text{ m}, \quad F_e = \frac{300}{1,4 \cdot 3,13 \left(1 - \frac{0,391}{2} \right)} = 85 \text{ cm}^2.$$

5. Das graphische Verfahren für die Spannungsnachprüfung und die Bemessung.

a) Zugrundelegung des Stadiums II mit geisserer Zugzone (Abb. 39).

Man teilt den Druckquerschnitt in eine Anzahl Flächenstreifen mit den Betonflächen F_1, F_2, F_3 usw. und den Druckeisenflächen $n F_e'$ ein und zeichnet damit das Seilpolygon 1a. Den Zugeisen entspricht nur die eine Fläche $n F_e$. Hiermit zeichnet man das Seilpolygon 1b mit derselben Polweite H . Durch den Schnittpunkt der beiden Seilzüge wird die Schwerlinie und damit die neutrale Achse $N-N$ gekennzeichnet, denn aH ist das statische Moment sowohl der Flächenanteile oberhalb wie auch unterhalb der neutralen Achse.

Das Trägheitsmoment des Querschnittes ist nach MOHR gegeben durch

$$(24) \quad J = \text{Fläche } A B D \cdot 2 H.$$

Die Betonrandspannung σ_b und die Zugeisen-Schwerpunktsspannung folgen aus

$$(24a) \quad \sigma_b = \frac{M}{J} x, \quad \sigma_e = n \frac{M}{J} (h - x).$$

Das gleiche Verfahren läßt sich entsprechend Abb. 39a auch für die Bemessung bei gegebenen Spannungen σ_b und σ_e benutzen. Bei gegebenen Randspannungen (z. B. $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$, $\frac{\sigma_e}{n} = \frac{1200}{15} = 80$) entsprechen den Trägerhöhen h_1, h_2, h_3 die neutralen

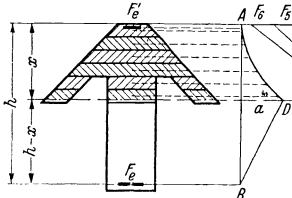


Abb. 39.

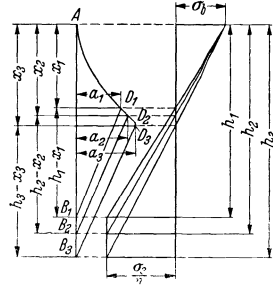


Abb. 39a.

Achsen x_1, x_2, x_3 und die Trägheitsmomente $J_1 = 2 H \cdot A B_1 D_1$, $J_2 = 2 H \cdot A B_2 D_2$, $J_3 = 2 H \cdot A B_3 D_3$ und die Werte $\frac{J_1}{x_1}$, $\frac{J_2}{x_2}$ und $\frac{J_3}{x_3}$. Zwischen den Lösungen ist so zu interpolieren, daß gemäß Gl. (24a) $\frac{J}{x} = \frac{M}{\sigma_b}$ wird, womit die Trägerhöhe bei gegebenen Randspannungen gefunden ist.

b) Bei Zugrundelegen des Stadiums I bei Mitwirken der Zugzone.

Hier ist nur die Spannungsnachprüfung möglich. Das Verfahren ist in Abb. 40 dargestellt, es entspricht vollständig dem für Stadium II, nur sind auch die

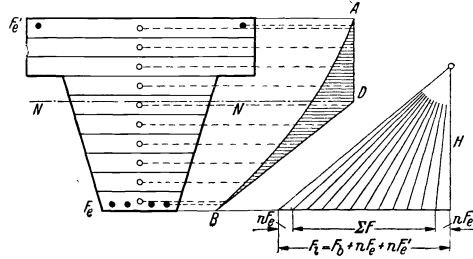


Abb. 40.

Betonstreifen der Zugzone mit zu berücksichtigen. Aus diesem Grunde benötigt man nur ein Seilpolygon, wobei die Schwerachse (neutrale Faser) durch den Schnitt des ersten und letzten Seilstrahles gegeben ist. Die Gleichungen für die Spannungsermittlung sind dieselben wie Gl. (24) und (24a).

E. Die Bemessung der Stahlbetonquerschnitte auf außermittigen Druck und Zug.

Da bei außermittigem Druck die Bruchsicherheit fast immer von der Stärke der Zugbewehrung abhängig ist, sollte diese im Verhältnis zur Druckbewehrung möglichst kräftig gehalten werden.

1. Die Bemessung bei außermittigem Druck nach Stadium I bei geringer Exzentrizität.

Nach den deutschen Bestimmungen darf bei außermittigem Druck der Querschnitt als homogen angesehen werden, solange die hierbei berechnete Betonzugspannung σ_{bz} nicht größer als $\frac{1}{4}$ der gleichzeitig im Querschnitt auftretenden Betondruckspannung σ_{bd} ist (s. Abb. 41).

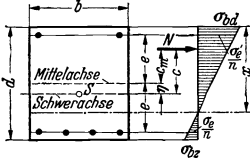


Abb. 41.

Zugleich muß aber nachgewiesen werden, daß die Zugschwellen in der Lage sind, die gesamte Zugkraft des Spannungskeiles, der durch die Zugspannungen gebildet wird, aufzunehmen.

$$(25) \quad Z = \frac{\sigma_{bz}}{2} b (d - x) = \frac{bd}{2} \frac{\sigma_{bz}^2}{\sigma_{bd} + \sigma_{bz}},$$

$$\text{da } \frac{d-x}{d} = \frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bd} + \sigma_{bz}}.$$

Hierbei sind σ_{bd} und σ_{bz} mit dem absoluten Wert einzusetzen.

a) Das allgemeine Verfahren der Spannungsnachprüfung.

Der ideelle Querschnitt ist

$$(26) \quad F_i = Fb + n(F_e + F'_e).$$

Es sind in bekannter Weise der Schwerpunkt, das Trägheitsmoment J_i und hieraus die Widerstandsmomente W_{i0} und W_{iu} zu bestimmen. Die Randspannungen folgen dann aus

$$(26a) \quad \sigma_{bd} = \sigma_0 = -\frac{N}{F_i} - \frac{M_s}{W_{i0}}, \quad \sigma_{bz} = \sigma_u = -\frac{N}{F_i} + \frac{M_s}{W_{iu}},$$

wobei M_s das auf die Schwerachse bezogene Biegemoment ist. Für den Sonderfall des Rechteckquerschnittes wird der Abstand der Schwerachse von der Mittelachse

$$(26b) \quad \eta = \frac{n(F_e - F'_e)e}{F_i}, \quad F_i = bd + n(F_e + F'_e).$$

$$(26c) \quad J_i = \frac{bd^3}{12} + bd\eta^2 + nF_c(e - \eta)^2 + nF'_e(e + \eta)^2, \quad W_{i0} = \frac{J_i}{d/2 + \eta}, \quad W_{iu} = \frac{J_i}{d/2 - \eta}.$$

Das allgemeine Verfahren ist etwas umständlich, da mehrfache Rechnungen notwendig sind, bis die richtigen Querschnittsabmessungen gefunden werden. Deshalb werden nachstehende vereinfachte Rechnungsarten gebracht.

b) Das Bemessungsverfahren für symmetrisch bewehrte Rechteckquerschnitte nach Pucher¹.

Beispiel. Gegeben sind $N = 50 \text{ t}$, $M_m = 9 \text{ tm}$ (Mittelmoment), $d = 50 \text{ cm}$, $b = 27 \text{ cm}$, $\sigma_{bd} = \max \sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$, gesucht sind F_e und F'_e (gebundene Bemessung). Man ermittelt hierzu:

$$\sigma_0 = \frac{N}{bd} = \frac{50000}{27 \cdot 50} = 37,1 \text{ kg/cm}^2$$

(mittige Betondruckspannung ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen).

$$\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_0} = \frac{60}{37,1} = 1,62,$$

$$c_m = \frac{M_m}{N} = \frac{900}{50} = 18 \text{ cm}.$$

(Ausmittigkeit der Druckkraft bezogen auf die Querschnittsmitte).

¹ PUCHER-KOEFCKE: Bemessungstabellen für Rechteckquerschnitte bei Biegung mit Längskraft, Bauing. 19 (1938) S. 131.

Die relative Ausmittigkeit ist dann

$$\frac{c}{d} = \frac{18}{50} = 0,36.$$

Die graphischen Tabellen sind für die Abstände der Druck- und Zugeisen $e = 0,38 d$, $e = 0,42 d$, $e = 0,45 d$ für kleine, mittlere und große Rechtecksquerschnitte ausgearbeitet. Bei $e = 0,42 d = 21$ cm greift man mit $\frac{c}{d} = 0,36$ und $\frac{\max \sigma}{\sigma_0} = 1,62$ die Bewehrungsprozentsätze $\mu = \mu' = 0,019$ bei einem Verhältnis von $\frac{\sigma_{bz}}{\sigma_{bd}} = 0,21$ ab. Hiermit werden $F_e = F'_e = 0,019 \cdot 50 \cdot 27 = 25,65$ cm², $\sigma_{bz} = 0,21 \cdot \sigma_{bd} = 0,21 \cdot 60 = 12,6$ kg/cm². Mit den Tafeln von PUCHER kann man auch bei gegebener Bewehrung und äußeren Kräften M , N die Spannungen ermitteln, indem man im Schnittpunkt der Kennlinie $\mu = \mu'$ mit der Ordinate $\frac{c}{d}$ die Spannungsverhältnisse $\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_0}$ und $\frac{\sigma_{bz}}{\sigma_0}$ abliest.

c) Für unsymmetrische Bewehrung ist es schwer, Bemessungstafeln herzustellen, weil hierbei zu viel Freiwerte vorhanden sind.

Sobald man jedoch für die Zugbewehrung einen festen Prozentsatz annimmt, ist es möglich, die zugehörige Druckbewehrung Rechentafeln zu entnehmen. LÖSER hat für $F_e = 0,3\%$ eine solche Rechentafel in seinem Buch „Bemessungsverfahren“ veröffentlicht, wobei Druckbewehrungen F'_e von 0,3 bis 2,5 % möglich sind. Man sollte jedoch derartig hohe Druckbewehrungen im Verhältnis zu den Zugbewehrungen nicht benutzen und in diesem Falle besser die Betonquerschnitte vergrößern, weil solche Querschnitte keine hinreichende Sicherheit gegenüber Bruch besitzen. Zum Beispiel kann bei einem Skelettbau eine Endsäule der unteren Stockwerke durch Überlastung des anschließenden Balkens wesentlich erhöhte Biegemomente erhalten, während die Normalkraft, die im überwiegenden Maße durch die Last der oberen Geschosse bedingt ist, sich kaum ändert. Schon bei einer Steigerung des Momentes um 50 bis 100 % kann dann infolge der schwachen Zugbewehrung der Bruch ausgelöst werden. Die Zugbewehrung muß deshalb immer in einem vernünftigen Verhältnis zur Druckbewehrung stehen ($F'_e \leq 2 F_e$ bis $3 F_e$).

2. Bemessung bei außermittigem Zug bei geringer Ausmittigkeit (Abb. 42).

Solange die Zugkraft noch innerhalb der Zug- und Druckeisen einlagen liegt, verteilt sich die Zugkraft nach dem Hebelgesetz auf die beiden Eisen einlagen F_e und F'_e , die danach zu bemessen sind. Der Betonquerschnitt ist nur auf Zug beansprucht und bleibt deshalb ganz außer Betracht.

Handelt es sich um eine Konstruktion, bei welcher Haarrisse im Beton verhindert werden müssen, so ist in einer Zusatzberechnung unter Zugrundelegen des Stadiums I nachzuweisen, daß die Betonzugspannungen aus Zug und Biegung in den zulässigen Grenzen bleiben.

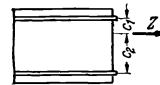


Abb. 42.

3. Das allgemeine Verfahren der Bemessung nach Stadium II für große Außermittigkeiten bei Druck und Zug.

Die Bemessung für außermittigen Druck oder Zug läßt sich ohne weiteres auf die Bemessung von reiner Biegung zurückführen, wenn wir entsprechend der Abb. 43 das für die beliebige Achse $m - m$ ermittelte Moment, durch das auf den Schwerpunkt der Zugeisen einlage bezogene Moment $M_e = M_m + Nc$ ersetzen und damit die Normalkraft in Höhe der Zugeisen einlage angreifen lassen. In der Gleichgewichtsbedingung der Momente um den Schwerpunkt der Zugbewehrung fällt nun die Normalkraft N heraus. Wir erhalten

(27)
$$M_e = D_b z + D_e (h - h'),$$

wobei D_b die Druckkraft des Betons und D_e die der Druckeisen ist. Diese Momentengleichung stimmt vollständig mit der für reine Biegung überein, insofern ist die Bemessung auch dieselbe wie für reine Biegung, aus der sich die Zugbewehrungen F_{e1} und F_{e2} ergeben, die den Druckkräften D_b und D_e das Gleichgewicht halten.

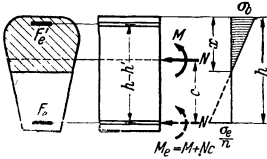


Abb. 43.

$$F_{e1} \sigma_e = D_b, \quad F_{e2} \sigma_e = D_e.$$

Aus der Bedingung Summe aller Normalkräfte gleich Null folgt jedoch

$$(27a) \quad D_b + D_e - Z = N.$$

$$(27b) \quad F_e = F_{e1} + F_{e2} - \frac{N}{\sigma_e}.$$

Das Bemessungsverfahren bei außermittigem Druck oder Zug ist damit auf das Bemessungsverfahren auf reine Biegung zurückgeführt. Aus dem Mittelmoment M_m und der Normalkraft N ermittelt man das Moment M_e um die Zugbewehrung und führt hierfür die Bemessung wie für reine Biegung durch.

Von der hieraus bestimmten Zugeiseneinlage ist der Betrag $\frac{N}{\sigma_e}$ abzuziehen. Für den Fall, daß N eine Zugkraft, d. h. negativ ist, ist die Zugbewehrung um $\frac{N}{\sigma_e}$ zu vermehren. Dieses Verfahren gilt für alle Querschnittsformen.

a) Zahlenbeispiel für außermittigen Druck, Rechteckquerschnitt (Abb. 44).

Gegeben sind $M_m = 26$ tm, $N = 20$ t (Druck), $b = 40$ cm, $d = 70$ cm, $\sigma_b/\sigma_e = 75/1200$, $h = 67,5$ cm, $e = e' = 32,5$ cm, gesucht sind F_e und F'_e .

$$M_e = M_m + Ne = 26 + 20 \cdot 0,325 = 32,5 \text{ tm.}$$

Das Betontragemoment ist: $M_b = \left(\frac{h}{\gamma}\right)^2 b = \left(\frac{67,5}{8,11}\right)^2 \cdot 0,4 = 27,7$ tm

$$F_{e1} = k \frac{M}{h} = 99,36 \frac{27,7}{67,5} = 40 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M = 32,5 - 27,7 = 4,8 \text{ tm}$$

$$F_{e2} = \frac{\Delta M}{(h-h')\sigma_e} = \frac{4,8}{0,65 \cdot 1,2} = 6,2 \text{ cm}^2$$

$$x = sh = 0,484 \cdot 67,5 = 32,6 \text{ cm}$$

$$F'_e = F_{e2} \frac{h-x}{x-h'} = 6,2 \frac{67,5-32,6}{32,6-2,5} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$F_e = F_{e1} + F_{e2} - \frac{N}{\sigma_e} = 41,0 + 6,2 - \frac{20}{1,2} = 30,5 \text{ cm}^2.$$

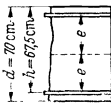


Abb. 44.

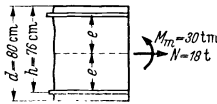


Abb. 44 a.

Wenn die Druckbewehrung im Verhältnis zur Zugbewehrung wesentlich größer geworden wäre, so müßte man die Spannung der Zugeweisen unter $\sigma_e = 1200$ kg/cm² wählen und würde damit eine geringere Gesamtbewehrung $F_e + F'_e$

erhalten. Bezüglich der wirtschaftlichsten Zugeisenspannung σ_e siehe die späteren Ausführungen.

b) Zahlenbeispiel für außermittigen Zug, Rechteckquerschnitt (Abb. 44a).

Gegeben sind $M_m = 30$ tm, $N = 18$ t (Zug), $b = 0,35$ m, $d = 0,80$ m, $h = 0,76$ m, $e = e' = 0,36$ m, $\sigma_b/\sigma_e = 75/1400$ kg/cm², gesucht sind F_e und F'_e .

$$M_e = 30 - 18 \cdot 0,36 = 23,5 \text{ tm,}$$

$$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{76}{\sqrt{\frac{23,50}{0,35}}} = 9,25, \quad \sigma_b/\sigma_e = 65,5/1400,$$

$$F_e = k \frac{M_e}{h} + \frac{N}{\sigma_e} = 82,8 \frac{23,5}{0,76} + \frac{18}{1,4} = 25,6 + 12,9 = 38,50 \text{ cm}^2.$$

In gleicher Weise wird auch die Bemessung der Plattenbalkenquerschnitte für außermittigen Zug oder Druck auf die Bemessung für Biegung zurückgeführt.

Dieses allgemeine Verfahren ist immer anwendbar, nur bei Rechteckquerschnitten mit außermittigem Druck, bei denen man im Verhältnis zur Zugeisen-einlage eine hohe Druckbewehrung erhält, gibt es keinen Überblick, ob der gewählten Bemessung die wirtschaftlichste Zugeisen-spannung zugrunde gelegt wurde; denn je höher die Druckeisen-einlage ist, um so wirtschaftlicher ist es, eine unter der zulässigen Grenze liegende Spannung σ_e zu verwenden. In diesem Falle ist es vorteilhaft, die richtige Verteilung der Gesamtbewehrung auf den Zug- und Druckquerschnitt mittels der Tafeln von MÖRSCH, die in verbesserter Form von PUCHER und КОЕРСКЕ im Bauing. 19 (1938) S. 131 veröffentlicht wurden, nachzuprüfen.

Dagegen kann bei außermittigem Zug immer das allgemeine Verfahren angewandt werden.

4. Die Tafeln von Mörsch für die Bemessung von Rechteckquerschnitten bei außermittigem Druck oder Zug.

MÖRSCH geht von den Gleichgewichtsbedingungen der Momente aus. Er setzt das Moment der äußeren Kraft um die Druckbewehrung $M'_e = N(c - e)$ und das Moment um die Zugbewehrung $M_e = N(c + e)$ jeweils gleich dem Moment der inneren Kräfte und erhält damit Beziehungen zwischen den Bewehrungsprozent-sätzen $\mu = \frac{F_e}{bd}$ und $\mu' = \frac{F'_e}{bd}$, den Parametern $q = \frac{M_e}{\sigma_b b d^2}$, $q' = \frac{M'_e}{\sigma_b b d^2}$ und

$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$, die für die Festwerte $\frac{e}{d} = 0,38, 0,42$ und

$0,45$ in drei Tafeln aufgetragen sind. Dabei ist die Tafel mit $\frac{e}{d} = 0,38$ für Rechteckquerschnitte mit kleiner Höhe, die mit $\frac{e}{d} = 0,42$ für solche mit mittlerer Höhe, die mit $\frac{e}{d} = 0,45$ für solche mit großer Höhe bestimmt.

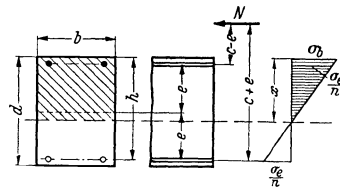


Abb. 45.

Zahlenbeispiel. Gegeben sind $M_m = 20,6 \text{ tm}$, $N = 74,5 \text{ t}$ (Druck), $b = 40 \text{ cm}$, $d = 70 \text{ cm}$, $e = e' = 0,45$, $d = 31,5 \text{ cm}$, $\sigma_b/\sigma_e = 75/1200$, gesucht F_e und F'_e . Die Biegemomente bezogen auf die Schwerpunkte der Zug- und Druckbewehrung betragen

$$M_e = M_m + Ne = 20,6 + 74,5 \cdot 0,315 = 44,1 \text{ tm.}$$

$$M'_e = M_m - Ne = 20,6 - 74,5 \cdot 0,315 = - 2,9 \text{ tm.}$$

$$\sigma_b b d^2 = 750 \cdot 0,40 \cdot 0,70^2 = 147 \text{ tm.}$$

Aus der Tafel $\frac{e}{d} = 0,45$ ergeben sich für diese Werte von q und q' eine große Anzahl von Lösungen für μ und μ' bei verschiedenen Verhältnissen von $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$. Eingeschränkt werden die Lösungen nur durch die Bedingung, daß $\sigma_e \leq 1200 \text{ kg/cm}^2$ bzw. $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} \leq \frac{1200}{75} \leq 15$ sein sollen. Die wirtschaftlichste Lösung ergibt sich bei

dem kleinsten Abstand der μ - und μ' -Kurve bei

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 10 \text{ zu } \mu = 0,22\%, \mu' = 0,68\%, \mu + \mu' = 0,90\%, \sigma_e = 10 \cdot 75 = 750 \text{ kg/cm}^2.$$

Dies ist aber nicht die zweckmäßigste Bewehrung, weil die Druckbewehrung dreimal stärker ist als die Zugbewehrung und der Querschnitt infolgedessen entsprechend den früheren Darlegungen keine hohe Bruchsicherheit gegenüber einer Steigerung des Biegemoments bei annähernd gleichbleibender Normalkraft besitzt. Es ist besser, wir gehen auf $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 8$ zurück und erhalten:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 8, \mu = 0,40\%, \mu' = 0,56\%, \mu + \mu' = 0,96\%, \sigma_e = 8 \cdot 75 = 600 \text{ kg/cm}^2.$$

Durch die geringe Erhöhung der Gesamtbewehrung ist ein wesentlich günstigeres Verhältnis von Zug- zu Druckbewehrung und damit eine höhere Bruchsicherheit erreicht worden. Dieses Zahlenbeispiel zeigt auch, daß in diesem Falle das allgemeine Bemessungsverfahren nicht zum Ziel geführt hätte, weil keine Zahlentafeln für derartig niedrige Eisenspannungen von $\sigma_e = 600 \text{ kg/cm}^2$ zur Verfügung stehen und außerdem mehrere Durchrechnungen notwendig geworden wären.

Die Bemessung auf außermittigen Zug ist die gleiche wie auf außermittigen Druck. An Stelle der obigen Gleichungen für M_e und M'_e treten die Gleichungen

$$M_e = M_m - Ne \quad \text{und} \quad M'_e = M_m + Ne.$$

5. Die graphische Spannungsnachprüfung bei außermittigem Druck oder Zug bei Stahlbetonquerschnitten von beliebigem Querschnitt.

Im Bauingenieur 6 (1925) S. 366 hat SPANGENBERG hierfür ein graphisches Verfahren veröffentlicht. Mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden beschränkten Raum und darauf, daß die Aufgabenstellung selten vorkommt, wird auf die genannte Literatur verwiesen.

F. Spannungsnachweis und Bemessung bei schiefer Biegung mit und ohne Längskraft.

Wenn die Resultierende der äußeren Kräfte nicht mit einer der Symmetrieebenen des Querschnittes zusammenfällt, oder wenn der Querschnitt keine Symmetrieachsen hat, so ist nicht nur die Lage, sondern auch die Richtung der neutralen Achse zu bestimmen. Dieser Fall kommt im Stahlbetonbau auch bei Rechteckquerschnitten sehr häufig vor, wenn Momente in der x - und y -Richtung auftreten. Da wir nach Stadium II mit gerissener Zugzone rechnen, ist es vor allem bei wichtigen Konstruktionsgliedern unzulässig, die aus M_x und M_y gesondert ermittelten Spannungsdiagramme wie bei einem homogenen Querschnitt (Stadium I) zu überlagern. Meistens werden sich hierbei zu geringe Betonspannungen ergeben.

Den Ursprung des Achsenkreuzes legt man am besten an die Stelle der höchsten Betonspannung, die wir mit σ_0 bezeichnen. Die Spannungsebene, die jetzt an Stelle des Spannungsdiagrammes tritt, ist bestimmt durch die Abschnitte u und v der neutralen Achse auf den Koordinatenachsen und durch die Spannung σ_0 im Ursprung (Abb. 46 und 46a).

Die Spannung in einem beliebigen Punkt $P(x, y)$ ist gegeben durch

$$(28) \quad \sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} = \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{u} - \frac{y}{v} \right).$$

Die drei Gleichgewichtsbedingungen lauten

$$(28a) \quad \begin{cases} M_x = Ne_y = M_{bx} + n \sum F_{ei} \sigma_{ei} y_i \\ M_y = Ne_x = M_{by} + n \sum F_{ei} \sigma_{ei} x_i \\ N = D_b + n \sum F_{ei} \sigma_{ei} \end{cases}$$

Hierbei bedeuten M_x und M_y die Momente der äußeren Kraft N um die x - bzw. y -Achse, D_b ist die Druckkraft des Betonkeiles, der sich als Pyramide oder als Differenz von Pyramiden darstellt, und M_{bx} und M_{by} sind die statischen Momente dieser Betondruckkraft um die Koordinatenachsen, F_{ei} σ_{ei} sind die Kräfte des i -ten Eisens und $F_{ei} \sigma_{ei} y_i$ und $F_{ei} \sigma_{ei} x_i$ die statischen Momente der Kräfte der Eisen um die Koordinatenachsen.

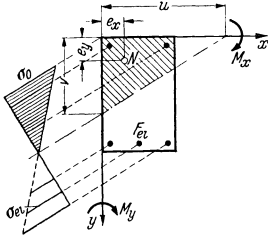


Abb. 46.

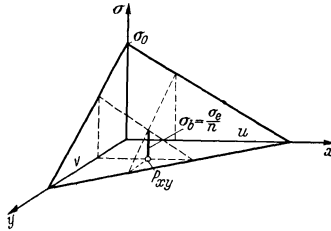


Abb. 46 a.

Drückt man nun die Spannungen σ_{ei} der Gl. (28a) durch die Gl. (23) aus, so erhält man ein Gleichungssystem mindestens fünfter Ordnung, für welches eine geschlossene Lösung nicht möglich ist. Handelt es sich nur um eine Spannungsnachprüfung, so kommt man mittels Iteration sehr rasch zum Ziele, wie PUCHER¹ nachgewiesen hat.

Noch schwieriger aber ist die Bemessung, für die es keine feste Regel gibt. Man ist hier immer auf eine Schätzung angewiesen, deren Genauigkeit aber von großer Bedeutung ist, damit man den Spannungsnachweis nicht nochmals durchführen muß.

1. Beispiel für reine Biegung. Gegeben sind $M_x = 4,70$ tm, $M_y = \pm 1,90$ tm, gesucht sind die Spannungen σ_b und σ_e .

Durch Versuchsrechnung wurde der Querschnitt mit $b = 0,34$ m und $d = 0,54$ m festgestellt, Eiseneinlagen unten $2 \varnothing 30$, oben $2 \varnothing 10$. $u = 30$ cm, $v =$

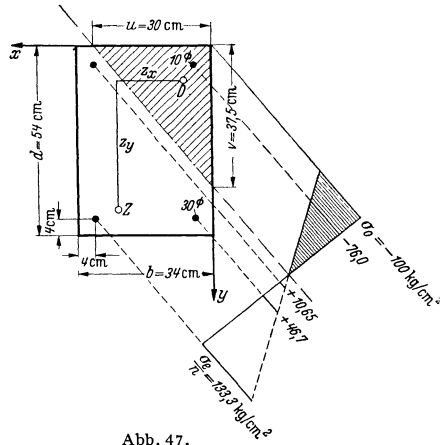


Abb. 47.

37,5 cm. Demnach: $\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} = \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{30} - \frac{y}{37,5} \right)$. Wir führen nun den Spannungsnachweis und setzen vorerst $\sigma_0 = -100$ kg/cm² (Abb. 47).

Aus der Gleichung für $\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n}$ ergeben sich folgende Eisenspannungen:

¹ PUCHER: Über die schiefe Biegung von Eisenbetonstäben. Bauing. 21 (1940) S. 131.
 In der Zeit der Bearbeitung des Taschenbuches sind weitere wertvolle Arbeiten auf diesem Gebiet erschienen, die eine rasche Berechnung derartiger Querschnitte ermöglichen.
 LÖSER: Spannungen in Rechteckquerschnitten infolge einer beliebig gelegenen Längskraft. Beton u. Eisen 39 (1940) S. 24. Diese Arbeit setzt voraus, daß der Schwerpunkt der Beton- und Eisenquerschnitte zusammenfällt.
 SÄGER: Ein Verfahren zur Bemessung rechteckiger Eisenbetonquerschnitte bei schiefer Biegung mit und ohne Längskraft. Bauing. 22 (1941) S. 217. SÄGER löst die Aufgabe mit Diagrammen, die vollständig mit denen von MÖRSCH für Biegung nach einer Achse mit Längskraft für Rechteckquerschnitte übereinstimmen. Die Anwendung dieser Diagramme ist jedoch beschränkt.

$$\text{Eisen 1. } x = 30 \text{ cm, } y = 50 \text{ cm, } \frac{\sigma_e}{n} = -100 \left(1 - \frac{30}{30} - \frac{50}{37,5} \right) = +133,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Eisen 2. } x = 4 \text{ cm, } y = 50 \text{ cm, } \frac{\sigma_e}{n} = -100 \left(1 - \frac{4}{30} - \frac{50}{37,5} \right) = +46,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Eisen 3. } x = 30 \text{ cm, } y = 4 \text{ cm. } \frac{\sigma_e}{n} = -100 \left(1 - \frac{30}{30} - \frac{4}{37,5} \right) = +10,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Eisen 4. } x = 4 \text{ cm. } y = 4 \text{ cm. } \frac{\sigma_e}{n} = -100 \left(1 - \frac{4}{30} - \frac{4}{37,5} \right) = -76,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Spannungen σ_e/n sind in dem Spannungsdiagramm der Abb. 47 eingetragen. Die Betondruckkraft beträgt

$$D_b = -\frac{30 \cdot 37,5}{2} \frac{100}{3} = -18,75 \text{ t}$$

und die der Eisen ($\varnothing 30 = 7,07 \text{ cm}^2$, $\varnothing 10 = 0,79 \text{ cm}^2$).

$$\text{Eisen 1. } F_e \sigma_e = 133,3 \cdot 15 \cdot 7,07 = 14,20 \text{ t}$$

$$\text{Eisen 2. } F_e \sigma_e = 46,7 \cdot 15 \cdot 7,07 = 5,00 \text{ t}$$

$$\text{Eisen 3. } F_e \sigma_e = 10,65 \cdot 15 \cdot 0,79 = 0,13 \text{ t}$$

$$\text{Eisen 4. } F_e \sigma_e = -76,0 \cdot 15 \cdot 0,79 = -0,90 \text{ t}$$

$$N = D_b + \Sigma F_e \sigma_e \cong 0,00$$

Wir berechnen nun die Momente, wobei zu beachten ist, daß der Schwerpunkt der Druckpyramide des Betons bei $\frac{u}{4}$ und $\frac{v}{4}$ liegt.

$$M_x = 14,20 \cdot 0,50 + 5,0 \cdot 5 + 0,13 \cdot 0,04 - 0,90 \cdot 0,04 - 18,75 \cdot \frac{0,375}{4} = 7,81 \text{ tm,}$$

$$M_y = 14,20 \cdot 0,30 + 5,0 \cdot 0,04 + 0,13 \cdot 0,30 - 0,90 \cdot 0,04 - 18,75 \cdot \frac{0,30}{4} = 3,04 \text{ tm.}$$

Die tatsächliche Betonspannung im Koordinatenursprung folgt aus $\sigma_0 = -100 \frac{4,70}{7,81} = -100 \cdot 0,6 = 60 \text{ kg/cm}^2$.

Die größte Eisenspannung ergibt sich aus

$$\sigma_e = +133,3 \cdot 0,6 \cdot 15 = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch die Momente stimmen gut mit den gegebenen überein.

$$M_x = 0,6 \cdot 7,81 = 4,70 \text{ tm, } M_y = 0,6 \cdot 3,04 = 1,82 \text{ tm.}$$

Damit ist der Spannungsnachweis geführt.

Die Abb. 47, in welcher die Hebelarme der inneren Kräfte eingezeichnet sind, gibt uns auch die notwendigen Hinweise, wie man vorzugehen hat, um zu einer überschläglichen Bemessung zu gelangen. Bei dem auf die neutrale Achse bezogenen Spannungsdiagramm ist das Verhältnis $\frac{x}{h} = s = \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \frac{\sigma_e}{n}}$ nur abhängig

von den gewählten Randspannungen σ_b und σ_e . Durch s bzw. die Randspannungen ist demnach die Lage der neutralen Achse im Verhältnis zu der schrägen Nutzhöhe festgelegt. Die Neigung der neutralen Achse dagegen wird durch das Verhältnis der Momente $\frac{M_x}{M_y}$, das dem Verhältnis der Hebelarme $\frac{x}{x}$ proportional sein muß, bestimmt. Hierzu ist außerdem eine Einschätzung der Schwerpunkte der Druck- und Zugkräfte notwendig. Der Schwerpunkt D der Druckpyramide liegt bei $\frac{u}{4}$ und $\frac{v}{4}$ und er wird durch etwa vorhandene Druckeisen nur unwesentlich verlagert. Der Schwerpunkt Z der Eisenzugkräfte liegt sehr nahe an den von der neutralen Achse am weitesten entfernten Zugeisen, da dieses die größte Spannung hat. Nun ist durch Überschlag noch zu prüfen, ob die gesamte Betonfläche hin-

reichend ist oder vergrößert werden muß, und zwar aus $Dz_y = M_x$ bzw. $Dz_x = M_y$. Selbstverständlich erfordert die rasche Bemessung derartiger Querschnitte eine gewisse Erfahrung.

Sobald es sich jedoch um einen quadratischen Querschnitt mit symmetrischer Bewehrung und mit gleich großen Momenten M_x und M_y handelt, so ist die Neigung der neutralen Achse bekannt, sie liegt in Richtung der Diagonale. Unbekannt ist jetzt nur noch die Höhenlage der neutralen Achse, die als Schwerlinie der Beton- und Eisenquerschnitte ermittelt wird. Das Problem ist das gleiche wie dem Dreieckquerschnitt des Abschnittes C 4.

2. Beispiel. Gewinkelte Säule mit außermittigem Druck. Gegeben sind $N = 60$ t, $e_y = 7,5$ cm, $e_x = 20$ cm, $\sigma_b/\sigma_e = 75/1200$. Demnach betragen die Biegemomente bezogen auf die Koordinatenachsen $M_x = Ne_y = 60 \cdot 0,075 = 4,5$ tm, $M_y = Ne_x = 60 \cdot 0,2 = 12$ tm. Gesucht sind σ_b und σ_e (Abb. 48).

Durch Versuchsrechnung wurden die Abschnitte der neutralen Achse an der x - und y -Achse zu $u = 0,85$ m und $v = 0,64$ m festgestellt. Zum Nachweis der Richtigkeit werden die Gleichgewichtsbedingungen nachgeprüft und die Größtwerte der Spannungen festgestellt.

Die Spannungsfläche ist durch die Gleichung: $\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} = \sigma_0 \left(1 - \frac{x}{85} - \frac{y}{64} \right)$ dargestellt. Wir wählen $\sigma_0 = -100$ kg/cm². Das räumliche Spannungsdiagramm des Betons ergibt sich als Differenz einer größeren und zweier kleineren Pyramiden.

Pyramide I. Eckpunkt bei $x = 0, y = 0$, Eckspannung σ_0 .

Pyramide II. Eckpunkt bei $x = 30$ cm, $y = 30$ cm. Eckspannung $\sigma = -17,8$ kg/cm².

Pyramide III. Eckpunkt bei $x = 60$ cm, $y = 0$. Eckspannung $\sigma = -29,5$ kg/cm².

Hieraus folgen die Betondruckkraft und ihre Momente bezüglich der x - und y -Achse zu

$$D_b = -\frac{85 \cdot 64 \cdot 100}{2 \cdot 3} + \frac{15 \cdot 11,5 \cdot 17,8}{2 \cdot 3} + \frac{25 \cdot 19 \cdot 29,5}{2 \cdot 3} = -90,85 + 0,51 + 2,34 = -88,00 \text{ t}$$

$$M_y = -90,85 \cdot \frac{0,85}{4} + 0,51 \cdot 0,34 + 2,34 \cdot 0,66 = -19,25 + 0,17 + 1,54 = -17,54 \text{ tm}$$

$$M_x = -90,85 \cdot \frac{0,64}{4} + 0,51 \cdot 0,33 + 2,34 \cdot 0,05 = -14,50 + 0,17 + 0,11 = -14,22 \text{ tm}$$

Hierzu sind die Kräfte und Momente der acht Eisen zu addieren, wozu erst deren Spannungen zu ermitteln sind.

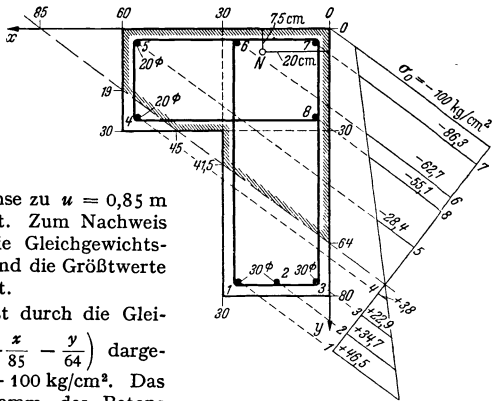


Abb. 48.

	∅	F_e	x	y	σ_e/n	$F_e \sigma_e$	$M_y = F_e \sigma_e x$	$M_x = F_e \sigma_e y$
	mm	cm ²	cm	cm	kg/cm ²	t	tm	tm
1	30	7,07	25	75	+46,5	+4,95	+1,24	+3,71
2	30	7,07	15	75	+34,7	+3,70	+0,55	+2,78
3	30	7,07	5	75	+22,9	+2,45	+0,12	+1,84
4	20	3,14	55	25	+3,8	+0,18	+0,10	+0,05
5	20	3,14	55	5	-28,4	-1,34	-0,74	-0,07
6	20	3,14	25	5	-62,7	-2,96	-0,74	-0,15
7	20	3,14	5	5	-86,3	-4,08	-0,20	-0,20
8	20	3,14	5	25	-55,1	-2,60	-0,13	-0,65

$$\Sigma = +0,90t \quad \Sigma = +0,20tm \quad \Sigma = +7,31tm$$

Bei einer Spannung von $\sigma_0 = -100 \text{ kg/cm}^2$ im Nullpunkt nimmt der Querschnitt folgende Normalkräfte und Momente auf: $N = -88,00 + 0,90 = -87,10 \text{ t}$, $M_y = -17,54 + 0,20 = -17,34 \text{ tm}$, $M_x = -14,22 + 7,31 = -6,91 \text{ tm}$.

Die tatsächliche Normalkraft beträgt $N = 60 \text{ t}$. Infolgedessen müssen die Kräfte und Momente mit der Abminderungszahl $\alpha = \frac{60}{87,10} = 0,69$ multipliziert werden. Die Kräfte und Momente der inneren Kräfte um die x - bzw. y -Achse betragen demnach $N = -0,69 \cdot 87,10 = -60 \text{ t}$, $M_y = -0,69 \cdot 17,34 = -11,95 \text{ tm}$, $M_x = -0,69 \cdot 6,91 = -4,75 \text{ tm}$ in guter Übereinstimmung mit den gegebenen äußeren Kräften und Momenten, die entgegengesetzte Vorzeichen haben. Die größte Druckspannung beträgt $\sigma_b = \sigma_0 \alpha = -100 \cdot 0,69 = -69 \text{ kg/cm}^2$, die größte Eisenspannung ist beim Eisen (1) $\sigma_e = 0,69 \cdot 15 \cdot 46,5 = +481 \text{ kg/cm}^2$.

G. Die Bemessung für Schub, Scheren, Haftung und Verdrehen.

Durch die Änderungen der Biegungsspannungen mit der Länge und Höhe der Träger werden in diesen Schubspannungen ausgelöst, durch die wiederum Zugspannungen bedingt sind.

1. Die Schubspannungen und die Verdübelungskraft bei gleichbleibender Konstruktionshöhe.

Zwecks Ermittlung der Größtwerte der Schubspannungen in der neutralen Achse des Balkens betrachten wir ein Element des Balkens von der Länge dx ,

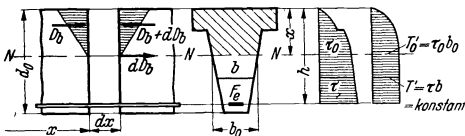


Abb. 49.

das in der Höhe der neutralen Achse durchschnitten ist. An der linken Seite dieses Elementes greift die Druckkraft D_b , an der rechten dagegen $D_b + dD_b$ an (Abb. 49). Nun ist $D_b = \frac{M}{z}$, für gleichbleibenden Hebelarm z ist $dD_b =$

$\frac{1}{z} dM$. Aus dem Gleichgewicht der waagrecht wirkenden Kräfte erhält man: $\tau_0 b_0 dx = dD_b = \frac{1}{z} dM$. Hieraus folgt die Schubspannung in der neutralen Faser, da $\frac{dM}{dx} = Q$ ist, zu:

$$(29) \quad \tau_0 = \frac{Q}{b_0 z}.$$

Diese Gleichung der Schubspannung des Stahlbetonbalkens in der neutralen Faser läßt sich auch aus der allgemeinen Gleichung der Schubspannung des homogenen Balkens $\tau = \frac{QS}{Jb}$ ableiten, denn für die neutrale Faser ist, wie leicht nachzuweisen, $\frac{J}{S} = z$, gleich dem Hebelarm der inneren Kräfte. Die Gl. (29) gilt genau nur für den Balken mit gleichbleibendem Hebelarm z der inneren

Kräfte, denn bei veränderlichem z ist: $\frac{dD_b}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{M}{z} \right) = \frac{1}{z} \frac{dM}{dx} - \frac{M}{z^2} \frac{dz}{dx}$. Da wir gemäß den grundlegenden Voraussetzungen zur Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen von dem Bruchzustand ausgehen, und die Mitwirkung der Betonzugzone vernachlässigen (Stadium II) somit die gesamten Zugkräfte durch die Zügeisen aufgenommen werden müssen, ist die Gl. (29) auch für alle waagrecht Schnitte zwischen den Zügeisen und der neutralen Achse maßgebend, d. h. bei gleichbleibender Balkenbreite ist die Schubspannung entsprechend der Abb. 49 in diesem Bereich konstant, während oberhalb der neutralen Achse der Verlauf der Schubspannungen der gleiche ist wie bei dem homogenen Balken.

Entsprechend der obigen Gleichgewichtsbedingung $\tau_0 b_0 = \frac{dD_b}{dx} = \frac{Q}{z}$ ist $\tau_0 b_0 = \frac{Q}{z}$ die in der neutralen Achse auf die Längeneinheit wirkende waagrechte Schubkraft, durch welche die Druckzone des Balkens mit der Zugzone verdübelt wird. Wir nennen diese Schubkraft $\tau_0 b_0 = T'_0 = \frac{dT_0}{dx}$ die auf die Längeneinheit des Balkens einwirkende Verdübelungskraft. $T_0 = \int_{x_2}^{x_1} T'_0 dx$ dagegen ist die Verdübelungskraft für die Balkenlänge $x_2 - x_1$

$$(30) \quad \frac{dT_0}{dx} = T'_0 = \frac{Q}{z}, \quad T_0 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{Q}{z} dx = \int_{x_1}^{x_2} \frac{dM}{z}$$

T'_0 ist im Gegensatz zu τ_0 in dem Bereich zwischen den Zugeisen und der neutralen Achse auch bei veränderlicher Balkenbreite konstant. Außerdem ist sie für $z = \text{konst.}$ längs der Balkenachse proportional der Querkraft, während dies bei τ_0 nur bei gleichbleibender Balkenbreite der Fall ist. Aus diesem Grunde rechnen wir für die Bemessung auf Schub nur mit der bezogenen Verdübelungskraft T'_0 .

Die Gl. (29) der Schubspannung selbst benötigen wir nur für den Nachweis, daß die amtlichen Bestimmungen, in denen die Höchstwerte von τ_0 begrenzt sind, eingehalten werden. Diese Begrenzung der Schubspannungen ist notwendig, um zu verhindern, daß durch die Zugspannungen, die sich als Folge der Schubspannungen ergeben, im Bereich der Gebrauchslasten selbst in der neutralen Achse Haarrisse auftreten (heutige Begrenzung $\tau_0 = 16 \text{ kg/cm}^2$ für Beton aus hochwertigem Zement und $\tau_0 = 14 \text{ kg/cm}^2$ bei Verwendung von Handelszement).

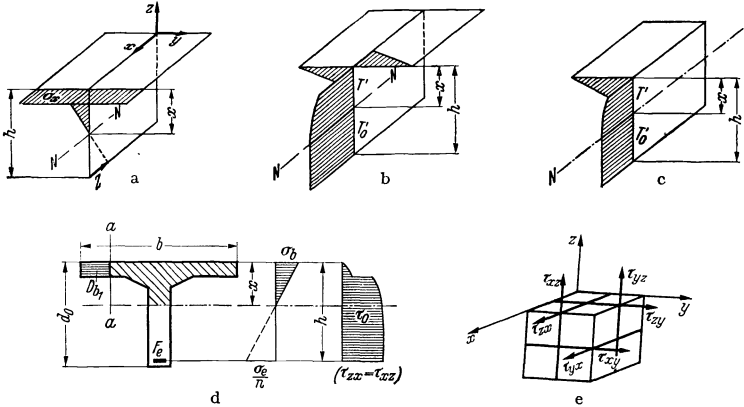


Abb. 50.

Sobald diese Grenzwerte überschritten werden, muß der Betonquerschnitt entsprechend vergrößert werden.

Die auf die Längeneinheit bezogene Verdübelungskraft T' in einem über der neutralen Achse gelegenen Schnitt ist gegeben durch:

$$(30a) \quad T' = T'_0 \frac{D_{b1}}{D_b},$$

wobei D_b die gesamte Betondruckkraft und D_{b1} der Anteil der Betondruckkraft oberhalb dieses Schnittes sind (Abb. 50d).

Die Gl. (30a) gibt uns auch einen Einblick darin, wie z. B. bei einem Plattenbalken die Verdübelungskraft bzw. die Schubspannungen insbesondere im Bereich der Platte verlaufen. Die Größe der Verdübelungskraft für den senkrechten Schnitt $a-a$ durch die Platte ist gekennzeichnet durch $T'_0 \frac{D b_1}{D_b}$, wobei jetzt $D b_1$ die Druckkraft in dem außerhalb des Schnittes liegenden schraffierten Plattenteil ist. Die Abb. 50a zeigt den Verlauf der Druckspannungen des Plattenbalkens in der Mittelfläche von Steg und Platte, die Abb. 50b dagegen den der Verdübelungskraft. In der Abb. 50c ist der Verlauf von T' für einen einseitigen Plattenbalken dargestellt. Hieraus erkennen wir, daß auch in Druckplatten sehr erhebliche Schubspannungen auftreten können.

Im Gegensatz zu der Gl. (30a) kann uns die gebräuchlichste Gleichung $\tau = \frac{QS}{Jb}$ keinen Aufschluß über diese Schubspannungen geben, denn diese Gleichung ist aus der Gleichgewichtsbedingung des Elementes, bezogen auf horizontale Schnitte,

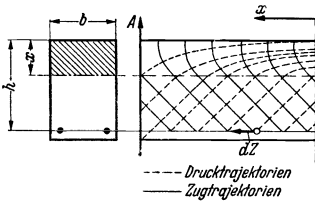


Abb. 51.

abgeleitet und kann uns deshalb auch nur die Größe der Schubspannungen in der x -Richtung der waagrechten Schnitte angeben, deren Verlauf bei veränderlicher Balkenbreite in der Abb. 50d angegeben ist und die im Bereich der Platte wesentlich kleiner sind als die der senkrechten Schnitte durch die Platte. Zur weiteren Klarlegung ist in der Abb. 50e ein Würfel aus der Platte herausgeschnitten, für den die verschiedenen Schubspannungen eingezeichnet sind. Die Schubspannungen $\tau_{xx} = \tau_{xz}$ entsprechen den Schubspannungen der Gleichung $\tau = \frac{QS}{Jb}$ bzw. der Abb. 50d, die Schubspannungen $\tau_{yx} = \tau_{xy}$ dagegen der Gl. (30a), aus der man die Schubspannungen erhält, wenn man T' durch die Breite des Steges bzw. die Dicke der Platte dividiert.

Da bei dem Stadium II die Verdübelungskraft T' und bei gleichbleibender Balkenbreite auch die Schubspannung τ für den gesamten Bereich zwischen der neutralen Achse und der Zugsbewehrung konstant sind, und die Zugspannungen des Betons zu Null gesetzt werden, verlaufen die Spannungstrajektorien im Gegensatz zu dem Stadium I des homogenen Balkens von der neutralen Achse bis zu den Zugseisen unter 45° (Abb. 51). Die resultierenden waagrechten Kräfte dZ an den Schnittpunkten zweier Trajektorien müssen durch Haftspannungen in die Zugseisen übergeleitet werden.

2. Die Schubspannungen bzw. die Verdübelungskraft bei veränderlicher Balkenhöhe.

a) Bei reiner Biegung.

Wenn ein durchlaufender Balken an den Zwischenstützen Vouten besitzt, so ergibt sich im Bereich dieser Schrägen eine wesentliche Entlastung bezüglich der Verdübelungskraft $T'_0 = b_0 \tau_0 = \frac{Q}{x}$, und zwar nicht nur weil der Hebelarm der inneren Kräfte ständig zunimmt, sondern vor allem, weil die schräg gerichtete Biegungsdruckkraft nach Abb. 52 einen Teil der Querkraft in Größe von $D \operatorname{tg} \beta$ übernimmt, so daß nur die verminderte Querkraft $Q - D \operatorname{tg} \beta$ durch Schubspannungen übernommen werden muß. Nun kann man mit genügender Genauigkeit den Hebelarm der inneren Kräfte z proportional der Nutzhöhe h des Trägers setzen, womit $\operatorname{tg} \beta = \frac{z}{h} \operatorname{tg} \alpha$ ist und man erhält, da $D = \frac{M}{z}$ ist, die abgeminderte Querkraft zu:

$$(13) \quad Q' = Q - \frac{M}{x} \operatorname{tg} \beta = Q - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha.$$

Die Verdübelungskraft in der neutralen Achse beträgt damit:

$$(31a) \quad T'_0 = b_0 \tau_0 = \frac{Q'}{z} = \frac{1}{z} \left(Q - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha \right).$$

Die Verdübelungskraft in beliebiger Höhe bzw. in der Platte eines Plattenbalkens ist durch die Gl. (30a) $T' = T'_0 \frac{D_{b1}}{D_b}$ gekenn-

zeichnet. Die Abb. 52a zeigt diese sehr günstige und für den Bau weitgespannter Stahlbetonbalkenbrücken sehr wichtige Entlastung. Hierbei zeigt die Linie *a* den Verlauf der Verdübelungskraft T'_0 bei konstanter Trägerhöhe, die Linie *b* berücksichtigt nur den Einfluß der gegen das Auflager hin wachsenden Trägerhöhe, die Linie *c* dagegen auch den Einfluß der Spreizung der Biegungsdruckkraft gegenüber der Biegungszugkraft. Dadurch wird das Maximum der Verdübelungskraft bei gleichzeitig starker Verminderung vom Auflager weg mehr nach dem Voutenbeginn hin verlegt. Als Folge davon ergeben sich leichtere Träger und größere Spannweiten. Bei Vorhandensein einer geraden Voute (Abb. 53) erhält man am Beginn der Voute einen plötzlichen Sprung in der T'_0 -Linie, da jetzt im Gegensatz zu der parabolischen Voute mit ihrem allmählichen Übergang von dem Knickpunkt ab eine dem Moment proportionale Entlastung der Schubspannungen durch die Spreizung der Biegungsdruck- und -zugkräfte auftritt.

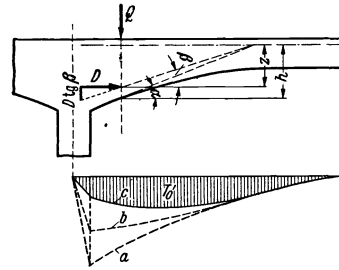


Abb. 52 und 52a.

Diese Entlastung tritt nur ein, d. h. das negative Vorzeichen der Gl. (31a) bei $\frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha$ ist nur gültig, wenn die Querschnittshöhe mit dem Moment entsprechend den Abb. 52, 53, 54 wächst. Bei einer Voute nach Abb. 54a wechselt das Vorzeichen und an die Stelle einer Entlastung tritt eine zusätzliche Vergrößerung der Querkraft bzw. der T'_0 -Linie.

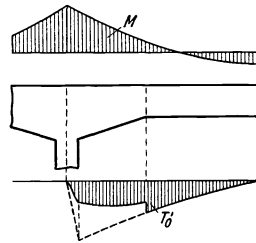


Abb. 53.

Um die Gl. (31) und (31a) benutzen zu können, müßte für jeden Querschnitt das der größten Querkraft zugeordnete Moment berechnet werden. Bei den Hochbauten, bei denen nur mit feldweiser Vollbelastung zu rechnen ist, entspricht der maximalen Querkraftslinie auch die maximale Momentenlinie. In diesem Fall darf daher in der Gl. (31a) das größte Moment für jeden betrachteten Querschnitt angesetzt werden.

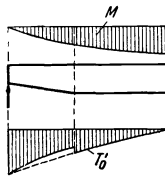


Abb. 54.

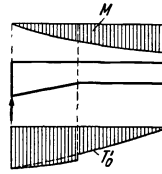


Abb. 54a.

Sobald aber Einzellasten vorhanden sind, stimmt dies nicht mehr und man muß die den maximalen Querkraften entsprechenden Momente ermitteln, man kann aber auch mit den nachstehenden, gegenüber Gl. (31) ungünstigeren Gleichungen rechnen.

$$(31b) \quad T'_0 = \frac{1}{z} \left[Q - \frac{M_g}{h} \operatorname{tg} \alpha \right]$$

am Anfang der Voute,

$$(31c) \quad T'_0 = \frac{1}{z} \left[Q - \left(M_g + \frac{M_p}{2} \right) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{h} \right]$$

am Stützenquerschnitt.

b) Bei außermittiger Normalkraft.

Gewöhnlich werden hierbei die für reine Biegung entwickelten Gl. (30) und (31) benützt, da die bisher für außermittige Normalkraft entwickelten Gleichungen sehr umständlich und unübersichtlich sind. In sehr einfacher Weise erhält man jedoch die richtigen Schubspannungen aus folgender Überlegung. Bei der Bemessung für außermittige Normalkraft sollen sich entweder nach dem allgemeinen Verfahren oder nach den Tabellen von MÖRSCH (PUCHER) für die zwei benachbarten um Δx entfernten Querschnitte 1 und 2 die Zugeiseineinlagen zu F_{e1} und F_{e2} und die zugehörigen Eisenspannungen zu σ_{e1} und σ_{e2} ergeben haben, woraus sich die Kräfte der Zugeiseineinlagen zu $Z_1 = F_{e1} \sigma_{e1}$ und $Z_2 = F_{e2} \sigma_{e2}$ ergeben. Die Differenz dieser beiden Zugkräfte $Z_1 - Z_2$ muß gleich der Verdübelungskraft auf der Strecke Δx sein. $Z_1 - Z_2 = T' \Delta x = b_0 \tau_0 \Delta x$, wobei b_0 bei veränderlicher Querschnittsbreite die gemittelte Breite auf der Strecke Δx ist. Hieraus folgt die Verdübelungskraft zu:

$$(31d) \quad T' = b_0 \tau_0 = \frac{Z_1 - Z_2}{\Delta x}.$$

Um den Größtwert von T' zu erhalten muß naturgemäß auch die größtmögliche Differenz von $Z_1 - Z_2$ in Rechnung gestellt werden.

Bei dieser Berechnungsweise erhält man eine Schubbewehrung, die sich in Übereinstimmung mit der gewählten Biegungsbewehrung befindet, d. h. die beiden Bewehrungen sind miteinander verträglich. Dies ist nicht unwesentlich, denn bei der Bemessung auf außermittigen Druck gibt es bekanntlich unendlich viele Lösungen, die den Gleichgewichtsbedingungen genügen.

Für den Sonderfall der reinen Biegung wird bei dem Übergang von Δx zu dx :

$$T' = \frac{dZ}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{M}{z} \right) = \frac{1}{z} \frac{dM}{dx} - \frac{M dz}{z^2 dx}.$$

Nun ist $\frac{dz}{dx} = \operatorname{tg} \beta$ und $\frac{\operatorname{tg} \beta}{z} \approx \frac{\operatorname{tg} \alpha}{h}$ und damit $T' = \frac{Q - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha}{z}$, womit die Gl. (31d) wieder in die Gl. (31a) übergeführt ist.

3. Die Bemessung auf Schub.

Die Größe der Verdübelungskraft auf der Strecke a ergibt sich nach Gl. (30) zu

$$(32) \quad T_a = \int_{x_1}^{x_2} T'_0 dx = \int_{x_1}^{x_2} \frac{Q}{z} dx = \frac{1}{2} (T'_{0l} + T'_{0r}) a,$$

d. h. die Größe der Verdübelungskraft erhält man aus der Fläche des T'_0 -Diagramms der Abb. 55, der Verdübelungsfläche. (In der Literatur wird sie Schubkraftfläche genannt.) An Stelle der Bezeichnung Schubkraft wird Verdübelungskraft eingeführt, weil sehr häufig Schubkraft mit Querkraft verwechselt wird, während die Bezeichnung Verdübelungskraft diesen Irrtum ausschließt, da sie unmißverständlich darauf hinweist, daß es sich um eine waagrechte Kraft handelt, durch welche die Druckzone des Balkens mit der Zugzone verdübelt wird, wodurch das einheitliche Spannungsdiagramm erst gewährleistet ist. Vielfach wird auch mit der Schubspannungsfläche gearbeitet, die sich auf 1 cm Balkenbreite bezieht, was aber bei einer längs des Balkens veränderlichen Balkenbreite sehr unpraktisch ist.

Die Verdübelungskraft T_a zerlegt man nach Abb. 55a entsprechend dem Verlauf der Spannungstrajektorien unter 45° in eine Druckkraft D_S und in eine Zugkraft Z_S , wobei $Z_S = D_S = \frac{T_a}{\sqrt{2}}$. Es ist aber auch zulässig, die Zugeisen in eine von Z_S um den Winkel β abweichende Neigung zu legen. In diesem Falle ergibt sich die Zugkraft zu

$$(33) \quad Z'_S = \frac{Z_S}{\cos \beta} = \frac{T_a}{\cos \beta \sqrt{2}} = F_S \sigma_e,$$

wobei F_S der Querschnitt der Schrägeisen auf der Strecke a ist. Z'_S ist immer größer als Z_S , ganz gleich ob β positiv oder negativ gewählt wird. Für den Grenzfall, $\beta = 45^\circ$ ergibt sich eine senkrechte Zugkraft, die mit der Richtung der Bügel zusammenfällt (Abb. 55b)

$$(33a) \quad Z_B = \frac{Z_S}{\cos 45^\circ} = T_a = F_B \sigma_e,$$

wobei F_B der Querschnitt der Bügel auf der Strecke a ist. Hieraus geht hervor, daß sich auch die Bügel an der Aufnahme der Verdübelungskraft beteiligen. Deshalb weist man einen Teil der Verdübelungskraft den Bügeln zu, die an sich schon notwendig sind, um die Zugbewehrung in der Druckzone zu verankern und dem Eisengeflecht bei der Montage den notwendigen Halt zu geben.

Unter Beachtung, daß T_a zum Teil durch Schrägeisen und zum Teil durch Bügel aufgenommen wird, lautet die allgemeine Gleichung, die sich aus der Verbindung der Gl. (33) mit (33a) ergibt

$$(34) \quad T_a = T_{aB} + T_{aS} = F_B \sigma_e + F_S \sigma_e \cos \beta \sqrt{2}.$$

Hierbei sind T_{aB} und T_{aS} die Anteile der Verdübelungskraft T_a , die durch Bügel bzw. Schrägeisen aufgenommen werden.

Die vollständige Aufnahme der Verdübelungskraft durch Bügel und Schrägeisen muß nicht nur für den Gesamtbalken, sondern auch für jede Teilstrecke a nachgewiesen werden.

Die Wirkung der Schrägeisen entspricht der eines mehrfachen Strebenfachwerkes, wobei die Schrägeisen die Kräfte der Zugdiagonalen und der Beton die Kräfte der Druckstäbe aufzunehmen haben. Dagegen entspricht die Wirkung der Bügel einem mehrfachen Ständerfachwerk, bei dem die Bügel die Kräfte der gezogenen Ständer, der Beton dagegen die Kräfte der gedrückten Diagonalen zu übernehmen hat.

Die Schrägeisen sind wirksamer als die Bügel, weil sie genau mit den Richtungen der Hauptspannungen des Bruchzustandes zusammenfallen, aber die Bügel sind gleichfalls notwendig, weil sie auch anderen Zwecken dienen, denn sie verankern die Zügeisen in der Druckzone und geben dem Eisengeflecht, wie bereits bemerkt, einen inneren Halt. Dazu kommt noch, daß in der Nähe der Balkenmitte im allgemeinen Aufbiegungen nicht möglich sind, weil noch alle Zügeisen für die Momentendeckung notwendig sind, so daß in der Nähe der Balkenmitte die meist geringen Querkräfte und damit geringen Verdübelungskräfte nur durch Bügel aufgenommen werden müssen, während an den Stellen der größten Querkräfte in der Nähe der Auflager die Verdübelungskräfte zum größten Teil durch Aufbiegungen der Zügeisen übernommen werden.

Aus diesen Gründen nimmt man einen konstanten Teil von T'_0 , die Größe T'_{0B} , und demgemäß die Fläche $\int T_{0B} dx$ durch Bügel und die Restfläche durch Schrägeisen auf (s. hierzu die Abb. 56 bis 59).

Bezeichnet man den Querschnitt eines zwei- oder mehrschnittigen Bügels mit f_B , den Bügelabstand mit e , so folgt aus der Gleichgewichtsbedingung der Gl. (33a) $T'_{0B} e = f_B \sigma_e$ (vgl. auch Abb. 55b). Diese Gleichung kann man nach einer der drei Größen auflösen, je nachdem man bei der Bemessung von der Größe T_{0B} , dem Bügelabstand e oder der Stärke der Bügel f_B ausgeht.

$$(35) \quad T'_{0B} = \tau_0 b_0 = \frac{f_B \sigma_e}{e},$$

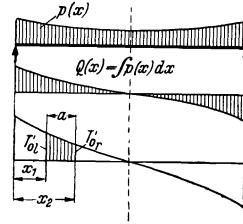


Abb. 55. Kraftzerlegung für T_a .

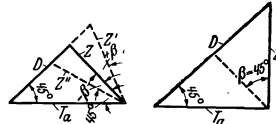


Abb. 55a für die Schrägeisen. Abb. 55b für die Bügel.

$$(35a) \quad f_B = T_{0B} \frac{e}{\sigma_e},$$

$$(35b) \quad e = \frac{f_b \sigma_e}{T'_{0B}}.$$

Die restliche durch die Bügel noch nicht gedeckte, von den Schrägeisen aufzunehmende Fläche bezeichnen wir mit T_{0S} . Aus der Gleichgewichtsbedingung der Gl. (33) folgt

$$T_{0S} = Z \cos \beta \sqrt{2} = F_S \sigma_e \cos \beta \sqrt{2}.$$

Hieraus folgt der Querschnitt F_S der Schrägeisen zu

$$(36) \quad F_S = \frac{T_{0S}}{\sigma_e \cos \beta \sqrt{2}},$$

d. h. für die Schrägeisen ist die ideelle Spannung $\sigma_i = \sigma_e \cos \beta \sqrt{2}$, für die Bügel jedoch nur σ_e maßgebend.

Die Abb. 56 zeigt die Aufteilung der Bügel und Schrägeisen für einen frei aufliegenden, mit dem Eigengewicht g und der Nutzlast p belasteten Balken. In der Balkenmitte sind die Verdübelungskräfte klein und werden durch die Bügel allein aufgenommen, Schrägeisen werden erst aufgebogen, wenn sie nach dem Momentendeckungsdiagramm der Abbildung 56a frei werden. Abb. 56c zeigt die

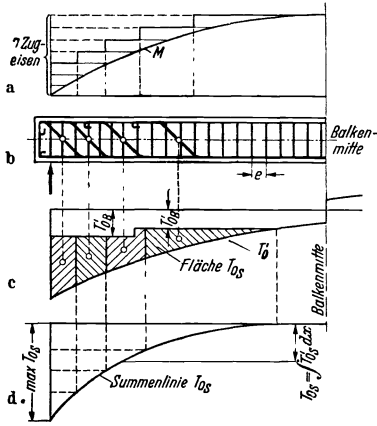


Abb. 56a—d.

r'_0 -Linie, die der Querkraftlinie proportional ist, da der Balken gleichbleibende Höhe hat und $\frac{x}{h}$ ungefähr konstant bleibt. Hiervon wird der Teil T_{0B} mit konstanter Höhe durch die Bügel gedeckt, die Restfläche T_{0S} dagegen durch Schrägeisen. Von den sieben Eisen der Zugzone sind vier aufgebogen. Um die richtige Stelle der Aufbiegungen zu finden, ist die Fläche T_{0S} in vier gleiche Flächen einzuteilen. Hierzu zeichnet man in Abbildung 56d die Integrallinie $T_{0S} = \int T_{0S} dx$ und teilt $\max T_{0S}$ in vier gleiche Teile, bzw. man nimmt, wenn es sich um Eisen verschiedener Stärke handelt, die Teilung entsprechend den Querschnittsflächen vor. Auf diese Weise sind die Schwerpunkte der Einzelflächen und damit auch die Abbiegestellen in Höhe der neutralen Faser gefunden. Da diese in ihrer Höhenlage je nach den Beton- und Eisenspannungen wechselt, ist dafür entsprechend den deutschen Stahlbetonbestimmungen die Mittelachse des Balkens zu nehmen.

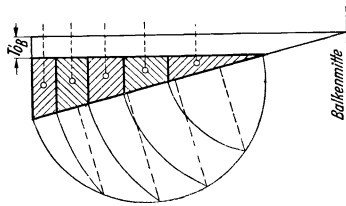


Abb. 57.

Für den Fall der Eigengewichtsbelastung ist bei konstanter Balkenhöhe die T'_0 -Linie ebenso wie die Querkraftlinie eine Gerade, so daß bei gleich starken Schrägeisen die Einteilung in gleiche Flächenteile ohne Integralkurve mittels der bekannten Konstruktion der Abb. 57 erfolgen kann.

In der Abb. 58 ist ein Balken dargestellt, der in der Mitte durch eine gegenüber dem Eigengewicht g stark überwiegende Einzellast beansprucht wird. Von den sieben Eisen der Zugzone brauchten nur drei Eisen aufgebogen werden, allerdings mußte in der Balkenmitte noch ein vierter Schubanker eingelegt werden, der für die Aufnahme der Biegungszugkräfte nicht wirksam ist.

Von besonderem Interesse ist die Schubdeckung bei dem Kragbalken der Abb. 59, der durch eine große Einzellast P bei geringem Eigengewicht belastet wird. Infolge der nach dem Auflager zunehmenden Trägerhöhe und der Entlastung durch die Spreizung der Biegungsdruck- und -zugkraft nimmt die Verdübelungskraft nach dem Auflager sehr rasch ab. Es tritt eine ähnliche Wirkung auf, wie wir sie schon bei dem durchlaufenden Träger der Abb. 52 festgestellt haben, jedoch ist diese Entlastung jetzt vielfach stärker.

Für $P = 6$ t ergibt sich am Auflager ein Nutzlastmoment von $M_P = -16,80$ tm, ein Eigengewichtsmoment von $M_g = -1,42$ tm, $M_{g+P} = -18,22$ tm. Zur Aufnahme dieses Momentes sind 5 $\varnothing 22$ mit $F_e = 19,0$ cm² notwendig. Des weiteren ist $Q_B = 6,0$ t, $Q_A = 7,15$ t. Damit ergibt sich die Verdübelungskraft an der Stelle B für $Q = 6$ t, $M = 0$ zu $T'_0 = \frac{Q}{z} = \frac{6}{26,2} = 0,229$ t/cm, am Auflager A für $Q = 7,15$ t, $M = 18,22$ tm zu

$$T'_0 = \frac{1}{z} \left(Q - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha \right) = \frac{1}{91,5} \left(7,15 - \frac{18,22}{0,935} \frac{0,68}{3,00} \right) = 0,034 \text{ t/cm.}$$

Der Verlauf der T'_0 -Linie ist in Abb. 59 dargestellt, hierzu mußte T'_0 allerdings noch für zwei Zwischenpunkte bestimmt werden.

Es wurden zweischnittige Bügel $\varnothing 7$ mm mit $f_B = 2 \cdot 0,38 = 0,76$ cm² verwendet, $e = 20$ cm.

Nach Gl. (35) ist $T'_{0B} = \frac{f_B \sigma_e}{e} = \frac{0,76 \cdot 1,2}{20} = 0,045$ t/cm. Nach Er-

mittlung der Integralkurve ergab sich der von den Schrägeisen aufzunehmende Teil der Verdübelungskraft zu max $T_{0S} = 10,35$ t, zu deren Aufnahme nach Gl. (36) für $\beta = 0$ ein Eisenquerschnitt von

$$F_S = \frac{T_{0S} S}{\sigma_e \sqrt{2}} = \frac{10,35}{1,2 \cdot 1,41} = 6,10 \text{ cm}^2$$

notwendig ist. Es werden hierzu 3 $\varnothing 22$ mit 11,40 cm² abgebogen, da insgesamt 5 Zugseisen vorhanden sind, womit die Eisenspannung der Schrägeisen wesentlich unter $\sigma_e = 1200$ kg/cm² liegt.

Das Momentendeckungsdiagramm ist gekennzeichnet durch die Gleichung (37)

$$M_e = F_e \sigma_e x = F_e \sigma_e u h,$$

durch die das Tragmoment der Eisen dargestellt ist. Der Faktor u ist hierbei mit der Spannung veränderlich, er ist am kleinsten am Auflager, wo σ_b am größten ist. Man geht also sicher, wenn man mit dem Wert u am Auflager rechnet. Damit wird aber M_e genau proportional der Nutzhöhe h , die am Punkte D zu Null wird. Infolgedessen sind die Momentendeckungslinien schräge Gerade, die von D ausgehen.

Schleicher, Taschenbuch.

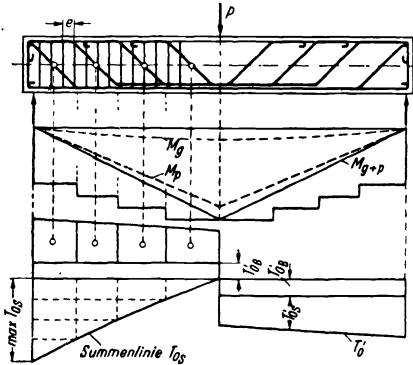


Abb. 58.

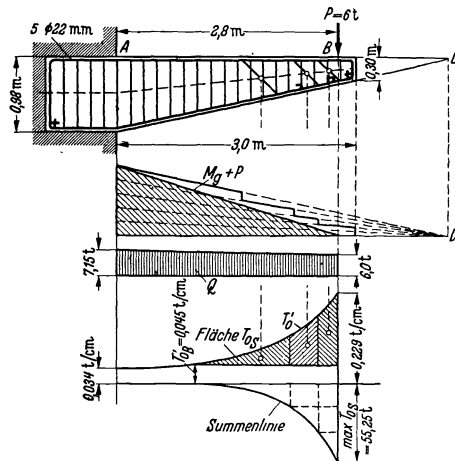


Abb. 59.

Derartige schräge Momentendeckungslinien ergeben sich immer bei durchlaufenden Trägern im Bereich der Vouten. Zeichnet man bei großen Brückenträgern auch die Deckungslinie der Druckeisen heraus, so muß man von dem zusätzlichen Tragemoment der Druckeisen ausgehen.

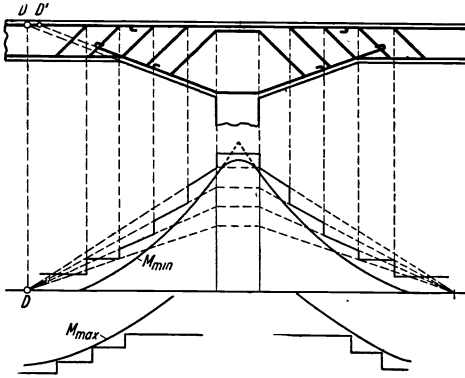


Abb. 60.

$$(37a) \Delta M'_e = F'_e \sigma'_e (h - h_1),$$

wobei jetzt an Stelle des Hebelarmes z der etwas größere $h - h'$ tritt. Der Schnittpunkt der Zug- und Druckeisen, gekennzeichnet durch den Punkt D' fällt streng genommen nicht mit D zusammen. Siehe hierzu die Abb. 60, in welcher das maximale und minimale Moment und die zugehörigen Momentendeckungslinien für die Zugeisen über der Stütze und im Feld dargestellt sind.

Wenn die Zugeisen nach Abb. 61 gekrümmt sind, so werden die Bügel durch die Umlenkung der Zugkräfte der Hauptbewehrung auf Zug beansprucht. Aus der Gleichgewichtsbedingung in Richtung des Radius ergibt sich bei einem

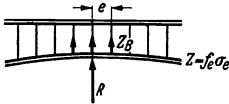


Abb. 61.

Abstand e der Bügel die Bügelkraft zu: $Z_B = \frac{Z}{R} e$, $Z_B = f_B \sigma_{eB}$, $Z = F_e \sigma_e$, wobei Z die Kraft der Zugeisen und R den Krümmungsradius bedeuten, $\sigma_{B1} = \frac{F_e \sigma_e}{R} \frac{e}{f_B}$. Hierzu kommt noch die Spannung aus der Verdübelungskraft gemäß Gl. (35a)

$$\sigma_{eB2} = \frac{T'_{0B} e}{f_B}.$$

Die gesamte Spannung der Bügel beträgt hiermit

$$(38) \quad \sigma_{eB} = \frac{e}{f_B} \left(T'_{0B} + \frac{F_e \sigma_e}{R} \right).$$

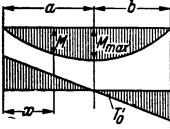


Abb. 62.

Bei Balken und Platten mit geringen Schubkräften braucht der rechnerische Nachweis der Schub sicherung nicht geführt zu werden. Konstruktiv muß aber die Sicherung durch Schrägeisen bzw. Bügel vorhanden sein.

4. Kurze Untersuchung über den Eisenbedarf für die Schubdeckung.

Bei einem durch sein Eigengewicht belasteten Balken, dessen Momentenmaximum durch die Abschnitte a und b der Abb. 62 gegeben ist, beträgt die gesamte Verdübelungskraft auf der Strecke a

$$T_a = \int_0^a T'_0 dx = \int_0^a \frac{Q}{s} dx = \int_0^a \frac{dM}{s} = \frac{\max M}{s} = \max Z.$$

Die Verdübelungskraft für jeden Balkenteil a und b ist gleich der maximalen Zugkraft der Zugbewehrung. Das ist an sich ein selbstverständliches Resultat,

weil $Z = \frac{M}{s}$ durch die Verdübelungskraft T'_0 von 0 bis a erzeugt wird.

Wird die gesamte Schubbewehrung durch Bügel bewirkt, so ergibt sich nach Gl. (33a) die Zugkraft der gesamten Bügel auf der Strecke a bzw. b zu $Z_B = T_a$. Nun ist aber auch $T_a = \max Z$, d. h. die Zugkräfte in allen Bügeln der Strecke a sind gleich der Zugkraft der Zugeisen, bzw. der gesamte Querschnitt der Bügel auf der Strecke a bzw. b muß gleich dem Eisenquerschnitt F_e der Zugeisen sein. Wird dagegen die Schubdeckung nur durch Schrägeisen unter 45° vorgenommen, so ist gemäß Gl. (33) die gesamte Zugkraft der Schrägeisen $Z_S = \frac{T_a}{\sqrt{2}}$, also muß

der Eisenquerschnitt der Schrägeisen der Strecke a rd. 70 % von F_e betragen. Mit 70 % Aufbiegungen kann demnach die gesamte Schubdeckung vorgenommen werden. Da aber aus schon mehrfach erörterten Gründen Bügel mit Schrägeisen kombiniert sein müssen, genügt es, wenn ungefähr die Hälfte der Zugeisen aufgebogen werden. Die restlose Schubdeckung kann aus diesem Grunde niemals zu konstruktiven Schwierigkeiten führen. Dem 1,41mal größeren Eisenquerschnitt der Bügel auf der Strecke a gegenüber Schrägeisen mit $\beta = 0$ entspricht aber eine 1,41mal kleinere Länge, so daß die theoretische Eisenmenge für Bügel oder Schrägeisen die gleiche bleibt.

Wie liegt aber der Fall, wenn an Stelle der Eigengewichtsbelastung g eine Nutzlast p tritt? An Stelle der geraden Linie der Querkraft, die bei gleichbleibender Trägerhöhe gleichlaufend mit T'_0 ist, tritt jetzt eine nach einer Parabel verlaufende Maximallinie Q bzw. T'_0 (Abb. 63).

Die Fläche $\int_0^{l/2} T'_0 dx$ für p ist gegenüber der von g im

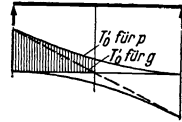


Abb. 63.

Verhältnis 7:6 größer. Wir benötigen deshalb eine entsprechend dem angegebenen Verhältnis größere Schubbewehrung. Da aber mindestens der Wert T'_0 in Balkenmitte durch Bügel gedeckt werden muß, kommt man auch in diesem Falle zu aufgebogenen werden.

Zu den gleichen Ergebnissen kommt man auch in dem Fall einer Einzellast in Feldmitte nach Abb. 64, wobei

$$\max M = \frac{Pl}{4}, F_e = \frac{\max M}{z \sigma_e} = \frac{Pl}{4z \sigma_e} \text{ sind. Da } Q = \frac{P}{2} \text{ ist, ist}$$

$$T'_0 = \frac{Q}{z} = \frac{P}{2z}. \text{ Hieraus ergibt sich der Querschnitt der}$$

$$\text{Schrägeisen bei } \beta = 0 \text{ zu } F_S = \frac{T'_0 l/2}{\sigma_e \sqrt{2}} = \frac{Pl}{4z \sigma_e \sqrt{2}}. \text{ Bei voller}$$

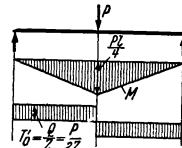


Abb. 64.

Schubdeckung durch Schrägeisen ist es auch hier ausreichend, rd. 70 % der Zugeisen und bei Berücksichtigung der Bügel rd. 50 % aufzubiegen (s. hierzu auch Abb. 58).

Abschließend wird noch der Fall eines durchlaufenden Trägers ohne Vouten bei Eigengewichtsbelastung nach Abb. 65 betrachtet. Hier ergibt sich die Verdübelungskraft auf den Strecken a und b zu:

$$T_a = \frac{M_1 + M_F}{z} \text{ bzw. } T_b = \frac{M_2 + M_F}{z}$$

$$\text{und } F_S = \frac{T_a}{\sigma_e \sqrt{2}} \text{ bzw. } F_S = \frac{T_b}{\sigma_e \sqrt{2}} \text{ für } \beta = 0.$$

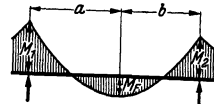


Abb. 65.

Da in diesem Falle Schrägeisen von der Stütze nach unten und vom Feld nach oben abgebogen werden können, müssen bei voller Schubdeckung durch Schrägeisen wiederum 70 % der Zugeisen im Feld und über der Stütze abgebogen werden. Bei Berücksichtigung der Bügel sinkt dieser Prozentsatz wieder auf ungefähr 50 % herab.

5. Berechnung auf Scheren.

Man spricht von Scheren, wenn der Hebelarm der äußeren Kräfte kleiner ist als der Hebelarm z der inneren Kräfte, wie dies z. B. bei der Konsole der Abb. 66 der Fall ist.

Die für die Strecke a auf die Längeneinheit bezogene konstante Verdübelungskraft beträgt $T'_0 = \frac{Q}{z}$ bzw. $T_a = Q \frac{a}{z}$. Aus T_a folgt eine schräge Zugkraft

$$(39) \quad Z'_S = F_e \sigma_e = \frac{Q}{\cos \beta \sqrt{2}} \frac{a}{z}.$$

Zerlegt man dagegen die Querkraft nach Abb. 66 in eine Druckkraft D_s und eine Zugkraft Z'_s ebenfalls unter dem Winkel β , so ergibt sich aus der Scherung für $a < z$ eine gegenüber Gl. (39) größere Zugkraft.

$$(39a) \quad Z'_S = F_c \sigma_e = \frac{Q}{\cos \beta \sqrt{2}}.$$

Aus diesem Grunde ist für $a < z$ nach Gl. (39a) für Scheren zu rechnen. Tatsächlich besteht aber zwischen den beiden

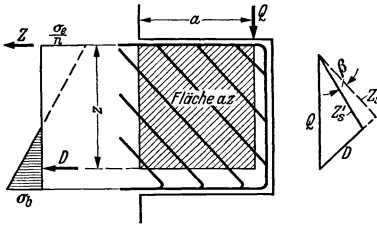


Abb. 66.

Untersuchungen auf Scheren und auf Schub mit Hilfe der Verdübelungskraft gar kein Unterschied. Sobald man berücksichtigt, daß die Schubdeckung in allen waagrechten Schnitten auf die Höhe z und die Deckung gegenüber Scheren in allen senkrechten Schnitten auf die Breite a vorhanden sein muß, d. h. daß für alle parallelen Schnitte der gleiche Eisenquerschnitt notwendig ist, kommt man mit Gl. (39) wie (39a) immer auf die gleiche Eisenmenge, denn die schraffierte Fläche $z \cdot a$ der Abb. 66 muß gegenüber den

schrägen Hauptspannungen, die aus den Schubspannungen $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 z}$ folgen, gesichert werden. Ein Unterschied in der Eisendeckung kann sich nur ergeben, wenn entweder nicht alle waagrechten oder nicht alle senkrechten Schnitte der zu sichernden Fläche $z \cdot a$ gedeckt sind.

Eine Unterscheidung zwischen Scheren und Schub ist daher ganz überflüssig. Es würde genügen, vorzuschreiben, daß die Schubsicherung in allen waagrechten Schnitten zwischen Biegunszug- und Biegungsdruckkraft, d. h. auf die Höhe z vorhanden sein muß, ebenso wie sie bei Betrachtung der Scherung auch für alle senkrechten Schnitte notwendig ist. Eine Berechnung mittels der Verdübelungskraft ist aber immer vorzuziehen, wenn man auch die Mitwirkung der Bügel in Rechnung stellen will.

6. Die Berechnung der Haftspannungen.

Diese sind nach den deutschen Bestimmungen für Stahlbeton nur bei stärkeren Eisen als $\varnothing 25$ mm nachzuweisen. Außerdem fällt dieser Nachweis weg, wenn die Eisen von der Zugzone nach der Druckzone abgebogen und dort durch kräftige Haken verankert werden.

Die Zunahme dZ der Zugkraft der Eisen auf der Strecke dx muß durch die Haftspannungen zwischen dem Beton und den Eisen erfolgen. Es ist $Z = \frac{M}{z}$, womit bei gleichbleibender Balkenhöhe wegen $dZ = \frac{dM}{z}$, $dZ = \tau_1 u dx = \frac{dM}{z}$ wird, wobei u der Umfang sämtlicher Zugeisen an dem untersuchten Querschnitt und τ_1 die Haftspannung ist. Aus dieser Bedingung folgt

$$(40) \quad \tau_1 = \frac{1}{uz} \frac{dM}{dx} = \frac{Q}{uz}.$$

Der Zusammenhang zwischen der Schubspannung bzw. der Verdübelungskraft und der Haftspannung ist gegeben durch:

$$dZ = T'_0 dx = \tau_0 b_0 dx = \tau_1 u dx$$

$$(40a) \quad \tau_1 = \tau_0 \frac{b_0}{u} = \frac{T'_0}{u}.$$

Wenn die Schubsicherung nur durch Bügel erfolgen würde, so müßte an den unten liegenden Zugeisen eine Haftspannung in Größe der Gl. (40) auftreten, außerdem müßten in diesem Falle bei einem frei aufliegenden Träger diese Zug-eisen bis an das Auflager durchgeführt werden, da es nicht zulässig ist, die Zug-eisen in der Betonzugzone zu verankern. Bei durchlaufenden Trägern genügt es, die Zugeisen bis über die Momentennullpunkte hinaus zu verlängern.

Sobald aber die Schubsicherung zu einem Teil durch Schrägeisen erfolgt, so ist die Gl. (40) zu ungünstig, weil jetzt nicht die gesamte, an der Stelle des größten Momentes vorhandene Zugkraft durch Haftung in die Zugeiseneinlage eingeführt werden muß; denn die in der Betondruckzone durch Haken verankerten Schrägeisen sind beim Überschreiten der Nulllinie infolge der Schubkräfte schon voll in Spannung, so daß in sie keine zusätzliche Kraft durch Haftung eingeführt werden muß. Wegen dieser Entlastung darf an Stelle der Gl. (40) die nach-stehende Gl. (40b) benutzt werden, wenn so viele Schrägeisen aufgebogen sind, daß sie zusammen mit den Bügeln die gesamten schrägen Zugspannungen über-nehmen können (volle Schubdeckung).

$$(40b) \quad \tau_1 = \frac{Q}{2uz}$$

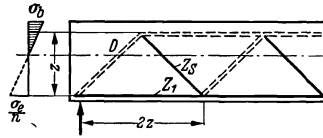


Abb. 67.

Eine Erklärung dieser Gleichung läßt sich mittels des Strebenfachwerkes der Abb. 67 geben, wobei Druck- wie Zugstreßen unter 45° verlaufen. Die Zugkraft des ersten Unter-gurtstabes folgt aus $Z_1 z = Q z$, $Z_1 = Q$. Die Zugkraft Z muß auf der Strecke $2z$ des Untergurtstabes schon vollständig durch Haftung eingeleitet sein, also ist $Z_1 = Q = 2uz\tau_1$ und hieraus $\tau_1 = \frac{Q}{2uz}$. Das ist wohl eine Erklärung, aber kein Beweis, denn schon wenn man den Winkel der Zugeisen größer oder kleiner als 45° annimmt, kommt man zu anderen Resultaten. Tatsächlich kann die Gl. (40b) zu ungünstig wie auch zu günstig sein, das hängt davon ab, in welchem Maße die Bügel an der Übernahme der Schubdeckung beteiligt werden. Da der Nachweis der Haftspannungen bei Einhaltung des zulässigen Wertes von 5 kg/cm² bei Großkonstruktionen mit schweren Eisen von 50 bis 70 mm teilweise auf konstruktive Schwierigkeiten führt, wird nach-stehend eine genaue Ableitung der Haftspannungen gegeben.

Für die Ableitung einer ge-naueren Gleichung für die Haft-spannungen betrachten wir zu-nächst den durch Eigengewicht belasteten Balken der Abb. 68, bei dem die Schubsicherung nur durch abgobene Eisen vorgenommen wird. Für den Fall der Eigen-gewichtsbelastung ist die Verdübe-

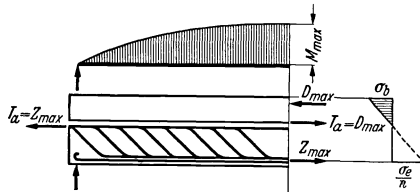


Abb. 68.

$$\text{lungskraft } T_a = \max Z = \frac{\max M}{z}$$

Die gesamte Zugkraft der abgobenen Eisen beträgt nach Gl. (33) $Z'_S = \frac{T_a}{\sqrt{2} \cos \beta}$.

Diese Kraft ist aber in den abgobenen Zugeisen schon bei Überschreiten der neutralen Achse vorhanden und braucht nicht mehr durch Haftung in die Zug-eisen eingeleitet werden. Die Haftung muß nur noch den Anteil $\left(T_a - \frac{T_a}{\cos \beta \sqrt{2}} \right) = T_a \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2} \cos \beta} \right)$ übernehmen. Wenn die Schubsicherung dagegen nur durch Bü-gel erfolgt wäre, dann wäre nach Gl. (40a) durch Haftung die gesamte Verdübe-lungskraft in die Eisen durchzuleiten. Wird nun von der gesamten Verdübelungs-kraft T_a der Anteil T_{aB} durch Bügel und T_{aS} durch Schrägeisen übernommen, so beträgt die Kraft, die durch Haftung in der Zugzone in die Bewehrung eingeleitet

werden muß: $\left(T_a - \frac{T_a S}{\sqrt{2} \cos \beta} \right)$. Zu demselben Ergebnis kommen wir auch, wenn

wir nach Abb. 68a ein Balkenelement von der Länge dx betrachten, für das wir eine stetig verteilte Schrägbewehrung voraussetzen. Auf den gedrückten Teil wirkt von der einen Seite D_b und von der anderen $D_b + dD_b$. Der Verdübelungskraft $dD_b = T'_0 dx$ auf der Länge dx wird in dem gezogenen Balkenteil das Gleichgewicht durch den Zuwachs dZ in den Zugeisen gehalten, von dem ein Anteil $dZ_1 = \tau_1 u dx$ durch Haftung aufgenommen wird,

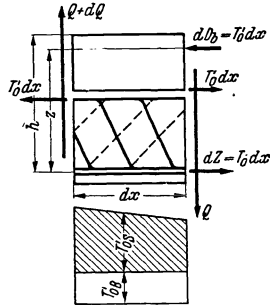


Abb. 68a.

während der zweite Anteil $dZ_2 = \frac{T'_0 S dx}{\cos \beta \sqrt{2}}$ schon in den abgebogenen Eisern vorhanden ist, denn nach Gl. (36) entspricht dem Anteil der Verdübelungskraft $T'_0 S dx$, den die Schrägeisen aufnehmen, eine Kraft in den Schrägeisen von $Z'_S = \frac{T'_0 S dx}{\cos \beta \sqrt{2}}$. Durch die Haftung $\tau_1 u dx$ ist also für die Länge dx noch die Kraft

$$\left(T'_0 dx - \frac{T'_0 S dx}{\sqrt{2} \cos \beta} \right) = \tau_1 u dx$$

zu übernehmen, bzw. ist

$$(41) \quad \tau_1 = \frac{1}{u} \left(T'_0 - \frac{T'_0 S}{\cos \beta \sqrt{2}} \right).$$

Diese Gleichung entspricht der oben für die Strecke a abgeleiteten Gleichung aus der wir die Gl. (41) auch durch Differentiation gewinnen können

$$\tau_1 u = \frac{d}{dx} \left(T_a - \frac{T_a S}{\sqrt{2} \cos \beta} \right) = \left(T'_0 - \frac{T'_0 S}{\sqrt{2} \cos \beta} \right).$$

Für den Sonderfall, daß die Schubdeckung nur durch Bügel erfolgt, ist $T_{0S} = 0$ und die Gl. (41) geht damit in die Gl. (40) über.

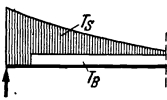


Abb. 69.

$$\tau_1 = \frac{1}{u} T'_0 = \frac{Q}{uz}, \quad \text{da } T'_0 = \frac{Q}{z}.$$

Für den Sonderfall, daß die Schubsicherung nur durch Schrägeisen erfolgt, ist $T'_0 S = T'_0$.

$$(41a) \quad \tau_1 = \frac{T'_0}{u} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2} \cos \beta} \right).$$

Für Schrägeisen unter 45° , d. h. bei $\beta = 0$, wird

$$(41b) \quad \tau_1 = \frac{T'_0}{u} (1 - 0,707) \approx 0,30 \frac{Q}{uz}.$$

Sobald der größte Teil der Verdübelungskraft durch abgegebene Eisen aufgenommen wird, ergeben sich nach der genaueren Gl. (41) geringere Haftspannungen als nach der Gl. (40b) von MÖRSCH. Kommt man bei starken Eisendurchmessern auch dann noch nicht in der Nähe der Auflager mit der vorgeschriebenen Haftspannung aus, so ist es zweckmäßig, auf diese kurzen Strecken die Schubsicherung nur durch abgegebene Schrägeisen nachzuweisen, womit eine geringe Verschiebung der Aufbiegungen nach den Auflagern hin notwendig wird. Die auf diesen Strecken vorhandenen, nicht in Rechnung gestellten Bügel (Abb. 69) stellen dann eine zusätzliche Sicherung dar. Durch diese Maßnahme wird entsprechend der Gl. (41) die Haftspannung herabgesetzt.

7. Die Bemessung gegen Verdrehen.

Wird ein Stab nur auf Verdrehen beansprucht, so wirkt in ihm ein reiner Schubspannungszustand und die Spannungstrajektorien verlaufen unter 45°

(Abb. 70). Bei wechselnden Momenten müßten zwei sich unter 90° schneidende Spiralen zur Aufnahme der schrägen Zugspannungen eingelegt werden.

In gleicher Weise, wie bei den Balken die Schubsicherung nicht nur durch Schrägeisen, sondern auch durch Bügel, deren Richtung um $\beta = 45^\circ$ von der Richtung der Spannungstrajektorien abweicht, möglich ist, so kann man auch bei Verdrehen die Sicherung durch Bügel in Verbindung mit Längseisen vornehmen. Diese Art der Bewehrung hat den Vorteil, daß sich die Eisen leicht verlegen lassen (Abb. 70a).

Die Ableitung der nachstehend angegebenen Gleichungen stammt von RAUSCH¹.

a) Die Bemessung der Spiralbewehrung.

Die gesamte Stärke der Spirale folgt aus

$$(42) \quad \Sigma F_{eS} = M \frac{U}{2\sqrt{2}\sigma_e F}.$$

Hierin bezeichnen: M das Drehmoment, U den Umfang des Bewehrungszyllinders oder Prismas, F die von dem Bewehrungszyllinder umschlossene Fläche des Betonzyllinders oder Prismas.

b) Bemessung der Bewehrung mit Längseisen und Bügeln.

Für die Längseisen erhält man:

$$(42a) \quad \Sigma F_e Z = M \frac{U}{2\sigma_e F}$$

bzw. für ein Längseisen, wenn der Abstand der einzelnen Eisen mit i bezeichnet wird:

$$(42b) \quad F_e Z = M \frac{i}{2\sigma_e F}.$$

Für die Bügel, bezogen auf die Längeneinheit ergibt sich

$$(42c) \quad \Sigma F_{eB} = \frac{M}{2\sigma_e F}$$

bzw. für einen Bügel bei einem Bügelabstand e :

$$(42d) \quad F_{eB} = M \frac{e}{2\sigma_e F}.$$

Sobald Schub und Verdrehen zusammentreffen, sind die Wirkungen aus beiden Arten der Beanspruchung zusammenzuzählen. Wenn z. B. der Randbalken eines Plattenbalkenquerschnittes nicht durch Querrippen am Verdrehen gehindert wird, so daß er das Spannungsmoment der Platte durch Torsion nach den Auflagern übertragen muß, ergibt sich für die Außenseite des Balkens eine Entlastung, für die Innenseite dagegen eine gleich große Zusatzbelastung der Schubbewehrung, worauf bei ihrer Festlegung zu achten ist.

III. Der durchlaufende Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment.

Im Stahlbetonbau sind durchlaufende Träger und Rahmen die Regel. Der Zeitaufwand für die Berechnung dieser Tragwerke wächst rasch an, sobald die Spannweiten nicht gleich groß sind, und vor allem wenn das Trägheitsmoment nicht nur von Feld zu Feld, sondern auch in den einzelnen Feldern veränderlich ist.

Im Abschnitt „Baustatik“ S. 298 ist die allgemeine Theorie dieser Tragwerke dargestellt. Ergänzend hierzu werden nachstehend die Berechnungsverfahren gebracht, die dem Sondergebiet des Stahlbetonbaues besonders angepaßt sind.

¹ RAUSCH: Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung und Abscheren. Berlin 1938.

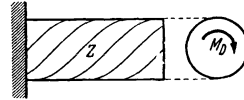


Abb. 70.

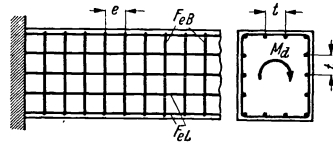


Abb. 70a.

A. Die Berechnung des durchlaufenden Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment mittels Drehwinkeln und Festpunkten.

1. Die Dreimomentengleichung für die Ermittlung der statisch unbestimmten Stützmomente.

Wir gehen von dem statisch bestimmten Einzelbalken aus, für den wir nach Abb. 71 folgende Drehwinkel einführen, wobei die Drehwinkel an dem linken bzw. rechten Trägerrand mit den Indices ' bzw. '' bezeichnet werden.

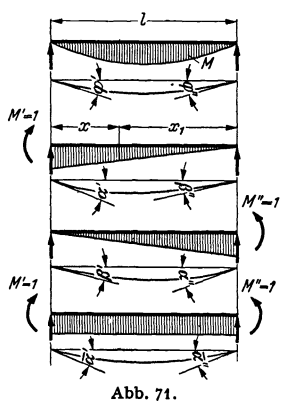


Abb. 71.

φ' und φ'' infolge des statisch bestimmten Biegemomentes M aus der Belastung.

α' und β' infolge des Randmomentes $M' = 1$.

α'' und β'' infolge des Randmomentes $M'' = 1$.

$\bar{\alpha}'$ und $\bar{\alpha}''$ infolge der Randmomente $M' = M'' = 1$, wobei $\bar{\alpha}' = \alpha' + \beta'$, $\bar{\alpha}'' = \alpha'' + \beta''$ sind.

Nach dem Satz von MAXWELL ist $\beta' = \beta'' = \beta$. Die Größe dieser Drehwinkel ergibt sich nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen oder

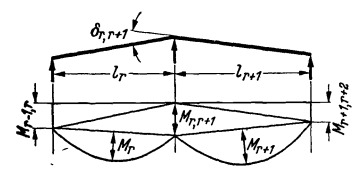


Abb. 72.

den MOHRschen Sätzen. Die statisch unbestimmten Stützmomente folgen aus der Bedingung gleicher Tangentenrichtung der Einzelbalken am Auflager, d. h. die Summe aller Drehwinkel über einer Stütze muß gleich Null sein. Hieraus folgt

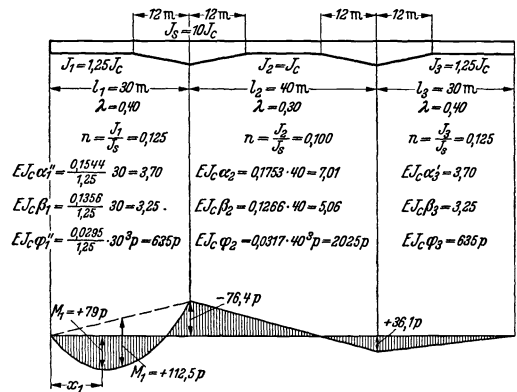


Abb. 73.

entsprechend der Abb. 72, bei der zugleich auch eine Stützensenkung, gegeben durch den Winkel $\delta_{r,r+1}$, berücksichtigt ist, die Dreimomentengleichung

$$(43) M_{r,-1} \beta_r + M_{r,r+1} (\alpha_r' + \alpha_r' + 1) + M_{r+1,r+2} \beta_{r+1} + \varphi_r' + \varphi_r' + 1 + \delta_{r,r+1} = 0.$$

In dieser Gleichung ist δ positiv zu zählen, wenn durch Stützensenkungen ein Knick nach oben entsteht.

Die Größen der statisch bestimmten Winkeldrehungen α und β sowie der Winkel φ für die konstanten Lasten g bzw. p sind in den Tabellen 1 bis 4 sowohl

für dreieckige wie auch für parabolische Vouten bei verschiedener Länge der Vouten wiedergegeben. Durch die Zahl $n = \frac{J_r}{J_s}$ ist das Verhältnis der Trägheitsmomente in Feldmitte und über der Stütze gekennzeichnet. Die Drehwinkel φ' und φ'' für Einzellasten, die auch für die Aufstellung der Einflußlinien benötigt werden, finden sich in den Tabellen 5 bis 8. Die Tabellen 1, 2, 5, 6 beziehen sich auf den symmetrischen, die restlichen auf den unsymmetrischen Träger.

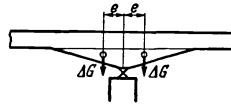


Abb. 74.

Zahlenbeispiel a. Gegeben sei ein symmetrischer Dreifeldträger mit Dreiecksvouten. Die Spannweiten, Voutenlängen, die Werte n , sowie die Werte der Drehwinkel, die den Tabellen 1 und 3 entnommen werden, sind in der Abb. 73 angeschrieben. Die Trägheitsmomente in den Feldern seien $J_2 = J_c$, $J_1 = J_3 = 1,25 J_c$. Für Belastung des ersten Feldes mit p erhalten wir aus Gl. (43) die Beziehungen $M_{1,2}(\alpha'_1 + \alpha'_2) + M_{2,3} \beta_2 + \varphi'_1 = 0$, $M_{1,2}(3,70 + 7,01) + M_{2,3} \cdot 5,06 + 635 p = 0$, $M_{1,2} \cdot \beta_2 + M_{2,3}(\alpha'_2 + \alpha'_3) + \varphi'_2 = 0$, $M_{1,2} \cdot 5,06 + M_{2,3}(7,01 + 3,70) = 0$ und hieraus $M_{1,2} = -76,4 p$, $M_{2,3} = +36,1 p$, $M_1 = p \frac{30^2}{8} = 112,5 p$. Der Auflagerdruck A beträgt: $A = \frac{30}{2} p - \frac{76,4}{30} p = 12,55 p$. Die Querkraft wird zu Null bei $x_1 = \frac{12,55 p}{p} = 12,55$ m. Das größte Feldmoment ergibt sich zu: $\max M_1 = p \frac{x_1^2}{2} = +79 p$.

Zahlenbeispiel b. Die beiden Mittelstützen senken sich um 0,10 m.

$$\delta_{1,2} = -\frac{0,10}{30} = -\frac{1}{300}.$$

Aus der Gl. (43) ergibt sich:

$$M_{1,2}(3,70 + 7,01) + M_{2,3} \cdot 5,06 - \frac{E J_c}{300} = 0, \quad M_{1,2} = M_{2,3}, \quad M_{1,2} = M_{2,3} = +\frac{E J_c}{15,77 \cdot 300}.$$

Da die Winkel φ nur für gleichmäßige Last berechnet sind, können die zusätzlichen Biegemomente infolge der Voutengewichte genau nur mittels der Einflußlinien berechnet werden. Diese Einflüsse sind jedoch für die Stützen und Feldmomente sehr gering und es genügt nach Abb. 74, nur das zusätzliche Stützmoment $\Delta G e$ als statisch bestimmtes Moment zu berücksichtigen, während der noch vielfach geringere Einfluß auf das Feldmoment vernachlässigt werden darf.

2. Die Ermittlung der Festpunkte¹.

Bei mehr als drei Öffnungen ist die inhomogene Dreimomentengleichung Gl. (43) weniger geeignet, da die Anzahl der aufzulösenden Gleichungen mit der Zahl der Felder wächst. Sobald aber die Festpunkte benutzt werden, sind bei Belastung nur eines Feldes auch bei beliebig vielen Öffnungen allein die beiden anschließenden Stützmomente $M_{r-1,r}$ und $M_{r,r+1}$ unbekannt (Abb. 75).

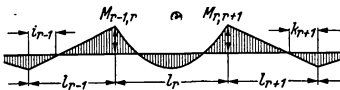


Abb. 75.

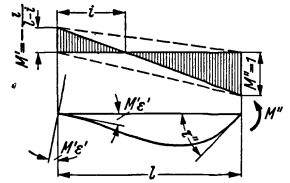


Abb. 76.

a) Die statisch unbestimmten Drehwinkel des elastisch eingespannten Balkens. An dem links elastisch eingespannten Balken greift rechts das Moment $M'' = 1$

¹ STRASSNER, A.: Berechnung statisch unbestimmter Systeme, Bd. II. Der einfache und durchlaufende Rahmen. Berlin 1936. — SUTER, E.: Die Methode der Festpunkte. Berlin 1932.

an und erzeugt rechts den Drehwinkel τ'' und links den Winkel $M' e'$, wenn wir mit e' den elastischen Drehwinkel an der Einspannstelle infolge $M' = 1$ bezeichnen. Nach Abb. 76 bezeichnen wir den linken Festpunktsabstand mit i , während der rechte mit k gekennzeichnet wird (s. auch Abb. 78).

$$(44) \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau'' = \alpha' - \beta \frac{i}{l-i} = \bar{\alpha}' - \beta \frac{l}{l-i} \quad \text{da} \quad \bar{\alpha}' = \alpha' + \beta \\ \text{und in gleicher Weise} \\ \tau' = \alpha' - \beta \frac{k}{l-k} = \bar{\alpha}' - \beta \frac{l}{l-k} \quad \text{da} \quad \bar{\alpha}' = \alpha' + \beta. \end{array} \right.$$

Den Zusammenhang zwischen den elastischen Drehwinkeln und den Festpunktsabständen erhalten wir, wenn wir die Summe aller Verdrehungen einschließlich der elastischen an der Einspannstelle zu Null setzen.

$$M' \alpha' + M' e' + M'' \beta = 0.$$

Nun ist $M' = -M'' \frac{i}{l-i}$ und daher

$$\text{Hieraus folgt:} \quad -i(\alpha' + e') + \beta(l-i) = 0.$$

$$(44a) \quad \left\{ \begin{array}{l} e' = -\alpha' + \beta \frac{l-i}{i} = -\bar{\alpha}' + \beta \frac{l}{i} \\ \text{und in gleicher Weise} \\ e'' = -\alpha'' + \beta \frac{l-k}{k} = -\bar{\alpha}'' + \beta \frac{l}{k}. \end{array} \right.$$

Wir können die Gleichungen auch nach i und k auflösen

$$(45) \quad \left\{ \begin{array}{l} i = \frac{l\beta}{\alpha' + \beta + e'} = \frac{l\beta}{\bar{\alpha}' + e'} \\ k = \frac{l\beta}{\alpha'' + \beta + e''} = \frac{l\beta}{\bar{\alpha}'' + e''}. \end{array} \right.$$

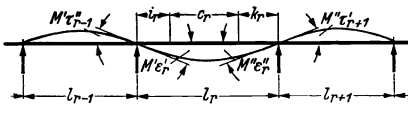


Abb. 77.

Da aber nach Abb. 77 der elastische Drehwinkel $e'_r = \tau''_{r-1}$ und $e''_r = \tau'_{r+1}$ ist, erhalten wir für die Festpunkte des durchlaufenden Trägers:

$$(45a) \quad \left\{ \begin{array}{l} i_r = \frac{l_r \beta_r}{\alpha'_r + e'_r} = \frac{l_r \beta_r}{\bar{\alpha}'_r + \bar{\alpha}''_{r-1} - \beta_{r-1} \frac{l_{r-1}}{l_{r-1} - i_{r-1}}} \\ k_r = \frac{l_r \beta_r}{\alpha''_r + e''_r} = \frac{l_r \beta_r}{\bar{\alpha}''_r + \bar{\alpha}'_{r+1} - \beta_{r+1} \frac{l_{r+1}}{l_{r+1} - k_{r+1}}} \end{array} \right.$$

Um die Festpunkte zu ermitteln, beginnen wir mit i_2 , weil bei dem an den Enden frei aufliegenden Träger $i_1 = 0$ ist.

$$(45b) \quad i_2 = \frac{l_2 \beta_2}{\alpha'_2 + \bar{\alpha}'_1 - \beta_1} = \frac{l_2 \beta_2}{\bar{\alpha}'_2 + \alpha''_1} \quad \text{und hieraus } i_3 \text{ usw.}$$

in gleicher Weise führen wir auch die Berechnung der k -Festpunkte am rechten Auflager beginnend durch.

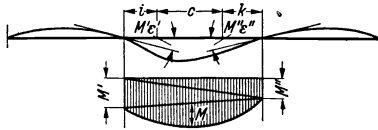


Abb. 78.

Wenn der Durchlaufträger dagegen an den Enden elastisch eingespannt ist, dann müssen aus der Verdrehbarkeit der Endlager die elastischen Drehwinkel e' bzw. e'' ermittelt werden und man kann darauf mittels der Gl. (45) i_1 errechnen.

3. Die Ermittlung der Einspannmomente bei Belastung nur eines Feldes mit Hilfe der Festpunkte.

Die beiden unbekanntenen Stützpunkte M' und M'' erhalten wir aus der Bedingung, daß an den Einspannstellen die Summe aller Drehwinkel einschließlich

der elastischen gleich Null sein muß. Die Größe der einzelnen Winkel geht aus der Abb. 78 hervor.

$$\left. \begin{aligned} M'(\alpha' + \epsilon') + M''\beta + \varphi' &= 0 \\ M''(\alpha'' + \epsilon'') + M'\beta + \varphi'' &= 0 \end{aligned} \right\} \text{Nun ist nach Gl. (44a)} \left\{ \begin{aligned} \epsilon' + \alpha' &= \beta \frac{l-i}{i} \\ \epsilon'' + \alpha'' &= \beta \frac{l-k}{k} \end{aligned} \right.$$

und damit

$$M' \frac{l-i}{i} + M'' + \frac{\varphi'}{\beta} = 0 \quad \text{und} \quad M'' \frac{l-k}{k} + M' + \frac{\varphi''}{\beta} = 0.$$

Nach Auflösung erhalten wir:

$$(46) \quad \left\{ \begin{aligned} M' &= -\frac{(l-k)i}{\beta c l} \left(\varphi' - \varphi'' \frac{k}{l-k} \right) = -S' \varphi' + S \varphi'', \quad S' = \frac{(l-k)i}{\beta c l}, \quad S = \frac{ik}{\beta c l} \\ M'' &= -\frac{(l-i)k}{\beta c l} \left(\varphi'' - \varphi' \frac{i}{l-i} \right) = -S'' \varphi'' + S \varphi', \quad S'' = \frac{(l-i)k}{\beta c l}, \quad S = \frac{ik}{\beta c l} \end{aligned} \right.$$

wobei zur Abkürzung der gegenseitige Abstand der Festpunkte $l - i - k = c$ gesetzt wurde. S', S'', S sind Größen, die nur von der Form des Trägers und den Verhältnissen der Spannweiten abhängig sind, d. h. für jeden Träger geometrische Größen darstellen, während die statisch bestimmten Drehwinkel φ' und φ'' die veränderlichen Belastungsglieder sind.

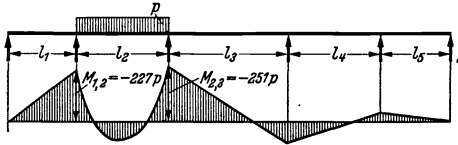


Abb. 79.

Sobald die Festpunkte mittels der Gl. (45) oder (45a) ermittelt sind, können wir bei den Durchlaufträgern mit beliebig vielen Öffnungen bei Belastung nur eines Feldes sofort mit Hilfe der Gl. (46) die Stützmomente links und rechts der belasteten Öffnung angeben. Aus M' und M'' folgen die übrigen Stützmomente aus der Lage der Festpunkte.

Zahlenbeispiel. Bei dem Durchlaufträger der Abb. 79 über fünf Felder mit parabolischen Vouten soll das zweite Feld belastet werden. Die aus den Gl. (45a) ermittelten Festpunkte betragen $i_1 = i_5 = 0$, $i_2 = i_4 = 15,55$ m, $i_3 = i_3 = 20,50$ m, $i_4 = i_3 = 16,35$ m, $i_5 = i_1 = 9,02$ m.

Für das belastete zweite Feld ist die Voutenlänge gegeben durch $\lambda = 0,3$, ferner ist $n = \frac{J_2}{J_3} = 0,08$ und $l_2 = 60$ m. Wir setzen $J_2 = J_3$.

Aus der Tabelle 2 ergeben sich folgende Winkel:

$$\alpha'_2 = \alpha''_2 = 0,2053 \frac{60}{E J_c} = \frac{12,3}{E J_c}, \quad \beta_2 = 0,1402 \frac{60}{E J_c} = \frac{8,45}{E J_c},$$

$$\varphi'_2 = \varphi''_2 = 0,0352 \frac{60^3}{E J_c} p = \frac{7600}{E J_c} p$$

$$\bar{\alpha}'_2 = \bar{\alpha}''_2 \frac{1}{E J_c} (12,3 + 8,45) = \frac{20,75}{E J_c}, \quad c_2 = l_2 - i_2 - k_2 = 28,10, \quad M_2 = \frac{60^3}{8} p = 450 p.$$

Damit ergeben sich die Stützmomente nach Gl. (46) zu:

$$M_{1,2} = M' = -\frac{(l_2 - k_2) i_2}{\beta_2 c_2 l_2} \left[\varphi'_2 - \varphi''_2 \frac{k_2}{l_2 - k_2} \right] = -\frac{43,65 \cdot 15,55}{8,45 \cdot 28,1 \cdot 60} 7600 \left[1 - \frac{16,35}{43,65} \right] p = -227 p$$

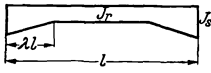
$$M_{2,3} = M'' = -\frac{(l_2 - i_2) k_2}{\beta_2 c_2 l_2} \left[\varphi''_2 - \varphi'_2 \frac{i_2}{l_2 - i_2} \right] = -\frac{44,45 \cdot 16,35}{8,45 \cdot 28,1 \cdot 60} 7600 \left[1 - \frac{15,55}{44,45} \right] p = -251 p,$$

womit auch alle übrigen Stützmomente gegeben sind (Abb. 79).

4. Die Ermittlung der Einflußlinien.

Hierzu können wir die obigen Gl. (46) benützen, wobei die Winkel φ' und φ'' den Tabellen 5 bis 8 für Einzellasten zu entnehmen sind. Aus der Gleichung für M' erhalten wir den Ast der Einflußlinie des Stützmomentes in dem Feld rechts der Stütze, aus der Gleichung für M'' dagegen den Ast in dem Feld links der Stütze. Die Äste in den übrigen entfernteren Öffnungen, die keine große Bedeutung haben, können wir aus der Gl. (46) ohne weiteres nicht ermitteln.

Tabelle 1. Symmetrischer



$$\alpha' = \alpha'' = \alpha = \frac{l}{E J_r} c_1;$$

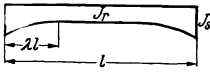
$$\beta = \frac{l}{E J_r} c_2;$$

$$\alpha' = \alpha'' = \alpha + \beta = \bar{\alpha}$$

$$\varphi' = \varphi'' = \varphi = \frac{q \cdot l^3}{E J_r} \cdot k$$

$\lambda \cdot l$	n	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,080	0,100
0,5 l	c_1	0,0471	0,0565	0,0643	0,0713	0,0777	0,0891	0,0993
	c_2	0,0391	0,0454	0,0504	0,0547	0,0585	0,0650	0,0706
	k	0,0098	0,0113	0,0126	0,0137	0,0146	0,0163	0,0177
0,4 l	c_1	0,0910	0,0990	0,1057	0,1117	0,1172	0,1269	0,1356
	c_2	0,0781	0,0825	0,0861	0,0891	0,0918	0,0964	0,1003
	k	0,0195	0,0206	0,0215	0,0223	0,0230	0,0241	0,0251
0,3 l	c_1	0,1389	0,1454	0,1510	0,1559	0,1603	0,1683	0,1753
	c_2	0,1129	0,1157	0,1179	0,1197	0,1214	0,1242	0,1266
	k	0,0282	0,0289	0,0295	0,0299	0,0303	0,0311	0,0317
0,2 l	c_1	0,1935	0,1984	0,2025	0,2061	0,2093	0,2152	0,2203
	c_2	0,1410	0,1424	0,1434	0,1443	0,1451	0,1465	0,1477
	k	0,0353	0,0356	0,0359	0,0361	0,0363	0,0366	0,0369
0,1 l	c_1	0,2574	0,2602	0,2625	0,2645	0,2663	0,2695	0,2724
	c_2	0,1598	0,1602	0,1605	0,1607	0,1609	0,1613	0,1616
	k	0,0400	0,0400	0,0401	0,0402	0,0402	0,0403	0,0404
0,05 l	c_1	0,2937	0,2952	0,2964	0,2975	0,2984	0,3001	0,3016
	c_2	0,1649	0,1650	0,1651	0,1651	0,1652	0,1653	0,1654
	k	0,0412	0,0413	0,0413	0,0413	0,0413	0,0413	0,0413

Tabelle 2. Symmetrischer



$$\alpha' = \alpha'' = \alpha = \frac{l}{E J_r} c_1;$$

$$\beta = \frac{l}{E J_r} c_2;$$

$$\alpha' = \alpha'' = \alpha + \beta = \bar{\alpha}$$

$$\varphi' = \varphi'' = \varphi = \frac{q \cdot l^3}{E J_r} \cdot k$$

$\lambda \cdot l$	n	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,080	0,100
0,5 l	c_1	0,0973	0,1077	0,1162	0,1233	0,1297	0,1407	0,1502
	c_2	0,0799	0,0859	0,0905	0,0942	0,0974	0,1027	0,1070
	k	0,0200	0,0215	0,0226	0,0236	0,0244	0,0257	0,0268
0,4	c_1	0,1343	0,1433	0,1505	0,1567	0,1621	0,1715	0,1796
	c_2	0,1074	0,1116	0,1148	0,1174	0,1196	0,1232	0,1262
	k	0,0268	0,0279	0,0287	0,0293	0,0299	0,0308	0,0316
0,3 l	c_1	0,1751	0,1824	0,1883	0,1933	0,1977	0,2053	0,2118
	c_2	0,1312	0,1338	0,1357	0,1373	0,1386	0,1408	0,1426
	k	0,0328	0,0334	0,0339	0,0343	0,0347	0,0352	0,0357
0,2 l	c_1	0,2209	0,2263	0,2305	0,2342	0,2373	0,2428	0,2475
	c_2	0,1500	0,1512	0,1521	0,1529	0,1535	0,1545	0,1554
	k	0,0375	0,0378	0,0380	0,0382	0,0384	0,0386	0,0388
0,1 l	c_1	0,2732	0,2761	0,2785	0,2805	0,2822	0,2852	0,2878
	c_2	0,1623	0,1626	0,1628	0,1630	0,1632	0,1635	0,1637
	k	0,0406	0,0407	0,0407	0,0408	0,0408	0,0409	0,0409
0,05 l	c_1	0,3022	0,3037	0,3050	0,3060	0,3069	0,3085	0,3098
	c_2	0,1655	0,1656	0,1657	0,1657	0,1658	0,1659	0,1659
	k	0,0414	0,0414	0,0414	0,0414	0,0414	0,0415	0,0415

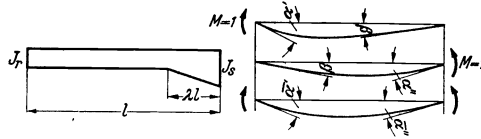
Träger mit geraden Vouten.

0,125	0,150	0,200	0,300	0,400	0,600	0,800	1,000	n
0,1108 0,0767 0,0192	0,1213 0,0821 0,0205	0,1404 0,0913 0,0228	0,1732 0,1062 0,0266	0,2017 0,1183 0,0296	0,2511 0,1376 0,0344	0,2942 0,1533 0,0383	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,1454 0,1046 0,0262	0,1544 0,1084 0,0271	0,1705 0,1148 0,0287	0,1984 0,1251 0,0313	0,2225 0,1335 0,0334	0,2642 0,1468 0,0367	0,3005 0,1575 0,0394	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,1833 0,1292 0,0323	0,1905 0,1315 0,0329	0,2036 0,1354 0,0339	0,2259 0,1417 0,0354	0,2452 0,1447 0,0367	0,2785 0,1548 0,0387	0,3073 0,1612 0,0403	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,2261 0,1489 0,0372	0,2314 0,1500 0,0375	0,2408 0,1519 0,0380	0,2569 0,1549 0,0387	0,2707 0,1573 0,0393	0,2944 0,1611 0,0403	0,3149 0,1641 0,0410	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,2756 0,1619 0,0405	0,2784 0,1622 0,0406	0,2836 0,1627 0,0407	0,2923 0,1635 0,0409	0,2998 0,1642 0,0410	0,3126 0,1652 0,0413	0,3235 0,1660 0,0415	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,3033 0,1655 0,0414	0,3048 0,1655 0,0414	0,3075 0,1657 0,0414	0,3121 0,1659 0,0415	0,3160 0,1660 0,0415	0,3226 0,1663 0,0416	0,3283 0,1665 0,0416	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k

Träger mit parabolischen Vouten.

0,125	0,150	0,200	0,300	0,400	0,600	0,800	1,000	n
0,1607 0,1116 0,0279	0,1700 0,1155 0,0289	0,1863 0,1219 0,0305	0,2133 0,1317 0,0329	0,2358 0,1392 0,0348	0,2735 0,1506 0,0377	0,3052 0,1594 0,0399	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,1885 0,1293 0,0323	0,1964 0,1320 0,0330	0,2102 0,1364 0,0341	0,2330 0,1430 0,0358	0,2519 0,1481 0,0370	0,2834 0,1559 0,0390	0,3099 0,1618 0,0404	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,2189 0,1445 0,0361	0,2252 0,1461 0,0365	0,2362 0,1487 0,0372	0,2543 0,1527 0,0382	0,2693 0,1557 0,0389	0,2942 0,1603 0,0401	0,3150 0,1638 0,0409	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,2526 0,1563 0,0391	0,2572 0,1570 0,0393	0,2650 0,1583 0,0396	0,2779 0,1601 0,0400	0,2885 0,1616 0,0404	0,3059 0,1637 0,0409	0,3205 0,1653 0,0413	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,2905 0,1639 0,0410	0,2930 0,1641 0,0410	0,2972 0,1645 0,0411	0,3040 0,1650 0,0412	0,3097 0,1653 0,0413	0,3189 0,1659 0,0415	0,3266 0,1663 0,0416	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k
0,3113 0,1660 0,0415	0,3125 0,1660 0,0415	0,3147 0,1661 0,0415	0,3183 0,1662 0,0416	0,3212 0,1663 0,0416	0,3259 0,1665 0,0416	0,3299 0,1666 0,0416	0,3333 0,1667 0,0417	c ₁ c ₂ k

Tabelle 3. Unsymmetrischer



$\lambda \cdot l$	n	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,080	0,100
1,0 l	c_1	0,1149	0,1293	0,1404	0,1496	0,1575	0,1707	0,1816
	c_2	0,0160	0,0222	0,0279	0,0332	0,0384	0,0481	0,0573
	c_3	0,0208	0,0261	0,0306	0,0346	0,0382	0,0447	0,0504
	h_1	0,0072	0,0087	0,0100	0,0112	0,0122	0,0140	0,0155
	h_2	0,0033	0,0043	0,0053	0,0061	0,0070	0,0085	0,0098
0,75 l	c_1	0,2412	0,2472	0,2519	0,2558	0,2592	0,2647	0,2693
	c_2	0,0304	0,0377	0,0442	0,0501	0,0557	0,0661	0,0756
	c_3	0,0539	0,0589	0,0630	0,0665	0,0697	0,0752	0,0800
	h_1	0,0192	0,0205	0,0215	0,0223	0,0231	0,0243	0,0254
	h_2	0,0077	0,0090	0,0100	0,0109	0,0118	0,0133	0,0146
0,50 l	c_1	0,3060	0,3078	0,3092	0,3104	0,3114	0,3130	0,3144
	c_2	0,0745	0,0820	0,0885	0,0943	0,0997	0,1094	0,1182
	c_3	0,1029	0,1060	0,1085	0,1107	0,1126	0,1159	0,1186
	h_1	0,0327	0,0332	0,0337	0,0340	0,0343	0,0349	0,0353
	h_2	0,0188	0,0198	0,0206	0,0213	0,0220	0,0231	0,0240
0,40 l	c_1	0,3194	0,3203	0,3210	0,3216	0,3221	0,3229	0,3236
	c_2	0,1049	0,1120	0,1181	0,1235	0,1284	0,1373	0,1453
	c_3	0,1224	0,1246	0,1264	0,1279	0,1292	0,1315	0,1335
	h_1	0,0366	0,0369	0,0372	0,0374	0,0375	0,0378	0,0381
	h_2	0,0246	0,0254	0,0260	0,0266	0,0271	0,0279	0,0287
0,30 l	c_1	0,3274	0,3278	0,3281	0,3284	0,3286	0,3289	0,3292
	c_2	0,1448	0,1509	0,1562	0,1608	0,1651	0,1726	0,1794
	c_3	0,1398	0,1412	0,1423	0,1432	0,1440	0,1454	0,1467
	h_1	0,0393	0,0395	0,0396	0,0397	0,0398	0,0399	0,0400
	h_2	0,0306	0,0311	0,0316	0,0319	0,0322	0,0328	0,0333
0,20 l	c_1	0,3316	0,3317	0,3318	0,3319	0,3319	0,3320	0,3321
	c_2	0,1952	0,2000	0,2040	0,2075	0,2107	0,2165	0,2215
	c_3	0,1538	0,1545	0,1551	0,1555	0,1559	0,1566	0,1572
	h_1	0,0409	0,0410	0,0410	0,0410	0,0411	0,0411	0,0411
	h_2	0,0360	0,0363	0,0365	0,0367	0,0369	0,0372	0,0374
0,1 l	c_1	0,3331	0,3331	0,3331	0,3332	0,3332	0,3332	0,3332
	c_2	0,2577	0,2604	0,2627	0,2647	0,2665	0,2697	0,2725
	c_3	0,1632	0,1634	0,1636	0,1637	0,1638	0,1640	0,1641
	h_1	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416
	h_2	0,0401	0,0401	0,0402	0,0403	0,0403	0,0404	0,0405
0,05 l	c_1	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333
	c_2	0,2938	0,2952	0,2964	0,2975	0,2985	0,3002	0,3016
	c_3	0,1658	0,1658	0,1659	0,1659	0,1659	0,1660	0,1660
	h_1	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417
	h_2	0,0412	0,0413	0,0413	0,0413	0,0413	0,0413	0,0414

Wir wollen deshalb die Gl. (46) so erweitern, daß sie nicht nur für die Belastung der beiden der Stütze benachbarten, sondern für alle Felder Gültigkeit erhalten. Hierzu stellen wir die Einflußlinie des Stützmomentes nach den MAXWELLSchen Sätzen als Biegelinie der Zustandslinie dar. Um z. B. die Einflußlinie für das Stützmoment der n -ten Stütze zu erhalten, bringen wir an dieser Stütze ein Gelenk an und betrachten die beiden Durchlaufträger rechts und links des Gelenkes als Grundsystem. Unter der Belastung $P = 1$ an der Stelle o ergibt sich an der Stütze n nach Abb. 80 eine gegenseitige Verdrehung in Größe von δ_{no} , die durch ein

$$\text{Moment } M_n \text{ zu Null gemacht werden muß. } M_n \delta_{nn} + \delta_{no} = 0 \text{ bzw. } M_n = - \frac{\delta_{no}}{\delta_{nn}}$$

Träger mit gerader Voute.

$$\alpha' = \frac{l}{E J_f} \cdot c_1$$

$$\alpha'' = \frac{l}{E J_f} \cdot c_2$$

$$\beta = \frac{l}{E J_f} \cdot c_3$$

$$\bar{\alpha}' = \alpha' + \beta; \bar{\alpha}'' = \alpha'' + \beta$$

$$\varphi' = \frac{q \cdot l^3}{E J_f} \cdot k_1$$

$$\varphi'' = \frac{q \cdot l^3}{E J_f} \cdot k_2$$

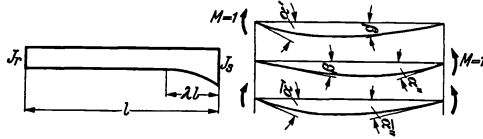
Befindet sich die Voute auf der linken Seite, so sind die Werte ' und '' zu vertauschen.

0,125	0,150	0,200	0,300	0,400	0,600	0,800	1,000	n
0,1931	0,2030	0,2195	0,2445	0,2637	0,2929	0,3152	0,3333	c_1
0,0681	0,0785	0,0980	0,1339	0,1668	0,2269	0,2819	0,3333	c_2
0,0569	0,0627	0,0730	0,0902	0,1047	0,1288	0,1490	0,1667	c_3
0,0171	0,0186	0,0212	0,0253	0,0286	0,0338	0,0381	0,0418	k_1
0,0113	0,0127	0,0153	0,0198	0,0238	0,0306	0,0364	0,0418	k_2
0,2742	0,2784	0,2853	0,2959	0,3040	0,3163	0,3257	0,3333	c_1
0,0867	0,0971	0,1164	0,1509	0,1819	0,2374	0,2873	0,3333	c_2
0,0852	0,0898	0,0979	0,1142	0,1220	0,1397	0,1542	0,1667	c_3
0,0265	0,0275	0,0292	0,0318	0,0338	0,0371	0,0396	0,0418	k_1
0,0161	0,0174	0,0198	0,0238	0,0272	0,0328	0,0375	0,0418	k_2
0,3158	0,3170	0,3191	0,3222	0,3246	0,3283	0,3314	0,3333	c_1
0,1283	0,1376	0,1546	0,1843	0,2104	0,2561	0,2965	0,3333	c_2
0,1217	0,1244	0,1290	0,1364	0,1425	0,1522	0,1600	0,1667	c_3
0,0358	0,0362	0,0368	0,0379	0,0387	0,0399	0,0409	0,0418	k_1
0,0251	0,0260	0,0277	0,0304	0,0326	0,0362	0,0391	0,0418	k_2
0,3244	0,3250	0,3260	0,3277	0,3289	0,3307	0,3322	0,3333	c_1
0,1544	0,1627	0,1778	0,2041	0,2269	0,2668	0,3017	0,3333	c_2
0,1356	0,1375	0,1407	0,1459	0,1501	0,1567	0,1621	0,1667	c_3
0,0383	0,0386	0,0390	0,0395	0,0400	0,0407	0,0412	0,0418	k_1
0,0295	0,0302	0,0314	0,0334	0,0350	0,0377	0,0398	0,0418	k_2
0,3295	0,3298	0,3303	0,3309	0,3314	0,3322	0,3328	0,3333	c_1
0,1870	0,1940	0,2066	0,2283	0,2471	0,2796	0,3078	0,3333	c_2
0,1480	0,1491	0,1511	0,1542	0,1567	0,1607	0,1639	0,1667	c_3
0,0401	0,0402	0,0404	0,0407	0,0409	0,0412	0,0415	0,0418	k_1
0,0338	0,0343	0,0351	0,0364	0,0374	0,0391	0,0405	0,0418	k_2
0,3322	0,3323	0,3324	0,3326	0,3328	0,3330	0,3332	0,3333	c_1
0,2272	0,2324	0,2417	0,2576	0,2713	0,2948	0,3151	0,3333	c_2
0,1578	0,1583	0,1593	0,1608	0,1620	0,1639	0,1654	0,1667	c_3
0,0412	0,0412	0,0413	0,0414	0,0414	0,0415	0,0416	0,0418	k_1
0,0377	0,0380	0,0384	0,0390	0,0396	0,0404	0,0411	0,0418	k_2
0,3332	0,3332	0,3332	0,3332	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	c_1
0,2756	0,2786	0,2837	0,2924	0,2999	0,3126	0,3235	0,3333	c_2
0,1643	0,1645	0,1647	0,1651	0,1654	0,1659	0,1663	0,1667	c_3
0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0417	0,0418	k_1
0,0406	0,0406	0,0407	0,0409	0,0411	0,0413	0,0415	0,0418	k_2
0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	c_1
0,3033	0,3048	0,3075	0,3121	0,3160	0,3226	0,3283	0,3333	c_2
0,1661	0,1661	0,1662	0,1663	0,1663	0,1665	0,1666	0,1667	c_3
0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0418	k_1
0,0414	0,0414	0,0414	0,0415	0,0415	0,0416	0,0416	0,0418	k_2

wobei δ_{nn} die gegenseitige Verdrehung infolge $M_n = 1$ gemäß Abb. 80a ist. Nun ist nach MAXWELL $\delta_{n0} = \delta_{0n}$. δ_{0n} ist die Durchbiegung an der Stelle 0 infolge des Stützmomentes $M_n = 1$. Um diese Durchbiegung δ_{0n} zu ermitteln, zeichnen wir entsprechend der Abb. 80b die Zustandslinie für $M_n = 1$ mittels der Festpunkte auf und erhalten damit die Stützenmomente M_{n+1}, M_{n+2} usw. des Zustandes $M_n = 1$.

Die Nennerdeterminante $\delta_{nn} = \tau' + \tau''$ läßt sich in die Form bringen $\delta_{nn} = \frac{\beta c l}{(l-k)^2}$ bzw. $\delta_{nn} = \frac{\beta c l}{(l-i)k}$, wobei in der ersten Schreibweise die Werte l, i, k, β, c der Öffnung rechts der Stütze, in der zweiten Schreibweise dagegen der Öffnung links der Stütze entnommen werden müssen. Für die Zählerdeterminante

Tabelle 4. Unsymmetrischer



$\lambda \cdot l$	n	0,020	0,030	0,040	0,050	0,060	0,080	0,100
1,0 l	c_1	0,2166	0,2273	0,2351	0,2413	0,2464	0,2546	0,2611
	c_2	0,0349	0,0437	0,0513	0,0582	0,0645	0,0760	0,0864
	c_3	0,0514	0,0581	0,0634	0,0678	0,0716	0,0781	0,0835
	k_1	0,0175	0,0193	0,0207	0,0218	0,0227	0,0243	0,0255
	k_2	0,0082	0,0098	0,0110	0,0121	0,0131	0,0148	0,0163
0,75 l	c_1	0,2841	0,2886	0,2919	0,2945	0,2967	0,3001	0,3029
	c_2	0,0608	0,0704	0,0785	0,0856	0,0920	0,1035	0,1135
	c_3	0,0854	0,0907	0,0948	0,0981	0,1010	0,1058	0,1098
	k_1	0,0279	0,0290	0,0298	0,0305	0,0311	0,0320	0,0327
	k_2	0,0149	0,0164	0,0175	0,0185	0,0194	0,0209	0,0221
0,50 l	c_1	0,3187	0,3201	0,3211	0,3218	0,3225	0,3235	0,3243
	c_2	0,1119	0,1210	0,1284	0,1348	0,1406	0,1506	0,1593
	c_3	0,1233	0,1263	0,1286	0,1305	0,1320	0,1347	0,1369
	k_1	0,0365	0,0370	0,0373	0,0375	0,0378	0,0381	0,0384
	k_2	0,0251	0,0262	0,0270	0,0277	0,0283	0,0292	0,0300
0,40 l	c_1	0,3259	0,3265	0,3270	0,3274	0,3278	0,3283	0,3287
	c_2	0,1418	0,1501	0,1568	0,1626	0,1677	0,1766	0,1842
	c_3	0,1370	0,1391	0,1407	0,1420	0,1431	0,1449	0,1464
	k_1	0,0388	0,0391	0,0392	0,0394	0,0395	0,0397	0,0399
	k_2	0,0297	0,0305	0,0311	0,0316	0,0320	0,0328	0,0333
0,30 l	c_1	0,3302	0,3305	0,3307	0,3308	0,3310	0,3312	0,3314
	c_2	0,1782	0,1853	0,1909	0,1958	0,2000	0,2074	0,2137
	c_3	0,1489	0,1502	0,1512	0,1520	0,1526	0,1537	0,1546
	k_1	0,0404	0,0405	0,0406	0,0406	0,0407	0,0408	0,0409
	k_2	0,0341	0,0346	0,0350	0,0354	0,0356	0,0361	0,0365
0,20 l	c_1	0,3324	0,3325	0,3325	0,3326	0,3326	0,3327	0,3328
	c_2	0,2218	0,2271	0,2313	0,2349	0,2380	0,2435	0,2481
	c_3	0,1583	0,1589	0,1594	0,1598	0,1601	0,1606	0,1610
	k_1	0,0413	0,0413	0,0413	0,0413	0,0414	0,0414	0,0414
	k_2	0,0379	0,0382	0,0384	0,0385	0,0387	0,0389	0,0391
0,10 l	c_1	0,3332	0,3332	0,3332	0,3332	0,3332	0,3333	0,3333
	c_2	0,2733	0,2762	0,2786	0,2806	0,2823	0,2853	0,2878
	c_3	0,1645	0,1646	0,1648	0,1648	0,1649	0,1651	0,1652
	k_1	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416	0,0416
	k_2	0,0406	0,0407	0,0408	0,0408	0,0408	0,0409	0,0410
0,05 l	c_1	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333	0,3333
	c_2	0,3022	0,3038	0,3050	0,3060	0,3069	0,3085	0,3098
	c_3	0,1661	0,1661	0,1662	0,1662	0,1662	0,1663	0,1663
	k_1	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417	0,0417
	k_2	0,0414	0,0414	0,0414	0,0414	0,0414	0,0415	0,0415

dagegen erhält man z. B. bei Belastung des beliebigen Feldes l_r : $\delta_{on} = \varphi' \mathfrak{M}_{r-1} + \varphi'' \mathfrak{M}_r$. Hierbei werden die Stützmomente der Zustandslinie zum Unterschied von denen der Einflußlinie mit \mathfrak{M} bezeichnet. Damit erhalten wir für die Einflußlinie der n -ten Stütze bei Belastung eines beliebigen Feldes $n + 2$, $n + 3$ die beiden nachstehenden Gleichungen:

$$(46a) \quad \begin{cases} M_n = - \frac{(l-k)i}{\beta c l} (\varphi' \mathfrak{M}_{r-1} + \varphi'' \mathfrak{M}_r) \\ M_n = - \frac{(l-i)k}{\beta c l} (\varphi' \mathfrak{M}_{r-1} + \varphi'' \mathfrak{M}_r), \end{cases}$$

wobei in der ersten Form der Gl. (46a) die Werte k, i, β, c der rechts an die Stütze anschließenden Öffnung, in der zweiten Form dagegen der links anschließenden

Träger mit parabolischer Voute.

$$\alpha' = \frac{l}{E J_r} c_1$$

$$\varphi' = \frac{q \cdot l^3}{E J_r} k_1$$

$$\alpha'' = \frac{l}{E J_r} c_2$$

$$\varphi'' = \frac{q l^3}{E J_r} \cdot k_2$$

$$\beta = \frac{l}{E J_r} c_3$$

Befindet sich die Voute auf der linken Seite, so sind die Werte α' und φ' zu vertauschen.

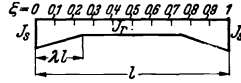
$$\bar{\alpha}' = \alpha' + \beta; \quad \bar{\alpha}'' = \alpha'' + \beta$$

0,125	0,150	0,200	0,300	0,400	0,600	0,800	1,000	n
0,2677 0,0982 0,0893 0,0268 0,0178	0,2731 0,1091 0,0944 0,0279 0,0192	0,2819 0,1288 0,1029 0,0298 0,0217	0,2944 0,1632 0,1162 0,0325 0,0256	0,3035 0,1933 0,1266 0,0345 0,0288	0,3165 0,2457 0,1430 0,0376 0,0339	0,3259 0,2916 0,1559 0,0398 0,0381	0,3333 0,3333 0,1667 0,0418 0,0418	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2
0,3056 0,1249 0,1139 0,0335 0,0235	0,3079 0,1352 0,1175 0,0341 0,0246	0,3116 0,1536 0,1235 0,0352 0,0266	0,3169 0,1850 0,1328 0,0367 0,0297	0,3207 0,2119 0,1399 0,0378 0,0321	0,3262 0,2580 0,1510 0,0395 0,0360	0,3302 0,2977 0,1596 0,0407 0,0391	0,3333 0,3333 0,1667 0,0417 0,0417	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2
0,3251 0,1689 0,1391 0,0387 0,0309	0,3258 0,1775 0,1441 0,0389 0,0316	0,3269 0,1927 0,1443 0,0393 0,0328	0,3285 0,2182 0,1492 0,0399 0,0347	0,3296 0,2396 0,1529 0,0403 0,0362	0,3312 0,2756 0,1586 0,0409 0,0384	0,3324 0,3062 0,1630 0,0413 0,0402	0,3333 0,3333 0,1667 0,0417 0,0417	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2
0,3291 0,1927 0,1480 0,0400 0,0340	0,3295 0,2002 0,1493 0,0402 0,0345	0,3300 0,2135 0,1515 0,0404 0,0354	0,3308 0,2354 0,1548 0,0407 0,0367	0,3314 0,2538 0,1574 0,0409 0,0378	0,3323 0,2845 0,1613 0,0412 0,0394	0,3329 0,3104 0,1642 0,0415 0,0406	0,3333 0,3333 0,1667 0,0417 0,0417	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2
0,3316 0,2207 0,1556 0,0409 0,0369	0,3317 0,2268 0,1564 0,0410 0,0372	0,3319 0,2376 0,1577 0,0411 0,0378	0,3323 0,2554 0,1597 0,0412 0,0386	0,3325 0,2701 0,1612 0,0413 0,0393	0,3329 0,2946 0,1635 0,0415 0,0403	0,3331 0,3152 0,1652 0,0416 0,0410	0,3333 0,3333 0,1667 0,0417 0,0417	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2
0,3328 0,2532 0,1615 0,0414 0,0393	0,3329 0,2576 0,1618 0,0415 0,0395	0,3329 0,2654 0,1625 0,0415 0,0398	0,3330 0,2782 0,1634 0,0415 0,0402	0,3331 0,2887 0,1641 0,0416 0,0405	0,3332 0,3061 0,1652 0,0416 0,0410	0,3333 0,3206 0,1660 0,0416 0,0414	0,3333 0,3333 0,1667 0,0417 0,0417	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2
0,3333 0,2906 0,1653 0,0416 0,0410	0,3333 0,2930 0,1654 0,0416 0,0411	0,3333 0,2972 0,1656 0,0416 0,0411	0,3333 0,3041 0,1658 0,0416 0,0413	0,3333 0,3097 0,1660 0,0417 0,0413	0,3333 0,3189 0,1663 0,0417 0,0415	0,3333 0,3266 0,1665 0,0417 0,0416	0,3333 0,3333 0,1667 0,0417 0,0417	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2
0,3333 0,3113 0,1663 0,0417 0,0415	0,3333 0,3125 0,1663 0,0417 0,0415	0,3333 0,3147 0,1664 0,0417 0,0415	0,3333 0,3183 0,1664 0,0417 0,0416	0,3333 0,3212 0,1665 0,0417 0,0416	0,3333 0,3250 0,1666 0,0417 0,0416	0,3333 0,3299 0,1666 0,0417 0,0416	0,3333 0,3333 0,1667 0,0417 0,0417	c_1 c_2 c_3 k_1 k_2

Öffnung zu entnehmen sind. Die Werte \mathfrak{M}_{r-1} , \mathfrak{M}_r der durch $P = 1$ belasteten beliebigen Öffnung sind der Zustandslinie der Abb. 80b zu entnehmen. Für den Sonderfall, daß eine der Stützen benachbarte Öffnung belastet ist, müssen die Gl. (46a) wieder in die Gl. (46) übergehen. Dies ist auch der Fall, denn bei Belastung der Öffnung rechts der Stütze ist $\mathfrak{M}_{r-1} = 1$, und $\mathfrak{M}_r = -\frac{i}{l-k}$ und bei Belastung der Öffnung links der Stütze ist $\mathfrak{M}_r = 1$, und $\mathfrak{M}_{r-1} = -\frac{i}{l-k}$, womit die Gl. (46a) in die Gl. (46) übergeführt sind.

Mit den Gl. (46a) haben wir nunmehr allgemein gültige geschlossene Gleichungen für die Einflußlinien aller Stützmomente gefunden, bei denen die Winkel φ' und φ'' den Tabellen 5 bis 8 für Einzellasten zu entnehmen sind. Die obigen

Tabelle 5. Einflußlinien für den symmetrischen Träger mit geraden Vouten.



$$\varphi' = \frac{l^3}{E J_f} c_1$$

$$\varphi'' = \frac{l^3}{E J_f} c_2$$

$\lambda \cdot l$	n	$\xi =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
0,50	0,20	c_1	0,0130	0,0236	0,0315	0,0360	0,0366	0,0327	0,0366	0,0260	0,0179	0,0091
		c_2	0,0091	0,0179	0,0260	0,0327	0,0366	0,0366	0,0327	0,0366	0,0260	0,0179
	0,10	c_1	0,0094	0,0175	0,0239	0,0281	0,0290	0,0258	0,0281	0,0204	0,0139	0,0070
		c_2	0,0070	0,0139	0,0204	0,0258	0,0290	0,0281	0,0258	0,0204	0,0139	0,0070
	0,05	c_1	0,0069	0,0130	0,0182	0,0219	0,0230	0,0204	0,0219	0,0160	0,0108	0,0055
		c_2	0,0055	0,0108	0,0160	0,0204	0,0230	0,0219	0,0204	0,0160	0,0108	0,0055
0,40	0,20	c_1	0,0160	0,0294	0,0397	0,0455	0,0459	0,0413	0,04329	0,0226	0,0144	
		c_2	0,0114	0,0226	0,0329	0,0413	0,0459	0,0455	0,0397	0,0294	0,0226	0,0160
	0,10	c_1	0,0130	0,0246	0,0341	0,0402	0,0411	0,0369	0,0292	0,0226	0,0199	0,100
		c_2	0,0100	0,0199	0,0292	0,0369	0,0411	0,0402	0,0341	0,0246	0,0130	0,100
	0,05	c_1	0,0109	0,0210	0,0298	0,0360	0,0372	0,0334	0,0262	0,0210	0,0177	0,0089
		c_2	0,0089	0,0177	0,0262	0,0334	0,0372	0,0360	0,0298	0,0210	0,0177	0,0089
0,30	0,20	c_1	0,0192	0,0356	0,0477	0,0534	0,0532	0,0479	0,0387	0,0267	0,0135	
		c_2	0,0135	0,0267	0,0387	0,0479	0,0532	0,0534	0,0479	0,0387	0,0267	0,0135
	0,10	c_1	0,0169	0,0322	0,0443	0,0504	0,0504	0,0455	0,0366	0,0251	0,0126	
		c_2	0,0126	0,0251	0,0366	0,0455	0,0504	0,0504	0,0443	0,0322	0,0251	0,0169
	0,05	c_1	0,0153	0,0296	0,0416	0,0479	0,0483	0,0436	0,0350	0,0238	0,0120	
		c_2	0,0120	0,0238	0,0350	0,0436	0,0483	0,0479	0,0416	0,0296	0,0153	
0,20	0,20	c_1	0,0229	0,0419	0,0541	0,0592	0,0583	0,0525	0,0426	0,0298	0,0151	
		c_2	0,0151	0,0298	0,0426	0,0525	0,0583	0,0592	0,0541	0,0426	0,0298	0,0151
	0,10	c_1	0,0214	0,0402	0,0525	0,0578	0,0571	0,0515	0,0418	0,0291	0,0147	
		c_2	0,0147	0,0291	0,0418	0,0515	0,0571	0,0578	0,0525	0,0402	0,0214	
	0,05	c_1	0,0203	0,0388	0,0512	0,0567	0,0562	0,0507	0,0411	0,0286	0,0144	
		c_2	0,0144	0,0286	0,0411	0,0507	0,0562	0,0567	0,0512	0,0388	0,0203	

An den Stellen $\xi = 0$ und $\xi = 1,0$ ist $c_1 = c_2 = 0$.

Für konstantes Trägheitsmoment $n = 1$ ergeben sich für alle Trägerarten für jede Voutenlänge gleiche Werte c_1 und c_2 . Tabelle 5a bis 8a.

n	ξ	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,90
1,0	c_1	0,0285	0,0480	0,0595	0,0640	0,0625	0,0560	0,0455	0,0320	0,0165
	c_2	0,0165	0,0320	0,0455	0,0560	0,0615	0,0640	0,0595	0,0480	0,0285

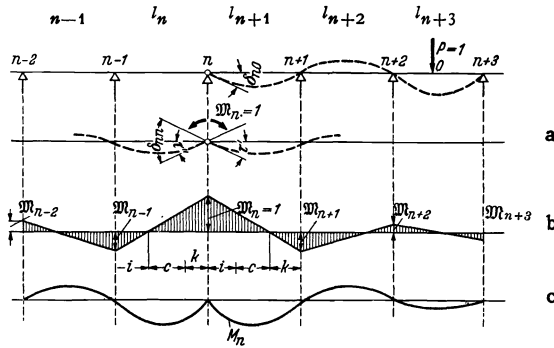
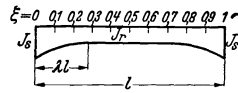


Abb. 80.

Tabelle 6. Einflußlinien für den symmetrischen Träger mit parabolischen Vouten.



$$\varphi' = \frac{l^3}{E J_f} c_1$$

$$\varphi'' = \frac{l^3}{E J_f} c_2$$

$\lambda \cdot l$	n	$\xi =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,50	0,20	c_1	0,0175	0,0320	0,0425	0,0480	0,0481	0,0432	0,0347	0,0239	0,0121
		c_2	0,0121	0,0239	0,0347	0,0432	0,0481	0,0480	0,0425	0,0320	0,0239
	0,10	c_1	0,0144	0,0271	0,0369	0,0426	0,0431	0,0387	0,0308	0,0211	0,0107
		c_2	0,0107	0,0211	0,0308	0,0387	0,0431	0,0426	0,0387	0,0308	0,0211
	0,05	c_1	0,0120	0,0230	0,0321	0,0378	0,0386	0,0347	0,0275	0,0187	0,0094
		c_2	0,0094	0,0187	0,0275	0,0347	0,0386	0,0378	0,0321	0,0230	0,0120
0,40	0,20	c_1	0,0198	0,0363	0,0479	0,0536	0,0533	0,0480	0,0387	0,0268	0,0136
		c_2	0,0136	0,0268	0,0387	0,0480	0,0533	0,0536	0,0480	0,0387	0,0268
	0,10	c_1	0,0173	0,0326	0,0441	0,0500	0,0501	0,0451	0,0363	0,0249	0,0126
		c_2	0,0126	0,0249	0,0363	0,0451	0,0501	0,0500	0,0451	0,0363	0,0249
	0,05	c_1	0,0153	0,0294	0,0406	0,0469	0,0472	0,0426	0,0341	0,0233	0,0117
		c_2	0,0117	0,0233	0,0341	0,0426	0,0472	0,0469	0,0426	0,0341	0,0233
0,30	0,20	c_1	0,0223	0,0407	0,0528	0,0581	0,0573	0,0516	0,0418	0,0291	0,0148
		c_2	0,0148	0,0291	0,0418	0,0516	0,0573	0,0581	0,0516	0,0418	0,0291
	0,10	c_1	0,0205	0,0382	0,0505	0,0560	0,0555	0,0500	0,0405	0,0281	0,0142
		c_2	0,0142	0,0281	0,0405	0,0500	0,0555	0,0560	0,0500	0,0405	0,0281
	0,05	c_1	0,0189	0,0361	0,0485	0,0542	0,0539	0,0486	0,0393	0,0272	0,0137
		c_2	0,0137	0,0272	0,0393	0,0486	0,0539	0,0542	0,0486	0,0393	0,0272
0,20	0,20	c_1	0,0250	0,0446	0,0564	0,0613	0,0602	0,0541	0,0440	0,0308	0,0158
		c_2	0,0158	0,0308	0,0440	0,0541	0,0602	0,0613	0,0541	0,0440	0,0308
	0,10	c_1	0,0239	0,0434	0,0554	0,0604	0,0594	0,0534	0,0434	0,0304	0,0155
		c_2	0,0155	0,0304	0,0434	0,0534	0,0594	0,0604	0,0534	0,0434	0,0304
	0,05	c_1	0,0229	0,0423	0,0545	0,0596	0,0587	0,0528	0,0429	0,0300	0,0153
		c_2	0,0153	0,0300	0,0429	0,0528	0,0587	0,0596	0,0528	0,0429	0,0300

An den Stellen $\xi = 0$ und $\xi = 1,0$ ist $c_1 = c_2 = 0$.

Gl. (46a) gelten aber auch für jede beliebige andere Belastung eines Durchlaufträgers und die Winkel φ' und φ'' entsprechen dann den Auflagerdrehwinkeln dieser beliebig belasteten, frei aufliegenden Balken.

Auch lassen sich mit diesen Gleichungen die Stützmente bei Belastung einer beliebigen Anzahl von Öffnungen ermitteln, nur tritt dann an Stelle der Zählerdeterminanten $\delta_{0n} = \varphi' M_{r-1} + \varphi'' M_r$, die Summe $\sum (\varphi' M_{r-1} + \varphi'' M_r)$, die sich über alle belasteten Felder zu erstrecken hat.

Aus den Einflußlinien der Stützmente ergeben sich in bekannter Weise die Einflußlinien der Feldmomente, der Querkräfte und der Stützdrücke. Auch hier ist die Kenntnis der Festpunkte sehr wertvoll, wie die Abb. 81 zeigt. Für Querschnitte zwischen i und k verläuft die Einflußlinie nach der Kurve a , für einen mit einem Festpunkt zusammenfallenden Querschnitt nach der Kurve b , für Querschnitte zwischen einem Auflager und einem Festpunkt tritt ein Vorzeichenwechsel ein (Kurve c). Die Erklärung dafür gibt uns die darunter gezeichnete Zustandslinie des Feldes l , für eine Belastung links

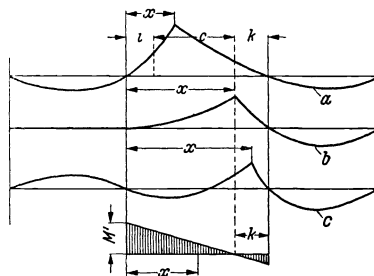
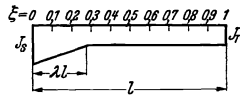


Abb. 81.

Tabelle 7. Einflußlinien für den unsymmetrischen Träger mit geraden Vouten.



$$\varphi' = \frac{l^2}{E J_y} c_1$$

$$\varphi'' = \frac{l^2}{E J_y} c_2$$

$\lambda \cdot l$	η	$\xi =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,75	0,20	c_1	0,0106	0,0191	0,0253	0,0291	0,0303	0,0290	0,0249	0,0183	0,0096
		c_2	0,0098	0,0193	0,0282	0,0361	0,0422	0,0457	0,0451	0,0384	0,0237
	0,10	c_1	0,0070	0,0130	0,0176	0,0208	0,0223	0,0220	0,0195	0,0147	0,0078
c_2		0,0080	0,0158	0,0233	0,0302	0,0360	0,0398	0,0404	0,0352	0,0221	
0,50	0,20	c_1	0,0048	0,0089	0,0124	0,0150	0,0166	0,0169	0,0155	0,0120	0,0065
		c_2	0,0066	0,0132	0,0196	0,0256	0,0310	0,0349	0,0363	0,0325	0,0207
	0,10	c_1	0,0144	0,0265	0,0358	0,0417	0,0437	0,0409	0,0342	0,0245	0,0127
c_2		0,0128	0,0255	0,0373	0,0477	0,0554	0,0583	0,0552	0,0452	0,0271	
0,40	0,20	c_1	0,0113	0,0213	0,0296	0,0357	0,0385	0,0368	0,0311	0,0224	0,0117
		c_2	0,0118	0,0235	0,0348	0,0450	0,0530	0,0564	0,0538	0,0442	0,0266
	0,10	c_1	0,0092	0,0176	0,0251	0,0311	0,0345	0,0336	0,0287	0,0208	0,0109
c_2		0,0111	0,0220	0,0328	0,0428	0,0510	0,0548	0,0526	0,0434	0,0262	
0,30	0,20	c_1	0,0167	0,0309	0,0418	0,0484	0,0495	0,0456	0,0377	0,0268	0,0139
		c_2	0,0140	0,0278	0,0407	0,0516	0,0589	0,0611	0,0573	0,0465	0,0278
	0,10	c_1	0,0140	0,0265	0,0370	0,0441	0,0459	0,0427	0,0356	0,0254	0,0132
c_2		0,0133	0,0265	0,0391	0,0502	0,0576	0,0601	0,0566	0,0461	0,0275	
0,20	0,20	c_1	0,0121	0,0233	0,0333	0,0407	0,0431	0,0405	0,0339	0,0242	0,0126
		c_2	0,0128	0,0255	0,0378	0,0489	0,0566	0,0593	0,0560	0,0456	0,0273
	0,10	c_1	0,0195	0,0362	0,0486	0,0546	0,0547	0,0498	0,0408	0,0289	0,0149
c_2		0,0151	0,0299	0,0433	0,0541	0,0610	0,0628	0,0586	0,0474	0,0282	
0,10	0,20	c_1	0,0174	0,0330	0,0455	0,0520	0,0525	0,0480	0,0395	0,0280	0,0145
		c_2	0,0146	0,0291	0,0426	0,0535	0,0605	0,0624	0,0583	0,0472	0,0281
	0,10	c_1	0,0158	0,0306	0,0431	0,0499	0,0508	0,0466	0,0385	0,0273	0,0142
c_2		0,0143	0,0285	0,0420	0,0530	0,0600	0,0620	0,0580	0,0470	0,0280	
0,10	0,20	c_1	0,0230	0,0421	0,0543	0,0596	0,0588	0,0530	0,0433	0,0305	0,0158
		c_2	0,0159	0,0313	0,0449	0,0555	0,0620	0,0636	0,0592	0,0478	0,0284
	0,10	c_1	0,0215	0,0404	0,0528	0,0583	0,0577	0,0522	0,0426	0,0301	0,0156
c_2		0,0157	0,0310	0,0447	0,0553	0,0619	0,0635	0,0591	0,0478	0,0284	
0,10	0,20	c_1	0,0204	0,0391	0,0517	0,0573	0,0569	0,0515	0,0422	0,0298	0,0154
		c_2	0,0155	0,0308	0,0445	0,0551	0,0618	0,0634	0,0591	0,0477	0,0284

An den Stellen $\xi = 0$ und $\xi = 1,0$ ist $c_1 = c_2 = 0$.

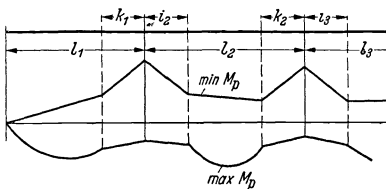


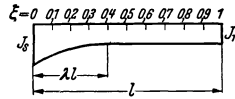
Abb. 82.

von l_1 , wobei für $x = l - k$ das Moment zu Null und für $x > l - k$ negativ wird.

Desgleichen sind die Festpunkte für die Aufzeichnung der maximalen und minimalen Biegemomente infolge einer Verkehrslast p von Bedeutung. Zwischen den Festpunkten, d. h. auf der Strecke c sind entsprechend den Einflußlinien der Abb. 82 für die Maximal- und Minimalmomente Para-

beln bzw. gerade Linien maßgebend, zwischen den Fest- und Auflagerpunkten dagegen Kurven höherer Ordnung, da hier ein Momentenwechsel entsprechend der Linie c der Abb. 81 eintritt. Diese Kurven können aber der Einfachheit wegen durch Gerade ersetzt werden, wodurch sich in deren Bereich etwas zu ungünstige Momente ergeben.

Tabelle 8. Einflußlinien für den unsymmetrischen Träger mit parabolischen Vouten.



$$\psi' = \frac{l^2}{E J_f} c_1$$

$$\psi'' = \frac{l^2}{E J_f} c_2$$

$\lambda \cdot l$	η	$\xi =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1,00	0,20	c_1	0,0118	0,0214	0,0283	0,0324	0,0334	0,0315	0,0266	0,0193	0,0101
		c_2	0,0102	0,0202	0,0295	0,0376	0,0436	0,0466	0,0452	0,0379	0,0234
	0,10	c_1	0,0081	0,0149	0,0203	0,0238	0,0252	0,0243	0,0209	0,0154	0,0082
		c_2	0,0083	0,0165	0,0243	0,0313	0,0369	0,0401	0,0396	0,0339	0,0213
	0,05	c_1	0,0055	0,0104	0,0144	0,0173	0,0188	0,0185	0,0164	0,0123	0,0066
		c_2	0,0068	0,0135	0,0199	0,0259	0,0309	0,0341	0,0344	0,0302	0,0193
0,75	0,20	c_1	0,0143	0,0261	0,0348	0,0400	0,0414	0,0388	0,0326	0,0234	0,0122
		c_2	0,0123	0,0243	0,0356	0,0453	0,0523	0,0554	0,0529	0,0437	0,0263
	0,10	c_1	0,0108	0,0202	0,0277	0,0328	0,0348	0,0333	0,0284	0,0206	0,0108
		c_2	0,0110	0,0217	0,0320	0,0412	0,0484	0,0503	0,0419	0,0319	0,0255
	0,05	c_1	0,0083	0,0158	0,0222	0,0269	0,0293	0,0287	0,0219	0,0183	0,0096
		c_2	0,0098	0,0195	0,0289	0,0376	0,0447	0,0487	0,0479	0,0402	0,0246
0,50	0,20	c_1	0,0181	0,0333	0,0445	0,0506	0,0513	0,0470	0,0388	0,0275	0,0143
		c_2	0,0144	0,0284	0,0414	0,0522	0,0593	0,0614	0,0576	0,0467	0,0279
	0,10	c_1	0,0153	0,0289	0,0396	0,0462	0,0476	0,0441	0,0365	0,0260	0,0135
		c_2	0,0137	0,0271	0,0398	0,0506	0,0580	0,0604	0,0568	0,0462	0,0276
	0,05	c_1	0,0132	0,0253	0,0355	0,0424	0,0444	0,0415	0,0346	0,0248	0,0129
		c_2	0,0130	0,0259	0,0383	0,0492	0,0567	0,0594	0,0560	0,0457	0,0273
0,40	0,20	c_1	0,0202	0,0370	0,0489	0,0549	0,0549	0,0499	0,0409	0,0290	0,0150
		c_2	0,0151	0,0298	0,0432	0,0540	0,0608	0,0627	0,0585	0,0473	0,0282
	0,10	c_1	0,0178	0,0335	0,0454	0,0519	0,0524	0,0479	0,0394	0,0279	0,0145
		c_2	0,0146	0,0290	0,0423	0,0532	0,0602	0,0622	0,0581	0,0471	0,0280
	0,05	c_1	0,0159	0,0306	0,0424	0,0492	0,0502	0,0461	0,0381	0,0271	0,0140
		c_2	0,0142	0,0282	0,0415	0,0525	0,0596	0,0616	0,0577	0,0468	0,0279
0,30	0,20	c_1	0,0225	0,0409	0,0532	0,0586	0,0580	0,0524	0,0428	0,0302	0,0156
		c_2	0,0157	0,0309	0,0445	0,0552	0,0618	0,0634	0,0591	0,0477	0,0284
	0,10	c_1	0,0207	0,0386	0,0511	0,0568	0,0565	0,0512	0,0419	0,0296	0,0153
		c_2	0,0154	0,0305	0,0441	0,0548	0,0615	0,0632	0,0589	0,0476	0,0283
	0,05	c_1	0,0192	0,0366	0,0492	0,0552	0,0552	0,0501	0,0411	0,0291	0,0150
		c_2	0,0152	0,0301	0,0438	0,0545	0,0613	0,0630	0,0588	0,0475	0,0283
0,20	0,20	c_1	0,0251	0,0446	0,0566	0,0615	0,0604	0,0543	0,0442	0,0311	0,0161
		c_2	0,0162	0,0317	0,0452	0,0558	0,0623	0,0638	0,0594	0,0479	0,0285
	0,10	c_1	0,0239	0,0435	0,0556	0,0606	0,0597	0,0437	0,0438	0,0309	0,0159
		c_2	0,0161	0,0315	0,0451	0,0557	0,0622	0,0638	0,0593	0,0479	0,0284
	0,05	c_1	0,0229	0,0425	0,0547	0,0599	0,0591	0,0532	0,0434	0,0306	0,0158
		c_2	0,0160	0,0314	0,0450	0,0556	0,0621	0,0637	0,0593	0,0479	0,0284

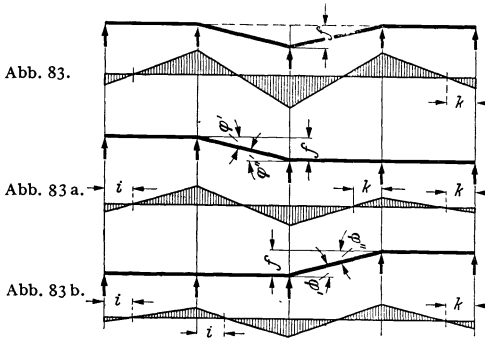
An den Stellen $\xi = 0$ und $\xi = 1,0$ ist $c_1 = c_2 = 0$.

5. Die Berücksichtigung von Stützensenkungen.

Die Gl. (46) lassen sich auch für die Berechnung von Stützensenkungen benutzen. Eine Stützensenkung nach Abb. 83 müssen wir in zwei Einzelsenkungen nach Abb. 83a und 83b zerlegen, wobei jetzt im statisch bestimmten Zustand entsprechend den Voraussetzungen der Gl. (46) Belastungsglieder nur für ein Feld vorhanden sind. Nach Abb. 83a ist $\psi' = + \frac{f}{l}$ und $\psi'' = - \frac{f}{l}$. Nach Einsetzen dieser Werte in die Gl. (46) erhält man

$$(46b) \quad M' = - \frac{i}{\beta c} \frac{f}{l}, \quad M'' = + \frac{k}{\beta c} \frac{f}{l}.$$

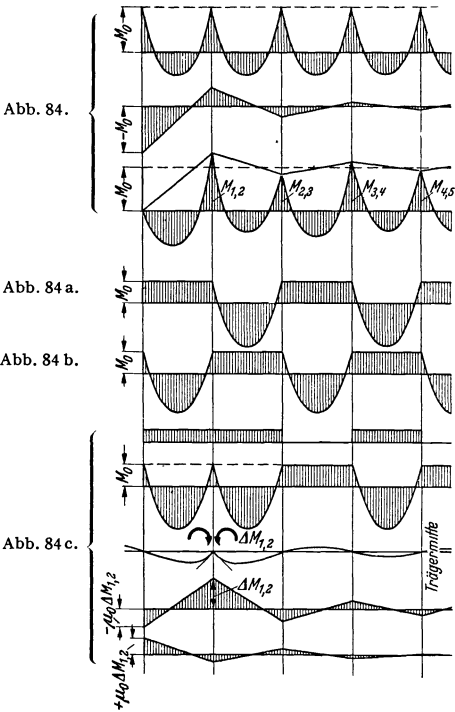
Für die Berechnung der Senkung nach Abb. 83b gelten dieselben Gleichungen, nur haben jetzt die Winkel φ entgegengesetztes Vorzeichen und damit auch die



Gl. (46b); denn wir hatten bei der Ableitung der Dreimomentengleichung vorausgesetzt, daß die Winkel aus den Stützensenkungen positiv zu wählen sind, wenn sie im statisch bestimmten Zustand einen Knick nach oben bedingen.

Jede Stützensenkung läßt sich auf die Einzelsenkungen der Abb. 83a und 83b zurückführen und somit mittels der einfachen (Gl. 46b) berechnen.

6. Die Berechnung von Durchlaufträgern mit zahlreichen gleichen symmetrisch ausgebildeten Feldern.



In diesem Falle können wir von dem Träger mit unendlich vielen gleichen Öffnungen ausgehen und ergänzend hierzu den Einfluß der Randstörungen untersuchen. Diese Berechnungsmethode führt um so rascher zum Ziele, je mehr Felder der Träger hat, d. h. gerade in den Fällen, wo die Gl. (46) und besonders die Dreimomentengleichungen Gl. (43) verhältnismäßig viel Rechenarbeit erfordern. Wir wollen das Verfahren an Hand eines Achtfeld-Trägers zeigen.

Hierzu müssen wir zunächst einige Hilfsgleichungen für den Träger mit unendlich vielen gleichen Öffnungen ableiten. Bei Eigengewichtsbelastung g oder durchlaufender Verkehrsbelastung p ist jedes Feld voll eingespannt und das Einspannmoment folgt demnach aus der Gleichung $M_0 \alpha + \varphi = 0$ bzw.

$$(47) M_0 = -\frac{\varphi}{\alpha} \text{ (s. Abb. 84).}$$

Für konstantes Trägheitsmoment ist $\bar{\alpha} = \frac{l}{2EJ}$ und

$$\varphi = \frac{gl^3}{24EJ} \text{ und somit geht die Gl. (47) in die bekannte Gleichung } M_0 = -\frac{gl^3}{12}$$

bzw. $M_0 = -\frac{pl^3}{12}$ über. Wenn dagegen nur jedes zweite Feld belastet wird, so folgt das Einspannmoment aus $M_0 2\bar{\alpha} + \varphi = 0$ (Abb. 84a und b).

$$(47a) \quad M_0 = -\frac{\varphi}{2\bar{\alpha}},$$

d. h. M_0 beträgt nur die Hälfte des Einspannmomentes, das bei durchgehender Belastung vorhanden ist. Zu diesem Resultat kommt man auch, wenn dieser Belastungsfall in einen symmetrischen mit $p/2$ und einen antisymmetrischen Belastungsfall mit $\pm p/2$ zerlegt wird, von denen der letztere keine Stützmente bedingt.

Für die Berechnung des Trägers mit unendlich vielen Öffnungen benötigen wir noch die Lage der Festpunkte i_0 und k_0 . Der Index $_0$ soll hierbei angeben, daß es sich um einen Träger mit unendlich vielen gleichen Feldern handelt. Wir erhalten i_0 aus der Gl. (45), wenn wir $i_r = i_{r-1} = i_0$ setzen.

$$i_0 = \frac{l\beta}{2\bar{\alpha} - \beta \frac{l}{l-i_0}}$$

Hieraus ergibt sich die quadratische Gleichung

$$(47b) \quad i_0^2 - li_0 + l^2 \frac{\beta}{2\bar{\alpha}} = 0 \quad \text{und} \quad i_0 = \frac{l}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{\alpha - \beta}{\alpha + \beta}} \right) \quad \text{da} \quad \bar{\alpha} = \alpha + \beta$$

Die Abklingungszahl, die uns entsprechend der Abb. 75 das Verhältnis zweier aufeinanderfolgender Stützmente bei unbelastetem Feld angibt, folgt aus

$$(47c) \quad \mu_0 = \frac{i_0}{l-i_0} = \frac{k_0}{l-k_0}.$$

Bei konstantem Trägheitsmoment ist $\alpha = \frac{l}{2EJ}$, $\beta = \frac{l}{6EJ}$ und damit $i_0 = 0,2113l$ und $\mu_0 = 0,2680$, woraus hervorgeht, daß bei unbelastetem Träger das Biegemoment nach mehreren Feldern schon abgeklungen ist, da bei konstantem Trägheitsmoment μ_0^7 schon bei $r = 4$ und bei veränderlichem bei etwa $r=6$ praktisch gleich Null ist.

Mit diesen einfachen Gleichungen wollen wir nun die wesentlichsten Belastungsfälle des Trägers mit acht gleichen Öffnungen, aber bei veränderlichem Trägheitsmoment, lösen.

a) Eigengewichtsbelastung g bzw. durchgehende Nutzlast p .

Wir schneiden aus dem unendlich langen Träger acht Felder heraus. An den Rändern verbleiben die Randmomente M_0 , die wir durch entgegengesetzte Momente zu Null machen. Diese Momente klingen aber sehr rasch ab, theoretisch erreichen sie wohl wieder den anderen Rand und müßten durch entgegengesetzte Randmomente beseitigt werden, da aber schon $\mu_0^4 \approx 0$ ist, erreicht eine von dem einen Rand ausgehende Schwingung den anderen Rand nicht, da hierfür schon μ_0^8 maßgebend ist.

$$(47d) \quad \begin{cases} M_{1,2} = M_{7,8} = M_0 (1 + \mu_0 + \mu_0^2) \\ M_{2,3} = M_{6,7} = M_0 (1 - \mu_0^2 - \mu_0^4) \\ M_{3,4} = M_{5,6} = M_0 (1 + \mu_0^3 + \mu_0^5) \\ M_{4,5} = M_0 (1 - \mu_0^4 - \mu_0^6). \end{cases}$$

Die tatsächlichen Stützmente werden abwechselnd größer oder kleiner als M_0 und da μ_0^4 bzw. $\mu_0^8 \approx 0$ ist, wird annähernd für die Trägermitte $M_{4,5} = M_0$.

Die Ermittlung der Stützmente mit Hilfe der Randstörung gibt uns zugleich die Erklärung für die Tatsache, daß bei Durchlaufträgern mit gleichen Feldern die Stützmente an den äußeren Zwischenstützen am größten sind, um dann nach der Trägermitte hin alternierend sich dem Grenzwert des Trägers mit unendlich vielen gleichen Feldern zu nähern (Abb. 84). Das Randproblem des durchlaufenden Trägers ähnelt sehr dem Randproblem der Schalen, bei denen infolge einer Randstörung ebenfalls gedämpfte Schwingungen auftreten.

b) Wechsellnde Belastung nach Abb. 84a und 84b (jedes zweite Feld belastet).

An der Untersuchung ändert sich gegenüber der von a nichts, nur daß M_0 halb so groß ist. Die Gl. (47d) gelten also auch für diesen Belastungsfall, der maßgebend ist für die größten Nutzlastmomente.

c) Belastung nach Abb. 84c.

Etwas schwieriger liegt der Fall bei der Ermittlung der größten Stützmomente nach Abb. 84c, wobei das maximale Stützmoment $M_{1,2}$ ermittelt werden soll. Wir gehen davon aus, daß an der Stütze $M_{1,2}$ zwei unendlich lange, nach Abb. 84a bzw. 84b belastete Träger zusammenstoßen. Die Neigungen der Biegelinien gegenüber der Waagrechten betragen $\varphi/2$, da nach Gl. (47a) bei feldweis wechselnder Belastung nur ein halb so großes Einspannungsmoment ausgelöst wird als nach Gl. (47) bei durchgehender Belastung. Wir müssen zuerst ein Moment $\Delta M_{1,2}$ an dieser Stütze anbringen, um den beiden durchlaufenden Trägern mit unendlich vielen Feldern am Übergang vom Feld 1 zu 2 die gleichen Tangentenrichtungen zu geben. $\Delta M_{1,2}$ verläuft durch die Festpunkte und demnach ist die durch $\Delta M_{1,2} = 1$ erzeugte Drehung durch die Gl. (44) gegeben: $\tau_0 = \alpha - \beta \frac{i_0}{l-i_0} = \alpha - \beta \mu_0$. Demnach beträgt

$$(47e) \quad \begin{cases} \Delta M_{1,2} = -\frac{\varphi/2}{\tau_0} = M_0 \frac{\bar{\alpha}}{\tau_0} \\ \tau_0 = \alpha - \beta \mu_0, \end{cases}$$

da nach Gl. (47a) $\varphi/2 = M_0 \bar{\alpha}$ ist.

Wir müssen jetzt nicht nur die Randmomente M_0 wie beim Fall b, sondern auch das infolge des Zusatzmomentes $\Delta M_{1,2}$ am linken Rande auftretende positive Randmoment ($-\Delta M_{1,2} \mu_0$) beseitigen. Der Einfluß vom rechten Rand könnte vernachlässigt werden, da er zu sehr hohen Potenzen von μ_0 führt, er ist aber der Vollständigkeit halber auch berücksichtigt.

$$M_{1,2} = M_0 (1 + \mu_0 + \mu_0^7) + \Delta M_{1,2} (1 - \mu_0^2 - \mu_0^{14}).$$

In gleicher Weise ergeben sich die übrigen maximalen Stützmomente aus den zugehörigen maßgebenden Belastungsschemas, die nicht im einzelnen aufgezeichnet sind, da sie als bekannt vorausgesetzt werden dürfen

$$(47f) \quad \begin{cases} M_{1,2} = M_{7,8} = M_0 (1 + \mu_0 + \mu_0^7) + M_0 \frac{\bar{\alpha}}{\tau_0} (1 - \mu_0^2 - \mu_0^{14}) \text{ wobei } M_0 = -\frac{\varphi}{2\bar{\alpha}} \\ M_{2,3} = M_{6,7} = M_0 (1 - \mu_0^2 - \mu_0^8) + M_0 \frac{\bar{\alpha}}{\tau_0} (1 - \mu_0^4 - \mu_0^{12}) \\ M_{3,4} = M_{5,7} = M_0 (1 + \mu_0^3 + \mu_0^6) + M_0 \frac{\bar{\alpha}}{\tau_0} (1 - \mu_0^8 - \mu_0^{10}) \\ M_{4,5} = M_0 (1 - \mu_0^4 - \mu_0^4) + M_0 \frac{\bar{\alpha}}{\tau_0} (1 - \mu_0^8 - \mu_0^8) \end{cases}$$

Potenzen über μ_0^8 sind ganz bedeutungslos, weil der Einfluß von μ_0^8 nur rd. 0,1 % ausmacht. Die abgeleiteten Gleichungen gelten nicht nur für feldweise Belastung g bzw. p, sondern auch für Einzellasten, nur sind dann in die Gl. (47) und (47a) die diesen Lastfällen entsprechenden Winkel φ einzusetzen.



Abb. 85.

Im Stahlbetonbau werden meistens an den Trägerenden die Vouten weggelassen, da sie an diesen Stellen zwecklos sind, womit sich für die Endfelder unsymmetrische Träger ergeben. So lange aber nach Abb. 85 bei gleich großen Feldern die Vouten der Endfelder mit denen der Mittelfelder übereinstimmen, darf das obige Rechenverfahren trotzdem benutzt werden, weil den fehlenden Endvouten nur geringe Einflüsse entsprechen, so daß hierdurch die Momentenlinien nur ganz unwesentlich beeinflußt werden. Merkbar wird dieser Einfluß erst, wenn sich die Vouten bis an die Trägermitte erstrecken ($\lambda = 0,5$).

Für durchlaufende Träger mit einer anderen Felderzahl können die maßgebenden Gleichungen ebenfalls leicht angeschrieben werden.

d) Zahlenbeispiel für die abgeleiteten Gleichungen.

Gegeben ist ein Achtfeldträger mit veränderlichem Trägheitsmoment und geraden Vouten $\lambda = 0,2$, $n = \frac{J_c}{J_s} = 0,4$ Belastung durch Eigengewicht g und Nutzlast p (Abb. 86).

Der Tabelle 1 entnehmen wir die Drehwinkel

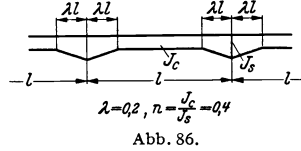
$$\alpha = 0,2707 \frac{l}{E J_c}, \quad \beta = 0,1573 \frac{l}{E J_c},$$

$$\bar{\alpha} = \alpha + \beta = 0,4280 \frac{l}{E J_c}, \quad \varphi = 0,0393 \frac{g l^3}{E J_c}.$$

Hieraus folgt:

$$i_0 = \frac{l}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{\alpha - \beta}{\alpha + \beta}} \right) = 0,2426 l, \quad \mu_0 = \frac{i_0}{l - i_0} = 0,3204,$$

$$\tau_0 = \alpha - \beta \mu_0 = 0,2203 \frac{l}{E J_c}, \quad \frac{\bar{\alpha}}{\tau_0} = 1,9428, \quad \Delta M = M_0 \cdot 1,943.$$



Damit ergibt sich das Stützmoment des Trägers mit unendlich vielen Stützen für Eigengewicht zu:

$$M_0 g = - \frac{\varphi}{\bar{\alpha}} = - \frac{0,0393}{0,4280} g l^2 = - 0,0948 g l^2$$

für Verkehrslast p bei Wechselbelastung:

$$M_0 p = - \frac{\varphi/2}{\bar{\alpha}} = - 0,0459 p l^2.$$

Für Eigengewichtsbelastung erhalten wir demnach nach Gl. (47d) folgende Stützmomente:

$$M_{1,2} = M_{7,8} = M_0 g \cdot 1,321 = - g l^2 \cdot 0,1213, \quad M_{3,4} = M_{6,7} = M_0 g \cdot 1,036 = - g l^2 \cdot 0,0951$$

$$M_{2,3} = M_{4,7} = M_0 g \cdot 0,896 = - g l^2 \cdot 0,0823, \quad M_{4,5} = M_0 g \cdot 0,0979 = - g l^2 \cdot 0,0899.$$

Um die Feldmomente zu erhalten, trägt man auf der Momentenschlußlinie der Stützmomente die statisch bestimmten Momente $\frac{g l^2}{8}$ auf.

Bei feldweise wechselnder Belastung zwecks Ermittlung der größten Feldmomente ergeben sich die Stützmomente halb so groß wie bei Eigengewicht. ($M_0 p = - 0,0459 p l^2$).

$$M_{1,2} = M_{7,8} = - p l^2 \cdot 0,0606 \quad M_{3,4} = M_{6,7} = - p l^2 \cdot 0,04755$$

$$M_{2,3} = M_{4,7} = - p l^2 \cdot 0,0411 \quad M_{4,5} = M_{5,6} = - p l^2 \cdot 0,0444$$

Um hieraus die größten Feldmomente zu erhalten, trägt man wiederum auf der Schlußlinie der Stützmomente die statisch bestimmten Momente auf.

Die ungünstigsten Stützmomente folgen aus den Gl. (47f) für $M_0 p = - 0,0459 p l^2$.

$$M_{1,2} = M_{7,8} = M_0 p (1,321 + 1,743) = M_0 p \cdot 3,064 = - p l^2 \cdot 0,141$$

$$M_{2,3} = M_{6,7} = M_0 p (0,896 + 1,922) = M_0 p \cdot 2,818 = - p l^2 \cdot 0,130$$

$$M_{3,4} = M_{5,7} = M_0 p (1,036 + 1,941) = M_0 p \cdot 2,977 = - p l^2 \cdot 0,137$$

$$M_{4,5} = M_0 p (0,979 + 1,943) = M_0 p \cdot 2,922 = - p l^2 \cdot 0,134.$$

Das Beispiel hat gezeigt, mit wie wenig Arbeit ein derartig vielfach statisch bestimmter Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment berechnet werden kann. Es ist damit die Möglichkeit gegeben, auch Kellerdecken mit vielen Feldern bei Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes zu untersuchen und dadurch wesentliche Massensparnisse zu erzielen.

Die abgeleiteten Gleichungen gelten auch für Träger mit mehr als 8 Feldern, die in der Trägermitte neu hinzukommenden Stützmomente sind annähernd gleich dem von $M_{4,5}$.

Auch die Einflußlinien der Stützmomente durchlaufender Träger mit zahlreichen Feldern lassen sich mittels dieses Verfahrens unter Zuhilfenahme der

Tabelle 5 bis 8 sofort anschreiben. Da jedoch bei Brückenbauten, für welche die Einflußlinien benötigt werden, Träger mit zahlreichen Öffnungen nicht vorkommen und bei den Hochbauten, bei denen derartige Träger häufig sind, die Einflußlinien nicht benötigt werden, wird auf eine Wiedergabe dieser Entwicklungen verzichtet. Eine ausführlichere Darstellung dieser Berechnungsweise, mit der sich durch Summierung der geometrischen Reihen geschlossene Gleichungen und fertige Zahlentafeln für alle Werte μ_0 entwickeln lassen, wird demnächst veröffentlicht.

B. Der Sonderfall des durchlaufenden Trägers mit feldweise konstantem Trägheitsmoment.

In diesem Falle vereinfachen sich die für veränderliches Trägheitsmoment abgeleiteten Gleichungen. Die Einheitsdrehwinkel können sofort als Auflagerreaktionen der unverzerrten Momentenfläche angeschrieben werden. Man erhält

$$(48) \quad \alpha' = \alpha'' = \alpha = \frac{l}{3 EJ}, \quad \beta = \frac{l}{6 EJ}, \quad \bar{\alpha} = \frac{l}{2 EJ}.$$

Die Drehwinkel für die verschiedenen Belastungsarten betragen mit $a = \alpha l$, $b = \beta l$, $d = \delta l$

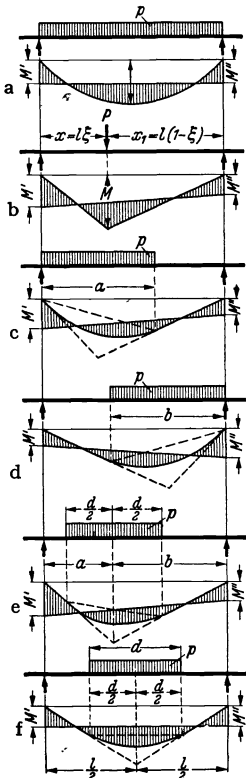


Abb. 87.

$$(48a) \quad \varphi' = \varphi'' = \frac{p l^3}{24 EJ} \quad \text{für gleichmäßige Last } p \text{ nach Abbildung 87a.}$$

$$(48b) \quad \begin{cases} \varphi' = \frac{P l^2}{6 EJ} \xi (1 - \xi) (2 - \xi) \\ \varphi'' = \frac{P l^2}{6 EJ} \xi (1 - \xi) (1 - \xi) \end{cases} \quad \text{für eine Einzelkraft } P \text{ nach Abbildung 87b.}$$

$$(48c) \quad \begin{cases} \varphi' = \frac{p l^3}{24 EJ} \alpha^2 (2 - \alpha)^2 \\ \varphi'' = \frac{p l^3}{24 EJ} \alpha^2 (2 - \alpha^2) \end{cases} \quad \text{für eine Streckenlast von links nach Abb. 87c.}$$

$$(48d) \quad \begin{cases} \varphi' = \frac{p l^3}{24 EJ} \beta^2 (2 - \beta)^2 \\ \varphi'' = \frac{p l^3}{24 EJ} \beta^2 (2 - \beta^2) \end{cases} \quad \text{für eine Streckenlast von rechts nach Abb. 87d.}$$

$$(48e) \quad \begin{cases} \varphi' = \frac{p l^3}{24 EJ} \delta [4 \beta - 4 \beta^2 - \beta \delta^2] \\ \varphi'' = \frac{p l^3}{24 EJ} \delta [4 \alpha - 4 \alpha^2 - \alpha \delta^2] \end{cases} \quad \text{für beliebige Streckenlast nach Abb. 87e.}$$

$$(48f) \quad \varphi' = \frac{p l^3}{48 EJ} \delta (3 - \delta^2) \quad \text{für symmetrische Streckenlast nach Abb. 87f.}$$

Die Gl. (48f) folgt aus der Gl. (48e) für $\alpha = \beta = 1/2$ und geht für $\delta = 1$ in die Gl. (48a) über. Die Stützmomente M' und M'' der belasteten Öffnung erhält man durch Einsetzen dieser Werte φ' und φ'' in die allgemeinen Gl. (45a).

1. Der durchlaufende Träger mit konstantem Trägheitsmoment und gleichen Feldern.

Hier ergibt sich eine weitere Vereinfachung, weil bei gleichen Feldweiten die Größen der Festpunktabstände gegeben sind. Die Gleichungen der Festpunktabstände Gl. (45a) vereinfachen sich zu:

$$(49) \quad i_r = \frac{l}{6 - \frac{l}{l - i_{r-1}}}, \quad k_r = \frac{l}{6 - \frac{l}{l - k_{r+1}}}.$$

Der Grenzwert von i_r bzw. k_r für unendlich viele gleiche Felder folgt aus der Bedingung $i_r = i_{r-1} = i_0$.

$$(49a) \quad i_0^2 - i_0 l + l^2/6 = 0, \quad i_0 = \frac{l}{6} (3 - \sqrt{3}) = 0,2113 l.$$

Da die Festpunktabstände i_r nur von denen mit kleinerem Index abhängig sind, erhält man für die Öffnung l_r immer die gleichen Werte i_r unabhängig von der Anzahl der Felder und schon beim vierten Feld stimmt i_4 mit dem Grenzwert i_0 des Trägers mit unendlich vielen Feldern überein, wie die Tabelle 49b zeigt.

(49b)	Öffnung	1	2	3	4	5 bis ∞
	$i =$	0,0000	0,2000	0,2105	0,2113	0,2113 · $l = i_0$ als Grenzwert

Die k -Werte sind die gleichen, sie folgen aus dem Spiegelbild des Trägers.

Mit Hilfe der Gl. (46) und (46a) in Verbindung mit den Gl. (48) lassen sich für den durchlaufenden Träger mit gleichen Öffnungen und konstantem Trägheitsmoment für alle Belastungsfälle fertige Formeln ableiten (s. z. B. Betonkalender).

2. Der beiderseits oder einseitig eingespannte Balken mit konstantem Trägheitsmoment.

Bei dem beiderseits eingespannten Balken ist $i = k = \frac{1}{3}$. Für den einseitig links eingespannten Balken ist $i = \frac{1}{3}$, $k = 0$. Damit erhält man aus der Gl. (46) in Verbindung mit der Gl. (48) besonders einfache Gleichungen für alle Belastungsfälle, vgl. Abschnitt *Baustatik*, S. 280.

C. Das Verfahren der stufenweisen Annäherung von Cross.

Dieses Verfahren wird für feldweise konstantes Trägheitsmoment heute vielfach in der Praxis angewandt und führt ebenfalls sehr rasch und übersichtlich zum Ziele.

Das Crosssche Verfahren, das für durchlaufende Träger und Rahmen besonders geeignet ist, setzt voraus, daß die einzelnen Knotenpunkte des Rahmentragwerkes unverrückbar gelagert sind. Wir machen nun des weiteren die Annahme, daß jeder Knoten senkrecht zur Ebene des beliebig belasteten Tragwerkes durch unelastische Rohre an eine starre Scheibe angeschlossen ist. In diesem Stadium ist demnach jeder Träger an den beiderseitigen Auflagern fest eingespannt. Die Einspannungsmomente können somit leicht berechnet oder fertigen Formeln entnommen werden. Jetzt löst man, jedoch nur für einen Knoten, die Verbindung mit dem unelastischen Rohr und das damit frei werdende Drehmoment muß sich jetzt proportional den Steifigkeiten auf die beiden anschließenden Träger, die an ihren Enden fest eingespannt sind, verteilen. Daraufhin wird das Rohr wieder mit dem Knoten fest verbunden. Das Rohr ist jetzt aber frei von Verdrehungsmomenten. Jetzt wird derselbe Vorgang auf einen zweiten Knoten angewandt, wobei jetzt das erste Rohr wieder ein, wenn auch wesentlich kleineres Drehmoment aufzunehmen hat. Diese Operationen werden so lange durchgeführt, bis sämtliche Rohre ganz oder annähernd frei von Verdrehungsmomenten sind. Damit sind die endgültigen Momente des Tragwerkes gefunden, denn bei jeder Einzeloperation wurden die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen eingehalten.

Nachstehend werden nun die durchlaufenden Träger besprochen. Weitere Zahlenbeispiele folgen in dem Abschnitt IV C über die Berechnung der Rahmentragwerke.

1. Die Anwendung des Verfahrens bei konstantem bzw. feldweise konstantem Trägheitsmoment¹⁾,

a) Der durchlaufende Träger mit Endeinspannung.

In erster Näherung betrachten wir nach Abb. 88 jedes Feld als fest eingespannt. Die Einspannungsmomente können aus dem Abschnitt *Baustatik*, S. 282—284

¹ Cross: *Trans. Amer. Soc. civ. Engrs* 96 (1932). — DERNEDDE: *Näherungsweise Berechnung von durchlaufenden Trägern und Rahmen*. *Bauingenieur* 19 (1938) S. 45.

entnommen werden. Entsprechend den verschiedenen Spannweiten bzw. Belastungen der einzelnen Öffnungen ergeben sich für die Momente an den Übergängen von dem einen zu dem nächsten Balken Unstetigkeiten. Zum Ausgleich müssen nun in zweiter Annäherung diese Unstetigkeiten durch entgegengesetzte Momente in Größe der Unstetigkeiten beseitigt werden. Die Momente der zweiten Annäherung verteilen sich jeweils auf die beiden anschließenden Balken proportional den Steifigkeiten $K_{r-1} : K_r = \frac{J_{r-1}}{l_{r-1}} : \frac{J_r}{l_r}$. Die dadurch ausgelösten

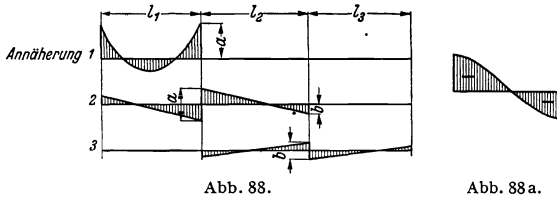


Abb. 88.

Abb. 88a.

Momente verlaufen durch die Festpunkte, d. h. durch die Drittelpunkte der eingespannten Balken und die Abklingungszahlen sind gegeben durch $\mu = \frac{i}{l-i} = \frac{k}{l-k} = \frac{1}{2}$. Dadurch werden nun aber wieder neue, wenn auch wesentlich kleinere Unstetigkeiten bedingt, die wieder in einer dritten Annäherung beseitigt werden usw. Die Abb. 88 zeigt die drei ersten Annäherungen für einen Dreifeldbalken mit gleichmäßiger Belastung p des ersten Feldes.

	$K_1 = 1,33$	$K_2 = 1,00$	$K_3 = 1,23$
	J_1	J_2	J_3
	$l_1 = 18\text{ m}$	$l_2 = 30\text{ m}$	$l_3 = 22\text{ m}$
Annäherung 1	-27,000 + 27,000		
2	-7,700 - 13,400	-11,600	-5,800
3		+1,310	+2,620 + 3,190
4	-0,370 - 0,740	-0,570	-0,285
5		+0,054	+0,128 + 0,157
6	-0,018 - 0,036	-0,028	-0,074
$\Sigma 1-6$	-35,088 + 10,824	-10,824	-3,357 + 3,337 + 1,668

Abb. 89.

Für die Durchführung der Rechnung ist die Festlegung einer Vorzeichenregel notwendig. Wir bezeichnen die Momente jedes Einzelbalkens als negativ, wenn sie nach Abb. 88a verlaufen.

Das geschilderte Verfahren wird nun an einem Beispiel gezeigt.

Durchlaufender Träger mit den Trägheitsmomenten $J_1 = 0,8 J_C$ und den Spannweiten $l_1 = 18\text{ m}, l_2 = 30\text{ m}, l_3 = 22\text{ m}$	$J_1 = 0,8 J_C$	$J_2 = J_C$	$J_3 = 0,9 J_C$
Verhältnis der Steifigkeiten	1,33	1,00	1,23
Verteilungszahlen		0,57 0,43	0,45 0,55

Die Verteilungszahlen folgen aus den Steifigkeiten, z. B. $\frac{1,33}{2,33} = 0,57$. Wir berechnen den Fall, daß das erste Feld mit $p = 1,0\text{ t/m}$ belastet ist. Die Einspannungsmomente betragen in erster Annäherung $M = \frac{p l^2}{12} = \frac{18^2}{12} = 27\text{ tm}$. Entsprechend der Abb. 88 sind nun in der Abb. 89 die Momente der einzelnen Annäherungen angeschrieben. Sobald eine Unstetigkeit ausgeglichen ist, wird dies durch einen Querstrich gekennzeichnet. Die Abklingungszahlen betragen, wie oben angegeben, $\mu = 0,5$. Nach sechs Annäherungen werden die Einzelmomente zusammengezählt. Der Ausgleich nach sechs Annäherungen ist so weitgehend, daß nur noch unwesentliche Differenzen verbleiben, es hätten vier Annäherungen vollständig genügt.

b) Der durchlaufende Träger mit freier Auflagerung.

In diesem Falle muß man bei Belastung des Endfeldes von einem einseitig, bei Belastung des Mittelfeldes von einem beiderseitig eingespannten Einzelträger ausgehen. Für den Sonderfall gleichmäßiger Belastung p , der dem Rechenbeispiel der Abb. 89 zugrunde lag, ergibt sich für den einseitig eingespannten Balken das Einspannmoment zu $\frac{pl^2}{8}$ an Stelle von $\frac{pl^2}{12}$ des

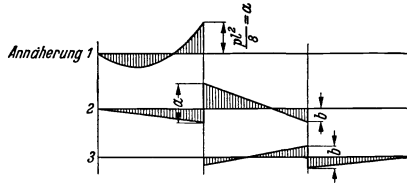


Abb. 90.

beiderseits eingespannten Balkens. Bei der Ermittlung der Steifigkeiten ist aber noch zu berücksichtigen, daß die des Endbalkens nur 0,75 der des eingespannten Balkens beträgt, wie im nächsten Abschnitt nachgewiesen wird. Der zweite Rechengang ist durch die Abb. 90 in den drei ersten Annäherungen dargestellt und bedarf keiner weiteren Erläuterungen.

2. Die Anwendung des Verfahrens der stufenweisen Annäherung bei veränderlichem Trägheitsmoment.

Mit Hilfe der Tabelle 1 bis 4 läßt sich dieses einfache Verfahren der stufenweisen Annäherung auch bei veränderlichem Trägheitsmoment anwenden. Die Festpunktabstände i und k eines beiderseits fest eingespannten Balkens sind gegeben durch die allgemeinen Gl. (45a), die sich für $\epsilon = 0$ wie folgt vereinfachen,

$$(50) \quad i = l \frac{\beta}{\alpha'}, \quad k = l \frac{\beta}{\alpha''}.$$

Bei unsymmetrischer Ausbildung der Träger haben wir zwei verschiedene Abklingungszahlen zu beachten. Die Abklingung nach links wird durch μ , die nach rechts durch ν gekennzeichnet.

$$(50a) \quad \mu = \frac{i}{l-i}, \quad \nu = \frac{k}{l-k}.$$

Wir müssen nun noch die Steifigkeiten für die Festlegung der Verteilungszahlen bestimmen. Die Steifigkeiten ergeben sich aus den reziproken Werten der elastischen Drehwinkel. Der Winkel τ gibt uns an, um welches Maß sich der elastisch oder fest eingespannte Stab unter dem Einfluß eines Momentes $M = 1$ dreht (Abb. 90a). Die Drehwinkel betragen nach Gl. (44)

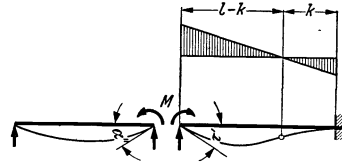


Abb. 90a.

$$\left. \begin{aligned} \tau' &= \alpha' - \beta \frac{i}{l-i} = \alpha' - \beta \mu \\ \tau'' &= \alpha'' - \beta \frac{k}{l-k} = \alpha'' - \beta \nu \end{aligned} \right\} \text{Dimension} = \frac{l}{EJ} = \frac{1}{\text{tm}}$$

$\frac{1}{\tau}$ gibt uns also die Steifigkeit an, d. h. wieviel tm notwendig sind, um eine Verdrehung in Größe der Winkleinheit zu erzielen. Demnach betragen die Steifigkeiten des beiderseits eingespannten Balkens

$$(50b) \quad K' = \frac{1}{\tau'} = \frac{1}{\alpha' - \beta \nu}, \quad K'' = \frac{1}{\tau''} = \frac{1}{\alpha'' - \beta \mu}$$

Bei einem Endbalken dagegen wird $\tau' = \alpha'$ bzw. $\tau'' = \alpha''$ (s. Abb. 90a) und die Steifigkeiten gegen Verdrehungen sinken auf die Werte

$$(50c) \quad K' = \frac{1}{\alpha'}, \quad K'' = \frac{1}{\alpha''}$$

ab. Für den Sonderfall konstanten Trägheitsmomentes ist $i = k = \frac{l}{3}$, $\mu = \nu = \frac{1}{2}$

$\alpha' = \alpha'' = \alpha = \frac{l}{3 EJ}$, $\beta = \frac{1}{6 EJ}$ und damit ergibt sich:

$$(50d) \quad K' = K'' = K = \frac{1}{\frac{l}{3 EJ} - \frac{1}{2} \frac{l}{6 EJ}} = \frac{4 EJ}{l}$$

für den eingespannten Balken;

$$(50e) \quad K' = K'' = K = \frac{1}{\alpha} = \frac{3 EJ}{l}$$

für den einseitig eingespannten Balken, womit die oben gemachte Angabe, daß bei konstantem Trägheitsmoment die Steifigkeit des Endbalkens zu 75 % der des Mittelbalkens einzusetzen ist, bewiesen ist.

Damit ist nun der Weg gezeigt, wie das Verfahren der stufenweisen Annäherung auch bei veränderlichem Trägheitsmoment der Einzelbalken angewendet werden kann. Ich möchte aber empfehlen, dieses Verfahren nur bei gleichartigen symmetrisch ausgebildeten Balken anzuwenden, wobei sich dann für alle Mittelbalken gleiche Abklingungszahlen ergeben. Bei durchwegs verschiedenen Balken muß man sich zu viele Konstante merken und es entstehen damit zu leicht Rechenfehler.

D. Das graphische Verfahren für feldweise konstantes Trägheitsmoment.

Wenn auch den analytischen Verfahren insbesondere bei Brückenbauten der Vorzug zu geben ist, so sollte doch jeder Ingenieur auch das graphische Verfahren kennen, weil dieses sehr übersichtlich ist und vor allem bei verschiedenen großen Öffnungen sehr rasch zum Ziele führt.

Das graphische Verfahren kann sowohl bei konstantem wie auch bei veränderlichem Trägheitsmoment durchgeführt werden. Besonders einfach ist dieses Verfahren bei konstantem bzw. feldweise konstantem Trägheitsmoment, auch läßt sich dann eine sehr große Genauigkeit erreichen. Wir beschränken uns deshalb auf diesen Sonderfall.

Die Gl. (45a) zeigten, daß zwischen den Größen der Festpunktabstände rein geometrische Beziehungen bestehen, die graphisch mittels der bekannten Konstruktion der Abb. 91 unter Zuhilfenahme der Drittelslinien dargestellt werden können.

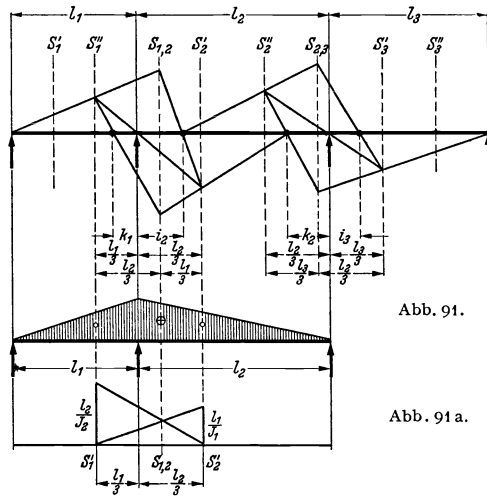


Abb. 91.

Abb. 91 a.

Die Drittelslinien s' und s'' sind die Schwerlinien der Momentendreiecke der statisch bestimmten Einzelbalken in Folge $M = 1$ und die verschränkten Drittelslinien $s_{1,2}$, $s_{2,3}$ usw. sind die Schwerlinien der Momentenflächen zweier aneinander

struktions der Abb. 91 unter Zuhilfenahme der Drittelslinien dargestellt werden können. Für den Fall, daß der durchlaufende Träger an den beiden Enden nicht frei aufliegt, sondern fest eingespannt ist, fällt der Festpunkt i_1 der ersten Öffnung nicht mit dem Endauflager zusammen, er liegt bei $i_1 = \frac{l}{3}$. Im übrigen ist aber die Konstruktion die gleiche.

Die Drittelslinien s' und s'' sind die Schwerlinien der Momentendreiecke der statisch bestimmten Einzelbalken in Folge $M = 1$ und die verschränkten Drittelslinien $s_{1,2}$, $s_{2,3}$ usw. sind die Schwerlinien der Momentenflächen zweier aneinander

stoßender Dreiecke. Wenn sich nun das Trägheitsmoment von Feld zu Feld ändert, dann bleiben die Drittelslinien dieselben, bei der Feststellung des gemeinsamen Schwerpunktes der beiden Dreiecke zur Ermittlung der Lage der verschränkten Drittelslinien müssen die mit $\frac{J_c}{J_1}$ bzw. $\frac{J_c}{J_2}$ verzerrten Momentenflächen in Rechnung gestellt werden. Unter Berücksichtigung der Verzerrung der Momentenflächen findet man den gemeinsamen Schwerpunkt nach Abb. 91a. Man bezeichnet auch bei nur feldweise konstantem Trägheitsmoment diese Schwerlinien als verschränkte Drittelslinien, obwohl ihre Lage nicht mehr mit dem verschränkten Drittelpunkt zusammenfällt.

Sobald die Festpunkte mit dieser einfachen Konstruktion gefunden sind, können auch die Stützmente mittels der Kreuzlinien festgestellt werden. Hierzu gehen wir von den Gleichungen aus, mit denen wir die Gl. (46) abgeleitet haben und die aussagen, daß die Summe aller Verdrehungen über den Stützen einschließlich der elastischen Drehwinkel gleich Null sein müssen. Sie lauten:

$$(51) \quad \begin{cases} M' \frac{l-i}{i} + M'' = -\frac{\varphi'}{\beta} = -\vartheta' \\ M'' \frac{l-k}{k} + M' = -\frac{\varphi''}{\beta} = -\vartheta'' \end{cases}$$

Hierbei sind ϑ' und ϑ'' die Kreuzlinienabschnitte.

Die Abb. 92 erläutert diese Beziehungen zwischen den Kreuzlinienabschnitten und den unbekanntem Stützmomenten. Außer den Festpunktsabständen i und k setzen wir vorerst auch die Einspannungsmomente M' und M'' voraus. Ziehen wir nun die Kreuzlinien k' und k'' von den Auflagerpunkten durch die Schnittpunkte der Senkrechten in den Festpunkten mit der Momentenschlußlinie, so ergeben sich an den Auflagersenkrechten die sog. Kreuzlinienabschnitte. $\vartheta' = M' + M'' \frac{l-k}{k}$ und

$$\vartheta'' = M'' + M' \frac{l-i}{i}.$$

Tatsächlich sind aber die Einspannungsmomente unbekannt. Bekannt sind aber die Kreuzlinienabschnitte ϑ' und ϑ'' , da φ' , φ'' und β die statisch bestimmten Drehwinkel der Einzelbalken sind, deren Größe für alle Belastungsfälle durch die Gl. (48) gegeben sind.

Wir können demnach für alle Belastungsfälle ϑ' und ϑ'' berechnen und rückwärts hieraus die Einspannungsmomente entsprechend der Konstruktion der Abb. 89 graphisch bestimmen. Für die beiden wichtigsten Belastungsfälle einer gleichmäßigen Belastung g oder einer Belastung durch Einzelkräfte erübrigt sich auch die Berechnung von ϑ' bzw. ϑ'' , da diese Größen ebenfalls graphisch bestimmt werden können.

1. Für gleichmäßige Last g bzw. p . Hier ist bei konstantem Trägheitsmoment nach Gl. (48a):

$$\varphi' = \varphi'' = \varphi = \frac{g l^3}{24 E J},$$

$$\beta = \frac{l}{6 E J} \quad \text{und somit}$$

$$\vartheta' = \vartheta'' = 2 \frac{g l^3}{8} = 2f$$

wenn wir mit f den Pfeil der statisch bestimmten Momentenparabel bezeichnen.

Entsprechend der Abb. 93 ist es gar nicht notwendig, die Kreuzlinien bis zu den Auflagersenkrechten durchzuziehen, es genügt diese bis zum Scheitel der Momentenparabel zu zeichnen.

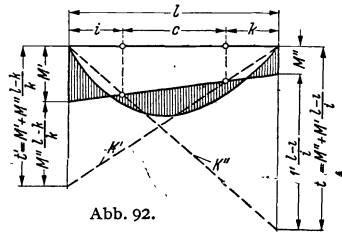


Abb. 92.

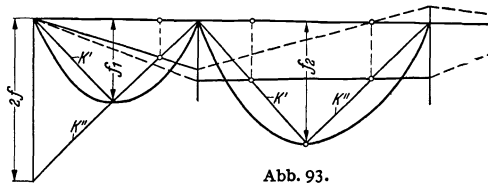


Abb. 93.

2. Für Einzellasten. Die Drehwinkel φ' und φ'' betragen nach Gl. (48b):

$$E J_c \varphi'' = \frac{P x x_1}{l} \frac{1}{2} = \frac{f l}{2} \frac{x+l}{3}, \quad E J_c \varphi' = \frac{f l}{2} \frac{x_1+l}{3}, \quad E J_c \beta = \frac{l}{6}$$

wobei $f = \frac{P x x_1}{l}$ die Höhe des statisch bestimmten Momentendreiecks ist. Damit erhalten wir:

$$v' = \frac{\varphi''}{\beta} = f \frac{x+l}{l}, \quad v'' = \frac{\varphi'}{\beta} = f \frac{x_1+l}{l},$$

woraus die Konstruktion der Kreuzlinien der Abb. 94 und 94a folgt, wie ohne

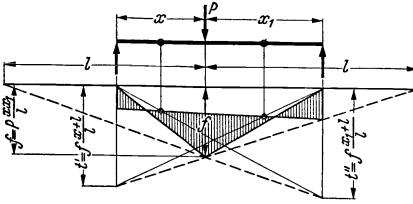


Abb. 94.

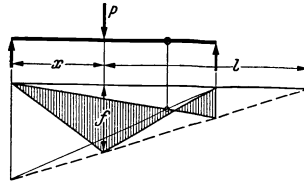


Abb. 94 a.

weiteres aus der Zeichnung abzulesen ist. Bei beliebigen Lasten, z. B. bei Streckenlasten müssen dagegen die Größen der Kreuzlinienabschnitte $v' = \frac{\varphi''}{\beta}$ und $v'' = \frac{\varphi'}{\beta}$ durch Rechnung bestimmt werden.

E. Die Berechnung des durchlaufenden Trägers bei beliebigem Verlauf der Trägheitsmomente.

den Tabellen I bis 8 sind die Drehwinkel bei veränderlichem Trägheitsmoment für geradlinige und parabelförmige Vouten angegeben. Bei Brückenbauten werden sich im Verlauf der Trägheitsmomente hiervon gewisse Abweichungen infolge der Mitwirkung der Platte ergeben. Trotz dieser Abweichungen erhält man mit den Tabellen möglicherweise durch Interpolation zwischen den Trägheitsmomenten der beiden Voutenarten hinreichend genaue Resultate. Bei der Aufstellung der endgültigen statischen Berechnung kann es jedoch verlangt werden, daß eine genauere Bestimmung dieser Drehwinkel entsprechend dem tatsächlichen Verlauf der Trägheitsmomente durchzuführen ist. Ebenso ist bei eisernen Durchlaufträgern eine genaue Berechnung der Drehwinkel für die Benutzung der vorstehenden Theorie notwendig, weil bei Stahlbrücken mit ganz wesentlichen Abweichungen gegenüber dem Verlauf der Trägheitsmomente der Tabellen 1 bis 8 zu rechnen ist. In diesen Fällen behalten sämtliche Gleichungen ihre Gültigkeit, nur sind die Winkel φ' , φ'' , α' , α'' und β der statisch bestimmten Einzelbalken durch numerische Integration festzustellen. Entsprechend der Abb. 71 ergeben sich nach den MOHRschen Sätzen die Drehwinkel als Auflagerreaktionen der verzerrten Momentenflächen zu:

$$(52) \quad \begin{cases} \alpha' = \frac{1}{E J_c} \int \frac{x_1^2}{l^2} \frac{J_c}{J_x} dx, & \alpha'' = \frac{1}{E J_c} \int \frac{x^2}{l^2} \frac{J_c}{J_x} dx, & \beta = \frac{1}{E J_c} \int \frac{x x_1}{l^2} \frac{J_c}{J_x} dx \\ \varphi' = \frac{1}{E J_c} \int M \frac{x_1}{l} \frac{J_c}{J_x} dx, & \varphi'' = \frac{1}{E J_c} \int M \frac{x}{l} \frac{J_c}{J_x} dx. \end{cases}$$

Die numerische Integration wird mit Hilfe der SIMPSONSchen Regel durchgeführt, wobei man das Balkenfeld in eine Anzahl gleicher Teile Δx (wenigstens acht) einteilt. Man erhält damit z. B. für α''

$$x'' = \frac{\Delta x}{3} \frac{1}{EJ_c} \sum \kappa \frac{J_c}{J_x} \frac{x^2}{l^2} = \frac{\Delta x}{3} \frac{1}{EJ_c} \sum \kappa' \frac{x^2}{l^2}$$

wobei κ der Koeffizient 1, 4, 2, 4, ... der SIMPSONSchen Regel und $\kappa' = \kappa \frac{J_c}{J_x}$ ist.

Sollen auch die Einflußlinien der Stützmomente errechnet werden, so ermittelt man die Winkel φ' und φ'' infolge der wandernden Einzellast mittels des MAXWELLSchen Satzes, der aussagt, daß die Winkeldrehung φ' infolge $P = 1$ gerade so groß ist wie die Durchbiegung δ' infolge $M' = 1$ (Abbildung 95) und in gleicher Weise ist φ'' infolge $P = 1$ gerade so groß, wie die Durchbiegung δ'' infolge $M'' = 1$.

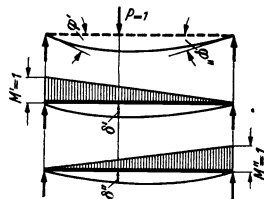


Abb. 95.

IV. Der durchlaufende Rahmen mit veränderlichem Trägheitsmoment.

Die durchlaufenden Rahmen stellen vielfach statisch unbestimmte Systeme dar. Sie werden im Stahlbetonbau nicht nur bei Brückenbauten, sondern auch bei Hochbauten sehr häufig angewandt. Auch die trägerlosen Pilzdecken sind als durchlaufende Rahmen zu berechnen.

Die Berechnung dieser Rahmentragwerke läßt sich ohne Schwierigkeiten auf die des durchlaufenden Trägers zurückführen. Auch hier stößt man wie bei den durchlaufenden Trägern auf Dreimomenten-Winkelgleichungen entsprechend den früheren Gl. (43) des durchlaufenden Trägers. Diese Gleichungssysteme sind in dem Abschnitt A wiedergegeben. Ebenso wie beim durchlaufenden Träger ist es jedoch bei mehreren Öffnungen einfacher, sich entsprechend den Ausführungen des Abschnittes B der Festpunkte zu bedienen.

A. Die Dreimomenten-Winkelgleichungen des durchlaufenden Rahmens (Abb. 96).

1. Die Lösung für senkrechte Belastung bei festgehaltenem Riegel.

Wir setzen voraus, daß der Riegel des Rahmens durch eine Festhaltekraft F unverschieblich festgehalten wird und führen als statisch unbestimmte Größen

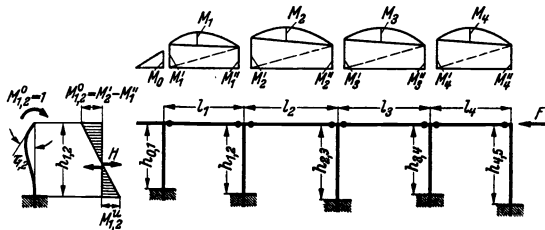


Abb. 96.

die Stützenmomente M' und M'' jedes Balkens ein. Die Momente der Säulen am Stützenkopf M_S^0 sind dann durch die Differenz der Stützenmomente beiderseits der Säule gegeben.

Das Gleichungssystem bleibt dasselbe, auch für den Fall, daß die Stützen am Fuß eingespannt sind; denn aus M_S^0 ergibt sich M_S^u , wenn der Stützenkopf sich

seitlich nicht verschieben kann zu: $M_S^u = -M_S^0 \frac{i_S}{h_S - i_S}$. Nun ist nach Gl. (45) $i_S = \frac{h_S \beta_S}{\alpha_S^u + \epsilon_S^u}$, wobei der Index S andeutet, daß es sich um eine Säule handelt.

Bei fester Einspannung ist $\epsilon_S^u = 0$ und $i_S = h_S \frac{\beta_S}{\alpha_S^u + \beta_S}$, und $M_S^u = -M_S^0 \frac{\beta_S}{\alpha_S^u}$.

Damit haben wir das Moment des Stützenfußes durch das des Stützenkopfes ausgedrückt, so daß bei Aufstellung der Dreimomenten-Gleichungen nur noch das Stützenkopfmoment als unbekannt zu gelten hat.

Bei der Bestimmung der Stützenmomente M' und M'' gehen wir wieder von dem statisch bestimmten Balken aus, indem wir links und rechts jeder Stütze Gelenke anordnen und stellen dann zur Ermittlung der statisch unbestimmten Momente eine starre Verbindung zwischen jedem Balken und den anschließenden Stützen her. In gleicher Weise wie bei der Gl. (43) erhalten wir damit die nachstehende Gleichungsgruppe, und zwar ergeben sich jetzt im Gegensatz zu dem durchlaufenden Träger für jeden Balken zwei Dreimomenten-Gleichungen. Hierbei ist zu beachten, daß der Drehwinkel der elastisch eingespannten Säule für $M_S^0 = M'_n - M''_{n-1} = 1$ durch $\tau_S^0 = \alpha_S^0 - \beta_S \frac{i_S}{h_S - i_S}$ gegeben ist. Fällt die Fußspannung weg, so ist $i_S = 0$ und $\tau_S^0 = \alpha_S^0$.

Wir erhalten

$$\text{für den Balken } 1 \quad \begin{cases} + (M'_1 - M_0) \tau_{0,1}^0 + M'_1 \alpha'_1 + M''_1 \beta_1 + \varphi'_1 = 0 \\ - (M'_2 - M'_1) \tau'_{1,2} + M''_1 \alpha'_1 + M'_1 \beta_1 + \varphi'_1 = 0 \end{cases}$$

und in gleicher Weise lauten auch die Gleichungen für die übrigen Balken. Damit ergibt sich das nachstehende Gleichungsschema.

M_0	Unbekannte Stützmomente							Belastungsglieder	
	M'_1	M''_1	M'_2	M''_2	M'_3	M''_3	M'_4 usw.	senkrechte Lasten	waagerechte Lasten
(53) Balken 1	$-\tau_{0,1}^0$	$\alpha'_1 + \tau_{0,1}^0$	β_1					φ'_1	$+\Delta x / (h_S - i_S)$
		β_1	$\alpha'_1 + \tau_{1,2}^0$	$-\tau_{1,2}^0$				φ''_1	$-\Delta x / (h_S - i_S)$
Balken 2			$-\tau_{1,2}^0$	$\alpha'_2 + \tau_{1,2}^0$	β_2			φ'_2	$+\Delta x / (h_S - i_S)$
				β_2	$\alpha'_2 + \tau_{2,3}^0$	$-\tau_{2,3}^0$		φ''_2	$-\Delta x / (h_S - i_S)$
Balken 3					$-\tau_{2,3}^0$	$\alpha'_3 + \tau_{2,3}^0$	β_3	φ'_3	$+\Delta x / (h_S - i_S)$
						β_3	$\alpha'_3 + \tau_{3,4}^0$	$-\tau_{3,4}^0$	φ''_3

Hierbei beträgt der Drehwinkel τ_S^0 der Stützenköpfe bei elastischer Einspannung der Säulenfüße:

$$(53a) \quad \tau_S^0 = \alpha_S^0 - \beta_S \frac{i_S}{h_S - i_S}, \quad i_S = \frac{h_S \beta_S}{\alpha_S^u + \epsilon_S^u}.$$

Hieraus ergibt sich bei Fußgelenken $i_S = 0$

$$(53b) \quad \tau_S^0 = \alpha_S^0$$

und für feste Einspannung der Säulenfüße $\epsilon_S^u = 0$, $i_S = \frac{h_S \beta_S}{\alpha_S^u + \beta_S}$, $\frac{i_S}{h_S - i_S} = \frac{\beta_S}{\alpha_S^u}$

$$(53e) \quad \tau_S^0 = \alpha_S^0 - \frac{\beta_S^2}{\alpha_S^u}.$$

Die Winkel α' , α'' , β und φ' , φ'' der statisch bestimmten Balken, sowie α_S^0 , α_S und β_S der statisch bestimmten Säulen sind bei veränderlichem Trägheitsmoment den Tabellen 1 bis 4 zu entnehmen, bei konstantem Trägheitsmoment betragen sie $\alpha' = \alpha'' = \frac{l}{3 EJ}$, $\beta = \frac{l}{6 EJ}$, $\varphi' = \varphi'' = \frac{g l^2}{24}$ und $\alpha_S^0 = \alpha_S^u = \frac{h_S}{3 EJ_S}$, $\beta_S = \frac{h_S}{6 EJ_S}$. Damit ist die Aufgabe der Berechnung des durchlaufenden Rahmens bei

senkrechten Lasten für jeden Belastungsfall (gegeben durch φ' und φ'') und bei beliebigem Verlauf der Trägheitsmomente gegeben. Die einzelnen Stützen können dabei am Fuß sowohl gelenkig gelagert als auch fest oder elastisch eingespannt sein, einzelne können auch als Pendelstützen ausgebildet werden, wobei dann $M''_n = M'_{n+1}$ zu setzen ist.

Aus den obigen Gleichungen erhalten wir auch die Einflußlinien, wenn wir bei den Belastungsgrößen die Werte φ' und φ'' für Einzellasten gemäß den Tabellen 5 bis 8 einsetzen.

2. Die Lösung für waagrechte Kräfte.

Das Gleichungsschema Gl. (53) ist auch gültig, wenn der Rahmen durch eine horizontale Kraft V beansprucht wird (Abb. 97). Hierbei sind die Belastungslieder φ' und φ'' für senkrechte Lasten gleich Null zu setzen. Um zu einer Lösung zu gelangen, gehen wir nicht von der gegebenen waagrechten Kraft V aus, sondern von einer gegebenen Verschiebung des Riegels Δx^* , welchem eine noch unbekannte Kraft V^* entspricht. Mit dem Balkenriegel zugleich verschieben sich alle Stützenköpfe um das Maß Δx^* .

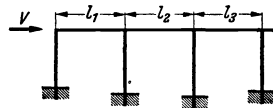


Abb. 97.

Wenn Fußgelenke vorhanden sind, so folgen hieraus für die Stützen nach Abb. 97a die Belastungsglieder $\frac{\Delta x^*}{h_S}$ [vgl. hierzu die Entwicklungen zu Gl. (46b)],

und zwar müssen wir den Belastungsgliedern, wie aus dem Gleichungsschema Gl. (53) hervorgeht, wechselnde Vorzeichen geben, je nachdem diese Stütze mit dem links oder rechts anschließenden Balken durch eine Dreimomenten-Gleichung verbunden ist.

Wenn die Säule dagegen am Fuß elastisch eingespannt ist, tritt an Stelle des Belastungsgliedes $\frac{\Delta x^*}{h_S}$ das Belastungsglied

$$\frac{\Delta x^*}{h_S} \frac{\epsilon_S^u + \alpha_S^u + \beta_S}{\epsilon_S^u + \alpha_S^u} = \frac{\Delta x^*}{h_S} \frac{\epsilon_S^u + \bar{\alpha}_S^u}{\epsilon_S^u + \alpha_S^u}, \text{ wie uns}$$

der Vergleich der Abb. 97b mit Abb. 97a zeigt; denn bei einem Moment $M_S^u = 1$, dem eine Horizontalkraft $1/h_S$ am Stützenkopf entspricht, erhalten wir am Fuß eine elastische Verdrehung ϵ_S^u , am Stützenkopf eine Verdrehung von $(\epsilon_S^u + \alpha_S^u + \beta_S) = (\epsilon_S^u + \bar{\alpha}_S^u)$, welcher eine Stützenkopfverschiebung von $(\epsilon_S^u + \alpha_S^u) h_S$ zugeordnet ist. Der gegebenen Stützenkopfverschiebung Δx^* entspricht also eine Stützenkopfdrehung von $\frac{\Delta x^*}{h_S (\epsilon_S^u + \alpha_S^u)} (\epsilon_S^u + \bar{\alpha}_S^u)$ als Belastungsglied.

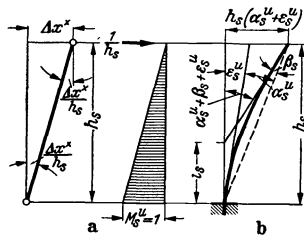


Abb. 97a und b.

Diese Verdrehung können wir aber auch durch den Festpunktsabstand i_S ausdrücken.

$$i_S = h_S \frac{\beta_S}{\epsilon_S'' + \alpha_S''}, \quad h_S - i_S = h_S \left(1 - \frac{\beta_S}{\epsilon_S'' + \alpha_S''} \right) = h_S \frac{\epsilon_S'' + \alpha_S''}{\epsilon_S'' + \alpha_S''}$$

oder

$$\frac{\epsilon_S'' + \alpha_S''}{\epsilon_S'' + \alpha_S''} = \frac{h_S}{h_S - i_S}.$$

Damit erhalten wir bei elastischer Einspannung des Stützenfußes für das Belastungsglied bei Verschiebung des Balkenriegels die einfache Gleichung

$$(54) \quad \frac{\Delta x^*}{h_S} \frac{\epsilon_S'' + \alpha_S''}{\epsilon_S'' + \alpha_S''} = \frac{\Delta x^*}{h_S - i_S},$$

die bei Anordnung von Fußgelenken ($i_S = 0$) in die obige Gleichung

$$(54a) \quad \frac{\Delta x^*}{h_S}$$

übergeht.

Für den Fall, daß die Stützen konstantes Trägheitsmoment besitzen und fest eingespannt sind, ist $i_S = \frac{h_S}{3}$ und damit wird das Belastungsglied

$$(54b) \quad \frac{\Delta x^*}{S} 1,5.$$

Nach Auflösung des Gleichungssystems der Gl. (53) mit den Belastungsgliedern $\frac{\Delta x^*}{h_S - i_S}$ erhalten wir für den Rahmen die Biegemomente M^* , welche der gegebenen Verschiebung Δx^* entsprechen. Um nun die Biegemomente infolge der gegebenen Horizontalkraft V zu finden, müssen wir die Summe aller Horizontalkräfte ermitteln, die in den Stützen infolge des Belastungszustandes M^* bei einer Verschiebung Δx^* auftreten. Die Horizontalkräfte der Stützen ergeben sich aus der Differenz der Biegemomente der Stütze am Kopf und am Fuß aus dem Verschiebungszustand Δx^* , dividiert durch die Säulenhöhe (Abb. 96). Demnach wird die Verschiebung Δx^* bedingt durch eine Horizontalkraft

$$(55) \quad V^* = - \sum \frac{M_S^{*o} - M_S^{*u}}{h_S}.$$

Die tatsächlich bei der waagrechten Kraft V auftretenden Momente und die zugehörige Verschiebung Δx folgen aus

$$(55a) \quad M = M^* \frac{V}{V^*}, \quad \Delta x = \Delta x^* \frac{V}{V^*}.$$

3. Der Einfluß der Festhaltekraft F .

Bei dem Gleichungssystem der Gl. (53) für senkrechte Belastungen hatten wir vorausgesetzt, daß der Riegel und damit die einzelnen Knotenpunkte in waagrechter Richtung unverschieblich festgehalten sind. Die aus dem Gleichungssystem sich ergebenden Momente sind nur unter dieser Voraussetzung richtig. Um nun die genauen Momente zu erhalten, müssen wir die Festhaltung lösen und eine der Festhaltekraft F entgegengesetzte Verschiebungskraft ($V = -F$) auf den Rahmen einwirken lassen.

Die Größe der Festhaltekraft ergibt sich aus der Summe der Horizontalkräfte der einzelnen Stützen; denn bei senkrechter Belastung des Rahmens muß die Summe aller Horizontalkräfte gleich Null sein, d. h., die Größe von F ist durch die Gl. (55) gegeben, wobei aber an Stelle der Momente M_S^* die bei der senkrechten Belastung des Rahmens vorhandenen M_S einzusetzen sind.

$$(55b) \quad F = - \sum \frac{M_S^o - M_S^u}{h_S}.$$

Wir lassen nun auf den Rahmen eine der Festhaltekraft entgegengesetzte Verschiebungskraft einwirken, wodurch das Gleichgewicht der horizontalen Kräfte ohne Mitwirkung einer Festhaltekraft hergestellt wird. Die Lösung dieser Aufgabe ist durch die Darlegungen des obigen Abschnittes 2 schon gegeben.

Die Biegemomente, die sich aus dieser waagrechten Verschiebungskraft V ergeben, sind zu den Momenten aus den senkrechten Lasten hinzuzuzählen. Der Einfluß der Festhaltekraft auf die Biegemomente ist gering und wird um so kleiner, je größer die Anzahl der Rahmenfelder ist. Bei den Rahmen der Hochbauten kann deshalb der Einfluß der Festhaltekraft ganz vernachlässigt werden, nicht aber bei den Brückenbauten, bei denen der Einfluß der Horizontalkräfte auch schon für die Bremskräfte untersucht werden muß, so daß die Behandlung der Festhaltekraft keine Mehrarbeit verursacht.

4. Die Auflösung des Gleichungssystems Gl. (53).

Die Auflösung dreigliedriger linearer Gleichungssysteme ist verhältnismäßig einfach, wenn es sich nicht um viele Rahmenfelder handelt, denen die doppelte Anzahl Gleichungen entspricht, jedoch ist es notwendig, eine Rechenmaschine zu Hilfe zu nehmen. Abgesehen von den mathematischen Werken findet sich das hierzu notwendige Rechenschema auch im Stahlbaukalender 1940, S. 11. Die unbekanntenen Stützmente ergeben sich dabei in der Form:

$$(56) \quad \left. \begin{array}{l} M'_1 = a_1 \varphi'_1 + b_1 \varphi''_1 + c_1 \varphi'_2 + d_1 \varphi''_2 + \dots \\ M''_1 = a_2 \varphi'_1 + b_2 \varphi''_1 + c_2 \varphi'_2 + d_2 \varphi''_2 + \dots \end{array} \right\} \text{Balken 1}$$

$$\left. \begin{array}{l} M'_2 = a_3 \varphi'_1 + b_3 \varphi''_1 + c_3 \varphi'_2 + d_3 \varphi''_2 + \dots \\ M''_2 = a_4 \varphi'_1 + b_4 \varphi''_1 + c_4 \varphi'_2 + d_4 \varphi''_2 + \dots \end{array} \right\} \text{Balken 2}$$

usw.

wobei die Werte φ die Belastungsglieder für senkrechte Lasten sind, an deren Stelle bei waagrechten Belastungen die Werte $\frac{\Delta x}{h_S - i_S}$ des Gleichungsschemas (53) treten.

Sobald nur ein Feld belastet ist, nehmen die Gleichungen der Stützmente an den beiden Enden des Balkens die einfache Form an:

$$(56a) \quad \left\{ \begin{array}{l} M' = a_1 \varphi'_1 + b_1 \varphi''_1 \\ M'' = a_2 \varphi'_1 + b_2 \varphi''_1 \end{array} \right. \text{(z. B. bei Belastung des ersten Feldes),}$$

die vollständig identisch mit den früheren, für den durchlaufenden Balken abgeleiteten Gl. (46) sind und die selbstverständlich auch für den Rahmen gültig bleiben. Die Gl. (46) zeigten uns aber auch, daß die Faktoren b_1 und a_2 gleich groß sein müssen. In gleicher Weise müssen bei den Gl. (56) demnach auch $b_3 = a_4$, $d_1 = c_2$, $d_3 = c_4$ sein.

Da außerdem die Gleichungsmatrix der Gl. (53) symmetrisch zur Hauptdiagonalen ist, muß auch die ihr zugeordnete Matrix der Lösungsgleichungen symmetrisch zur Hauptdiagonalen sein (z. B. $c_1 = a_3$ usw.).

Setzt man für φ' und φ'' die Drehwinkel für Einzellasten nach Tabelle 5 bis 8 ein, so erhält man die Einflußlinien der Stützmente.

B. Die Berechnung der durchlaufenden Rahmen mittels der Festpunkte.

In gleicher Weise, wie wir bei dem durchlaufenden Träger durch Einführung der Festpunkte die Auflösung einer größeren Anzahl inhomogener Gleichungen umgangen haben und wir durch die Festpunkte bei Belastung nur einer Öffnung fertige Formeln für die beiden unbekanntenen Stützmente links und rechts dieser Öffnung erhalten [Gl. (46)], so gelingt dies auch bei den Rahmenträgern. Wir können damit zu einer einfacheren und übersichtlicheren Berechnung des Rahmens, bei welcher mit dem Rechenschieber hinreichende Genauigkeit erzielt wird. Die Grundlage hierfür bilden die Gl. (46), die den Gl. (56a) entsprechen und, für deren Anwendung die Festpunkte des Rahmens ermittelt werden müssen.

1. Die Ermittlung der Festpunkte des durchlaufenden Rahmens.

Bei den durchlaufenden Trägern ergab sich die Lage der Festpunkte aus den Gl. (45): $i = \frac{l\beta}{\alpha' + \epsilon'}$, $k = \frac{l\beta}{\alpha'' + \epsilon''}$, wobei sich die elastischen Drehwinkel ϵ' und ϵ'' der r -ten Öffnung aus den τ -Winkeln der anschließenden Felder ergaben. Bei

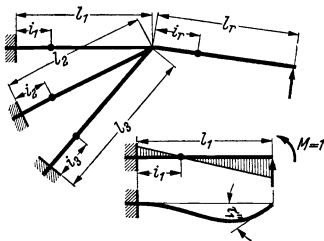


Abb. 98.

den Rahmentragwerken sind die elastischen Drehwinkel kleiner, weil sich der Verdrehung jetzt nicht nur der benachbarte Träger, sondern auch die anschließende Stütze widersetzt.

Wir ermitteln zunächst entsprechend Abb. 98 den elastischen Drehwinkel ϵ'_r des Stabes l_r , der an einem Stabträger angeschlossen ist. Hierzu müssen wir feststellen, um welches Maß sich das Stabträger infolge eines Momentes $M = 1$ verdreht. Dieses Moment $M = 1$ lassen wir zunächst auf die einzelnen Balken des Stabträgers einwirken. Nach Gl. (44) ergibt

sich die Verdrehung des Stabes l_1 infolge $M = 1$ zu

$$\tau''_1 = \alpha''_1 - \beta_1 \frac{i_1}{l_1 - i_1} = \alpha''_1 - \beta_1 \mu_1$$

und in gleicher Weise

$$\tau''_2 = \alpha''_2 - \beta_2 \frac{i_2}{l_2 - i_2} = \alpha''_2 - \beta_2 \mu_2$$

$$\tau''_3 = \alpha''_3 - \beta_3 \frac{i_3}{l_3 - i_3} = \alpha''_3 - \beta_3 \mu_3.$$

Die Steifigkeiten der Einzelstäbe gegen Verdrehen sind also durch die Steifigkeitszahlen $K_1 = \frac{1}{\tau''_1}$, $K_2 = \frac{1}{\tau''_2}$, $K_3 = \frac{1}{\tau''_3}$ gegeben. Die Gesamtsteifigkeit der drei Stäbe zusammen folgt aus der Summe der Einzelsteifigkeiten.

$$K = K_1 + K_2 + K_3 = \frac{1}{\tau''_1} + \frac{1}{\tau''_2} + \frac{1}{\tau''_3}.$$

Die Verdrehung des Stabträgers infolge von $M = 1$, d. h. der elastische Drehwinkel ϵ'_r folgt aus dem reziproken Wert der Gesamtsteifigkeit zu:

$$(57) \quad \epsilon'_r = \frac{1}{K} = \frac{1}{\frac{1}{\tau''_1} + \frac{1}{\tau''_2} + \frac{1}{\tau''_3}}.$$

Die Verteilung des Momentes auf die drei Einzelstäbe des Bündels erfolgt proportional zu den Einzelsteifigkeiten

$$(57a) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = M \frac{K_1}{K} = \frac{1/\tau''_1}{1/\epsilon'_r} M = \frac{\epsilon'_r}{\tau''_1} M = \kappa_{r1} M \\ M_2 = M \frac{K_2}{K} = \frac{1/\tau''_2}{1/\epsilon'_r} M = \frac{\epsilon'_r}{\tau''_2} M = \kappa_{r2} M \\ M_3 = M \frac{K_3}{K} = \frac{1/\tau''_3}{1/\epsilon'_r} M = \frac{\epsilon'_r}{\tau''_3} M = \kappa_{r3} M \end{array} \right. (K r_1)$$

Hierbei sind κ_{r1} usw. die Verteilungszahlen, die uns angeben, welcher Anteil des Momentes M an der Einspannstelle des Stabes l_r auf die einzelnen drei anschließenden Stäbe entfällt.

Nach Bestimmung des elastischen Drehwinkels ϵ'_r können wir nun auch bei Rahmentragwerken, bei welchen an einen Stab mehrere andere anschließen, mittels der Gl. (45a) die Festpunkte berechnen.

$$(57b) \quad i_r = \frac{l_r \beta_r}{\alpha'_r + \epsilon'_r} \quad \text{und} \quad k_r = \frac{l_r \beta_r}{\alpha''_r + \epsilon''_r}.$$

Das Rechenverfahren soll nun an Hand des Rahmens der Abb. 99 noch genauer erörtert werden.

Der Festpunkt $i_{0,1}$ der ersten Säule 0,1 folgt aus $i_{0,1} = \frac{h_{0,1} \beta_{0,1}}{\alpha_{0,1} + \epsilon_{0,1}^u}$ wobei bei fester Einspannung der Stütze $\epsilon_{0,1}^u = 0$ zu setzen ist. Um Verwechslungen auszuschließen, ersetzen wir die Indices der Balkendrehwinkel α' und α'' bei den Stützen durch α^u und α^o . Alsdann bestimmen wir mittels der Gl. (44) den Drehwinkel

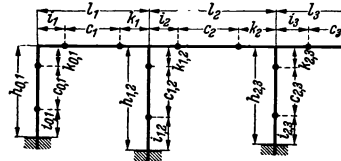


Abb. 99.

$$\tau_{0,1}^0 = \alpha_{0,1}^0 - \beta_{0,1} \frac{i_{0,1}}{h_{1-i_{0,1}}} = \alpha_{0,1}^0 - \mu_{0,1} \beta_{0,1}$$

Da an die Stütze 0,1 nur der Balken l_1 anschließt, ist der elastische Drehwinkel $\epsilon_1 = \tau_{0,1}^0$, so daß wir den Festpunkt des

Balkens l_1 aus der Gleichung $i_1 = \frac{l_1 \beta_1}{\alpha_1 + \epsilon_1}$ berechnen können. Um nun den Festpunkt i_2 des Feldes 2 zu ermitteln, benötigen wir die Winkel τ'' des Balkens 1 und $\tau_{1,2}^0$ der Stütze 1,2.

$$\tau'' = \alpha_1' - \beta_1 \frac{i_1}{l_1 - i_1} = \alpha_1' - \mu_1 \beta_1, \quad \tau_{1,2}^0 = \alpha_{1,2}^0 - \beta_{1,2} \frac{i_{1,2}}{h_{1,2} - i_{1,2}} = \alpha_{1,2}^0 - \mu_{1,2} \beta_{1,2}$$

Hierbei folgt $i_{1,2}$ aus $i_{1,2} = \frac{h_{1,2} \beta_{1,2}}{\epsilon_{1,2}^u + \alpha_{1,2}^u}$. Bei fester Einspannung der Stütze ist $\epsilon_{1,2}^u = 0$ zu setzen. Damit ergibt sich der elastische Drehwinkel ϵ_2' des zweiten

Balkens nach Gl. (57) zu: $\epsilon_2' = \frac{1}{1/\tau_1'' + 1/\tau_{1,2}^0}$, womit dann wiederum der Festpunkt i_2

berechnet werden kann $i_2 = \frac{l_2 \beta_2}{\alpha_2' + \epsilon_2'}$. Die Bestimmung der übrigen Festpunkte des

Rahmens geschieht dann in der gleichen Weise. Aus den Winkeln τ und ϵ ergeben sich dann nach Gl. (57a) die Verteilungsziffern. Damit können wir nun bei Belastung eines Rahmenfeldes mit Hilfe der Gl. (46) die Stützmomente M' und M'' am linken und rechten Rande dieses Feldes angeben, und mittels der Verteilungsziffern der Gl. (57a) und der Festpunkte den weiteren Verlauf der Momente angeben (s. Abb. 100).

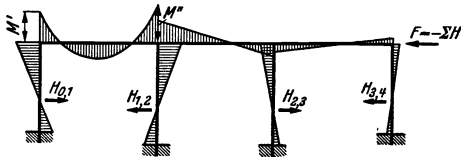


Abb. 100.

Mittels der Gl. (46a), die auch für den Rahmen gültig ist, können wir auch die Einflußlinie der Stützmomente des durchlaufenden Rahmens als Biegelinien der zugehörigen Zustandslinien darstellen. Die Zustandslinien für ein Stützmoment links oder rechts der Stütze $M'_n = 1$ bzw. $M''_n = 1$ lassen sich mit Hilfe der Festpunkte ohne weitere Rechnung sofort angeben, und wir können damit unter Benutzung der Gl. (46a) und der Tabelle 5 bis 8 die Ordinaten der Einflußlinien anschreiben.

2. Die Ermittlung der Biegemomente von durchlaufenden Rahmen mit zahlreichen gleichen Feldern.

Hierbei gehen wir wieder von dem Rahmen mit unendlich vielen gleichen Feldern aus, aus welchem wir die verlangte Anzahl Felder ausschneiden und die Randstörungen beseitigen.

a) Der Fall der Eigengewichtsbelastung nach Abb. 101.

Die Stützen kommen bei diesem Belastungsfall nicht zur Wirkung, weil infolge der Symmetrie der Belastung an ihnen keine Verdrehungen eintreten. Infolgedessen stimmen die Stützmomente des unendlich langen Rahmens bei Eigen-

gewichtsbelastung mit denen des entsprechenden durchlaufenden Balkens überein [s. Gl. (47)]

(58)
$$M = - \frac{\varphi}{\alpha} .$$

Die aus M folgende Randstörung beseitigen wir nach Abb. 101a, aus der wir erkennen, wieviel rascher die Randstörung im Vergleich zum durchlaufenden Träger abgedämpft wird, weil sich an der Abdämpfung nicht nur die Riegel, sondern auch die Stützen beteiligen. Zur Bestimmung dieses Momentenverlaufes müssen wir die Festpunkte des Rahmens mit unendlich vielen Feldern ermitteln. Die Festpunkte der Stützen folgen aus

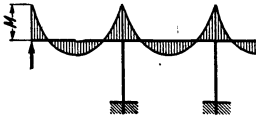


Abb. 101.

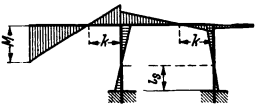


Abb. 101 a.

$i_S = h_S \frac{\beta_S}{\bar{\alpha}_S^u + \epsilon_S^u}$ bzw. aus $i_S = h_S \frac{\beta_S}{\bar{\alpha}_S^u}$, τ_S da bei

fester Einspannung $\epsilon_S^u = 0$. Der Index S soll angeben, daß es sich um die Stützen handelt, die alle gleich ausgebildet sein müssen. Die Festpunkte der Riegel ($i = k$) erhält man aus der Gleichung: $i = l \frac{\beta}{\bar{\alpha} + \epsilon}$, wobei nach

Gl. (57) $\epsilon = \frac{1}{1/\tau + 1/\tau_S^o}$, $\tau = \alpha - \beta \frac{i}{l-i}$, $\tau_S^o = \alpha_S^o - \beta_S \frac{i_S}{h_S - i_S}$ sind. Setzt man

die Werte von τ und τ_S^o in ϵ und ϵ in die Gleichung $i = l \frac{\beta}{\bar{\alpha} + \epsilon}$ ein, so erhalten wir wieder wie bei dem durchlaufenden Träger [Gl. (47b)] für i eine quadratische Gleichung. Bei der Abb. 101a wurde ein Rahmen ohne Endsäule vorausgesetzt. Das Vorhandensein einer Endsäule bedingt nur insofern eine Änderung, als bei der Beseitigung der Randstörung das Moment M sich auf den Riegel und die Säule proportional den Steifigkeiten verteilt. Dieser letztere Fall ist aber ohne jede Bedeutung, weil die Endsäule so starke Momente im Vergleich zu den Mittelsäulen bekommen würde, daß sie kräftiger als die Mittelsäule auszuführen wäre, womit aber die Voraussetzungen dieser Theorie in Wegfall kommen.

b) Der Fall der feldweis wechselnden Belastung zur Ermittlung der größten und kleinsten Feldmomente.

(entsprechend der Abb. 84a und b des durchlaufenden Trägers).

Es ergeben sich hierbei für den unendlich langen Rahmen Biegemomente nach Abb. 102. Das Einspannmoment des belasteten Feldes erhält man aus der Bedingung: Summe aller Drehwinkel einschließlich des elastischen gleich Null.

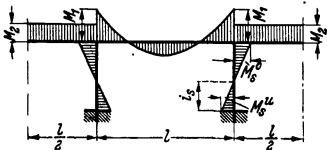


Abb. 102.

$M_1 (\bar{\alpha} + \epsilon) + \varphi = 0,$

$$K = \frac{1}{\epsilon} = \frac{1}{\tau_S^o} + \frac{1}{\bar{\alpha}} = \frac{\bar{\alpha} + \tau_S^o}{\bar{\alpha} \tau_S^o},$$

$$\epsilon = \frac{\bar{\alpha} \tau_S^o}{\bar{\alpha} + \tau_S^o} .$$

Entsprechend dem Momentenverlauf der Abb. 102 muß bei gleichzeitiger Belastung jedes zweiten Feldes im Gegensatz zu Gl. (57) für den Riegel an Stelle des τ -Winkels der Winkel $\bar{\alpha}$ treten. Aus

$$M_1 \left(\bar{\alpha} + \frac{\bar{\alpha} \tau_S^o}{\bar{\alpha} + \tau_S^o} \right) + \varphi = 0 \text{ folgt: } M_1 = - \varphi \frac{\bar{\alpha} + \tau_S^o}{\bar{\alpha} (\bar{\alpha} + 2\tau_S^o)} .$$

Für Säulen ohne Biegefestigkeit ist $\tau_S^o = \infty$ und $\frac{\alpha}{\tau_S^o} = 0$, womit die obige Gleichung

für M_1 in die frühere Gl. (47a) $M_1 = -\frac{\varphi}{2\alpha}$ übergeht.

Dieses Moment M_1 verteilt sich proportional den Steifigkeiten auf die Säule und den anschließenden Riegel. Auf die Säule entfällt also

$$M_S^o = M_1 \frac{\frac{1}{\tau_S^o}}{\frac{\alpha + \tau_S^o}{\alpha \tau_S^o}} = \frac{\alpha}{\alpha + \tau_S^o} M_1 \text{ und auf den Riegel } M_2 = \frac{\tau_S^o}{\alpha + \tau_S^o} M_1.$$

Die Gleichungen der bei diesem Belastungsfall auftretenden vier Momente lauten damit

$$(58a) \quad \begin{cases} M_1 = -\varphi \frac{\alpha + \tau_S^o}{\alpha(\alpha + 2\tau_S^o)}, & M_2 = \frac{\tau_S^o}{\alpha + \tau_S^o} M_1, \\ M_S^o = \frac{\alpha}{\alpha + \tau_S^o} M_1, & M_S^u = -M_S^o \frac{i_S}{h_S - i_S}. \end{cases}$$

Für Stützen ohne Biegesteifigkeit ist $\tau_S^o = \infty$, $\frac{\alpha}{\tau_S^o} = 0$ und damit $M_S^o = M_S^u = 0$

und $M_1 = M_2 = -\frac{\varphi}{2\alpha}$ entsprechend der Gl. (47a) des durchlaufenden Trägers.

Nun beseitigen wir die Randstörung M_2 des Trägers mit einer endlichen Anzahl Öffnungen wie schon bei Abb. 101a dargestellt, wobei alle Momentenlinien durch die Festpunkte des Trägers mit unendlich vielen Öffnungen verlaufen. Wenn der Rahmen am Ende eine Säule besitzt, so ist an Stelle der Randstörung M_2 die Randstörung M_1 zu beseitigen.

c) Der für die Stützmomente maßgebende Belastungsfall entsprechend der Abb. 103.

Der Rechnungsgang entspricht vollständig dem des durchlaufenden Trägers nach Abb. 84c. Hierzu fügen wir zwei durchlaufende Rahmen mit unendlich

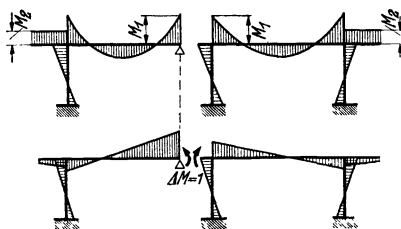


Abb. 103.

vielen Feldern bei feldweis wechselnder Belastung nach Abb. 103 unter Einfügen eines Gelenkes aneinander, wobei an der Stoßstelle nur der rechtsseitige Rahmen eine Endstütze besitzt und ermitteln das zusätzliche Stützmoment ΔM aus der Bedingung, daß die Summe aller Drehwinkel gleich Null ist.

1418 Massivbau. — Der durchlaufende Rahmen mit Trägheitsmoment.

Die Winkeldrehung im Grundsystem in Größe von $2(\varphi + M_1 \bar{\alpha})$ muß durch das zusätzliche Stützmoment $\Delta M = 1$ zu Null gemacht werden. Infolge $\Delta M = 1$ verdreht sich der linke Balkenriegel um den Winkel τ , der rechte dagegen, der

mit einer Stütze gekoppelt ist, nur um das Maß $\tau \frac{1/\tau}{1/\tau + 1/\tau_S^0} = \tau \frac{\tau_S^0}{\tau + \tau_S^0}$.

Die gesamte Verdrehung infolge $\Delta M = 1$ beträgt also $\tau \left(1 + \frac{\tau_S^0}{\tau + \tau_S^0} \right) = \tau \frac{\tau + 2\tau_S^0}{\tau + \tau_S^0}$

und damit lautet die Elastizitätsgleichung

$$\Delta M \tau \frac{\tau + 2\tau_S^0}{\tau + \tau_S^0} + 2(\varphi + M_1 \bar{\alpha}) = 0.$$

Hieraus ergibt sich das zusätzliche Stützmoment

$$(58b) \quad \Delta M = - \frac{2(\varphi + M_1 \bar{\alpha})}{\tau} \frac{\tau + \tau_S^0}{\tau + 2\tau_S^0}.$$

Das gesamte Stützmoment beträgt somit: $M_1 + \Delta M$. Die an den beiderseitigen Enden des Rahmens infolge der Einwirkung von ΔM verbleibenden Restmomente sind in gleicher Weise wie die von M_1 und M_2 des Falles b) durch entgegengesetzte Randmomente auszugleichen.

d) Der Fall einer horizontalen Belastung (Abb. 104).

Derartige Aufgaben treten bei zahlreichen Rahmenstielen sehr häufig bei Kranbahnen und Hellingen auf und hier kommt man mit dem Verfahren der Berechnung der Randstörungen ganz besonders rasch zum Ziele.

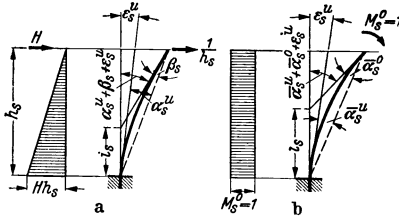


Abb. 104 a und b.

Wir gehen wieder von dem Rahmen mit unendlich vielen Feldern aus. Auf jeden Rahmenstiel soll die Horizontalkraft H entfallen. Das statisch bestimmte Moment am Säulenfuß ist $H h_S$, dem nach Abb. 104a eine Verdrehung des Stützenkopfes von $H \cdot h_S (\epsilon_S^u + \alpha_S^u + \beta_S)$

entspricht. Aus der Bedingung, daß der Stützenkopf sich um das

gleiche Maß dreht, wie der anschließende Balken bzw. daß die Summe aller Winkeldrehungen gleich Null ist, folgt die Elastizitätsgleichung:

$$-\frac{M_S^0}{2} (\alpha - \beta) + M_S^0 (\epsilon_S^u + \alpha_S^u + \alpha_S^0) + H h_S (\epsilon_S^u + \alpha_S^u + \beta_S) = 0.$$

hierbei ist $\alpha - \beta$ die Drehung des Balkens infolge $M' = 1$ und $M'' = -1$, $\epsilon_S^u + \alpha_S^u + \alpha_S^0$ nach Abb. 104b die Drehung des Stützenkopfes infolge $M_S^0 = 1$. Demnach ist:

$$(59) \quad M_S^0 = - \frac{H h_S}{2} \frac{\epsilon_S^u + \alpha_S^u}{2(\epsilon_S^u + \alpha_S^u + \alpha_S^0) + (\alpha - \beta)} \quad \text{und} \quad M_S^u = H h_S + M_S^0.$$

Damit sind die Biegemomente des Rahmens mit unendlichen vielen gleichen Feldern, bei dem von jeder Säule eine waagrechte Kraft H aufzunehmen ist, bekannt. Nun schneiden wir hieraus einen endlichen Rahmen unter gleichzeitiger Beseitigung der Randstörungen in der angegebenen Weise heraus.

3. Die Berechnung des Einflusses von Stützensenkungen.

Die für den durchlaufenden Träger angestellten Untersuchungen gelten auch für den Rahmen. Die tatsächlichen Senkungen müssen wir in solche Einzelzustände zerlegen, bei denen im statisch bestimmten Zustand entsprechend den Abb. 83a und b immer nur ein Feld von der Senkung betroffen ist, so daß wir wieder die für Belastung eines einzigen Feldes maßgebenden Gl. (46) ansetzen können, die gemäß Gl. (46b) bei den durchlaufenden Träger für $\varphi' = -\frac{f}{l}$, $\varphi'' = +\frac{f}{l}$ in die Gleichungen

$$(60) \quad M' = -\frac{f}{\beta c} \frac{i}{l} \quad \text{und} \quad M'' = +\frac{f}{\beta c} \frac{k}{l}$$

übergehen (Abb. 105). Der weitere Momentenverlauf in dem Rahmen ist durch die Lage der Festpunkte und die Übergangszahlen festgelegt. Der einzige Unterschied im Vergleich zum durchlaufenden Träger zeigt sich darin, daß infolge der größeren Steifigkeit des Rahmens die Festpunktabstände i und k etwas größer sind, der gegenseitige Abstand der Festpunkte c dagegen kleiner wird. Als Folge davon ergeben sich, wie aus der Gl. (60) zu ersehen ist, größere Momente M' und M'' , die aber dafür wieder rascher abklingen.



Abb. 105.

4. Die Festhaltekraft und der Einfluß der seitlichen Verschiebungen der Stützenköpfe.

Wie schon erwähnt, sind die auf Grund der Festpunkte ermittelten Momente, ebenso wie die mittels des Gleichungsschemas Gl. (53), nur dann streng richtig, wenn die Stützenköpfe sich seitlich nicht bewegen können. Bei dem unsymmetrisch belasteten Rahmen der Abb. 100 hat der Riegel das Bestreben, sich seitlich zu verschieben, weil die H -Kräfte der einzelnen Stützen nicht miteinander im Gleichgewicht sind, so daß wir den Riegel durch eine Festhaltekraft $F = -H$ an der Verschiebung hindern müssen. Die Größe der Festhaltekraft ergibt sich aus der Summe der Horizontalkräfte der einzelnen Stützen:

$$(61) \quad F = -\frac{M_S^o - M_S^u}{h_S} = -\sum \frac{M_S^o}{h_S - i_S} = \sum \frac{M_S^u}{i_S} \quad (\text{s. hierzu Abb. 106}).$$

Das Gleichgewicht der Horizontalkräfte der Stützen stellen wir nun her, indem wir auf den Rahmenriegel eine der Festhaltekraft entgegengesetzte Verschiebungskraft $V = -F$ einwirken lassen. Der Weg zur Ermittlung der zusätzlichen Biegemomente infolge der Verschiebungskraft $V = -F$ ist der gleiche wie im Abschnitt A. Hierzu verschieben wir wieder den Riegel um ein Maß Δx^* und ermitteln die zugehörigen Biegemomente M^* und die zu Δx^* gehörende Verschiebungskraft aus den Querkraften der Säulen.

$$(61a) \quad V^* = -\sum \frac{M_S^{*o} - M_S^{*u}}{h_S} = -\sum \frac{M_S^{*o}}{h_S - i_S} = +\sum \frac{M_S^{*u}}{i_S}.$$

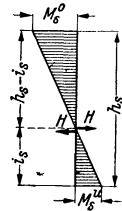


Abb. 106.

Die tatsächlichen Momente M und die tatsächliche Verschiebung Δx infolge der Verschiebungskraft V folgen dann aus:

$$(61b) \quad M = M^* \frac{V}{V^*} \quad \text{und} \quad \Delta x = \Delta x^* \frac{V}{V^*},$$

wobei $V = -F$ ist.

Während wir im Abschnitt A die Berechnung mittels des Gleichungssystems (53) durchführten, erfolgt diese jetzt in einfacherer Weise mittels der Festpunkte. Um die Festpunkte benutzen zu können, verschieben wir die Stützenköpfe jedoch nicht alle auf einmal, sondern einen nach dem anderen, bzw. wir verschieben nicht die Stützenköpfe selbst, sondern die Stützenfüße, was auf dasselbe herauskommt,

wie wenn wir den Balkenriegel verschieben würden. Die Biegemomente infolge Verschiebung eines einzelnen Stützenfußes sind durch die Gl. (46b) gegeben, denn die Stütze ist oben und unten ein elastisch eingespannter Balken, von dem ein Auflager sich um Δx^* gesetzt hat. Danach erhalten wir bei festgehaltenem Balkenriegel

$$(62) \quad M_S^u = - \frac{\Delta x^*}{\beta_S c_S} \frac{i_S}{h_S}, \quad M_S^o = + \frac{\Delta x^*}{\beta_S c_S} \frac{k_S}{h_S}.$$

Der weitere Verlauf der Momente in dem Rahmen ist durch die Festpunkte und die Verteilungszahlen gegeben [Gl. (57a)]. In der Abb. 107 sind die entsprechenden Biegemomente für die Verschiebung des Säulenfußes der Stütze h_{12} um Δx^* eingezeichnet.

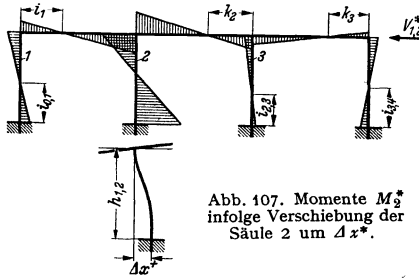


Abb. 107. Momente M_S^* infolge Verschiebung der Säule 2 um Δx^* .

Wir verschieben nun der Reihe nach auch die anderen Stützenfüße um Δx^* und zählen die Biegemomente aus den Verschiebungen sämtlicher Stützenfüße zusammen und erhalten damit die Momente M^* und damit aus Gl. (61a) die zugehörige Verschiebungskraft V^* . Die tatsächlichen Momente und Verschiebungen aus der Kraft $V = -F$ folgen dann aus der Gl. (61b). Diese Momente

sind zu denen aus den senkrechten Lasten hinzuzuzählen.

Der Einfluß der Festhaltekraft auf die endgültigen Momente ist bei senkrechter Belastung gering und er ist um so kleiner, je größer die Anzahl der Rahmenfelder ist. Bei den durchlaufenden Rahmen des Hochbaues kann deshalb der Einfluß der Festhaltekraft im allgemeinen vernachlässigt werden, nicht aber bei den Brückenbauten, bei denen auch der Einfluß der Bremskräfte und der Schwind- und Temperaturwirkungen zu berücksichtigen ist.

Hier benötigen wir auch die Einflußlinien, wobei die Winkel φ für Einzellasten den Tabellen 5 bis 8 zu entnehmen sind (s. hierzu die Darlegungen zur Gl. (46a) und zur Abb. 109).

5. Die Ermittlung der Biegemomente aus den Bremskräften, den Temperatur- und Schwindwirkungen.

Die Ermittlung der Biegemomente aus den Bremskräften ist durch die Darlegungen des Abschnittes 4 geklärt. Bei der Ermittlung der Momente aus Temperatur und Schwinden ist darauf zu achten, daß die Verschiebungen Δx^* für die einzelnen Stützen verschieden sind, je nach ihrem Abstand von der Trägermitte bzw. dem Nullpunkt der Verschiebung bei unsymmetrischen Rahmen; außerdem ist dem Δx^* links und rechts von der Trägermitte verschiedenes Vorzeichen zu geben.

C. Das Verfahren der stufenweisen Annäherung nach Cross.

Sehr rasch und in sehr übersichtlicher Weise lassen sich die Biegemomente der Rahmen nach dem Verfahren der stufenweisen Annäherung mit jeder gewünschten Genauigkeit berechnen. Der einzige Unterschied gegenüber dem durchlaufenden Träger im Abschnitt III C besteht darin, daß die Unstetigkeitsmomente eines Knotens sich nicht nur auf die anschließenden Balken, sondern auch auf die zugehörige Säule entsprechend den Steifigkeiten verteilen.

Insbesondere bei waagrechten Belastungen, bei Temperatur- und Schwindwirkungen und bei der Ermittlung des Einflusses der Festhaltekraft führt das Verfahren der stufenweisen Annäherung rascher zum Ziel als das Festpunktverfahren. Auch bereitet es keine Schwierigkeiten, hiermit die Einflußlinien zu entwickeln, jedoch erscheint für die Ermittlung der Einflußlinien eine Verbindung des Festpunktverfahrens mit dem der stufenweisen Annäherung am praktischsten.

Hierbei ermittelt man bei unverschieblichen Knoten die Einflußlinien nach Gl. (46a). Diese bedürfen dann noch einer Korrektur, weil die bei unverschieblichen Knoten entstandene Festhaltekraft durch eine entgegengesetzte Verschiebungskraft zu Null gemacht werden muß. Diesen zusätzlichen, im allgemeinen geringen Einfluß berechnet man ebenso wie die Einwirkungen aus Temperatur, Schwinden und waagrechten Kräften am schnellsten mittels der stufenweisen Annäherung.

1. Das Verfahren der stufenweisen Annäherung bei feldweis konstantem Trägheitsmoment.

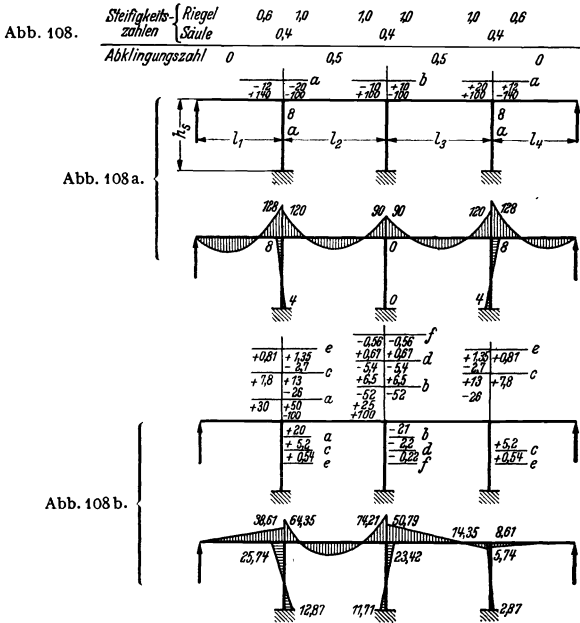
a) Für unbewegliche Lasten.

Hierbei berechnen sich die Steifigkeiten der Riegel und Säulen

bei beiderseitiger Einspannung nach Gl. (50d): $K = \frac{4 EJ}{l}$ bzw. $K = \frac{4 EJ}{h}$,

bei einseitiger Einspannung nach Gl. (50e): $K = \frac{3 EJ}{l}$ bzw. $K = \frac{3 EJ}{h}$.

Die Abklingungszahlen betragen bei konstantem Trägheitsmoment $\mu = \nu = 0,5$. Die Vorzeichenregel der Abb. 88a gilt selbstverständlich jetzt auch für die Säulen.



Das Rechenschema ist in den Abb. 108a bis 108d für die verschiedenen Belastungsfälle dargestellt.

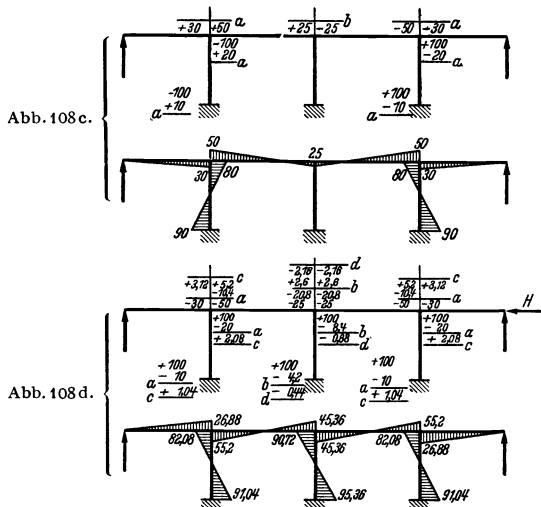
In der Abb. 108 sind die Steifigkeitsverhältnisse angegeben, und zwar für die Mittelriegel zu 1,0, für die Endriegel zu 0,6 und für die Säulen zu 0,4.

Ebenso wie bei dem Rechenbeispiel im Abschnitt IIIC wurde jeder Ausgleich der Momente durch einen Querstrich gekennzeichnet. Um die Reihenfolge der einzelnen Ausgleichs leichter übersehen zu können, sind die Querstriche der Reihe nach mit a, b, c usw. bezeichnet. Alle Momente zwischen zwei aufeinander-

folgenden Querstrichen müssen für die an einem Knoten anschließenden Stäbe die Summe Null ergeben, wenn der Ausgleich richtig durchgeführt ist. Die Verteilung der Ausgleichsmomente erfolgt wieder proportional den Steifigkeiten der anschließenden Stäbe.

Die Abb. 108a zeigt den Ausgleich für Eigengewicht. Das Einspannmoment der Mittelriegel wurde zu $\frac{g l^2}{12} = 100$ tm, das des einseitig eingespannten Endriegels zu $\frac{g l^2}{8} = 140$ tm angenommen und damit die Ausgleichsrechnung durchgeführt, die schon mit dem Querstrich *b* zu einem vollständigen Ausgleich führt. Die Addition der Momente und deren Verlauf ist darunter angegeben.

In der Abb. 108b ist die Ausgleichsrechnung für die Belastung des zweiten Feldes mit Verkehrslast durchgeführt, wobei $\frac{p l^2}{12} = 100$ tm angenommen wurde. Hier konnte die stufenweise Annäherung erst beim Querstrich *f* abgebrochen werden.



Da konstantes Trägheitsmoment vorausgesetzt wurde, sind die Biegemomente am Säulenfuß halb so groß und entgegengesetzt denen des Säulenkopfes; es ist deshalb nicht notwendig, die einzelnen Ausgleiche am Säulenfuß anzuschreiben.

Die Biegemomente aus Temperatur wurden in der Abb. 108c ermittelt. In erster Annäherung bestimmen wir die Biegemomente der Säulen unter dem Einfluß der durch die Temperatur bedingten Verschiebungen, wobei der Säulenkopf als fest eingespannt zu betrachten ist. Die Größen der Biegemomente am Kopf und Fuß der Säule folgen aus den allgemeinen, für veränderliches Trägheitsmoment gültigen Gl. (60).

$$M_S^0 = \frac{\Delta x}{\beta_S c_S} \frac{i_S}{h_S}, \quad M_S^u = \frac{\Delta x}{\beta_S c_S} \frac{k_S}{h_S} \quad \text{wobei } \Delta x = \omega T x.$$

Für konstantes Trägheitsmoment und fester Einspannung an Fuß und Kopf ist:

$$i_S = k_S = \frac{h_S}{3}, \quad \beta_S = \frac{h_S}{6EJ_S}.$$

Demnach ist

$$M_S^0 = -M_S^u = \Delta x \frac{6EJ_S}{h_S^2}.$$

Bei dem symmetrisch ausgebildeten Rahmen der Abb. 108c verschieben sich nur die Außensäulen und zwar um das gleiche, aber entgegengesetzte Maß Δx .

Wir nehmen das dadurch bedingte Säulenmoment am Kopf und Fuß zu ± 100 tm an und führen nun die Ausgleichsrechnung durch, die schon beim Querstrich b einen vollständigen Ausgleich bringt.

In gleicher Weise wird die Annäherung auch bei Belastung des Rahmens durch eine Horizontalkraft H durchgeführt (Abb. 108d). Hierbei verschieben wir alle Stützköpfe um das gleiche Maß Δx , das dabei auftretende Moment sei $M_S^0 = -M_S^u = 100$ tm. Dieser Wert wird in die Ausgleichsrechnung eingesetzt und aus den hierbei auftretenden Säulenmomenten M_S^0 und M_S^u wird die Horizontalkraft H , die diesen Spannungszustand auslöst, ermittelt. Wir erhalten:

$$-H = \frac{\sum M_S^0 + M_S^u}{h_S} = \frac{1}{h_S} [2 \cdot (82,02 + 91,04) + (90,72 + 95,36)] = \frac{532,20}{h_S}.$$

Wenn es sich um einen unsymmetrischen Rahmen handelt, dessen Säulen verschieden hoch und verschieden steif sind, bleibt die Rechnung dieselbe, nur ergeben sich bei gleicher Horizontalverschiebung der Säulenköpfe entsprechend der verschiedenen Säulensteifigkeit für die erste Stufe der Annäherung bei den einzelnen Säulen verschiedenartige Momente $M_S^0 = M_S^u$, die aus den oben angegebenen Gleichungen folgen.

Des weiteren wird dadurch auch die Berechnung für Temperatur etwas erschwert, weil von vornherein der Punkt des Rahmens, der sich in waagrechter Richtung nicht verschiebt, unbekannt ist. In diesem Falle schätzen wir diesen Nullpunkt ein, ermitteln die Biegemomente des Rahmens und hieraus mit Hilfe der Gleichung $H = -\frac{\sum M_S^0 + M_S^u}{h_S}$ die Festhaltekraft, die notwendig wäre,

um den gewählten Nullpunkt zu erzwingen. Alsdann lösen wir die Festhaltekraft durch eine entgegengesetzte H -Kraft entsprechend der Rechnung nach Abb. 108d.

Nach beendeter Ausgleichsrechnung muß die Summe aller Momente um einen Knoten gleich Null sein. Das gleiche gilt aber auch für die Momentensumme eines Knotens zwischen zwei aufeinanderfolgenden Querstrichen.

b) Für bewegliche Lasten (Einflußlinien).

Sehr rasch kann man auf Grundlage der stufenweisen Annäherung auch die Einflußlinien der statisch unbestimmten Momente rechts und links der Stützköpfe finden, indem man die Einflußlinien als Biegelinien der Zustandslinien ermittelt. Der Rechenvorgang ist in der Abb. 109 dargestellt. Durch stufenweise Annäherung ermitteln wir ebenso wie bei den Abb. 108a bis d die Biegemomente für den Zustand $M = 1$. Der leichteren Rechnung wegen nehmen wir statt $M = 1$ tm wieder $M = 100$ tm an.

Zwecks Ermittlung der Zustandslinie bringen wir an der Stelle des Rahmens, an welcher die Einflußlinie gesucht ist, ein Gelenk an und lassen dort entsprechend Abb. 109b das Moment $M = 100$ tm wirken. Die Ausgleichsrechnung erfolgt an dem in Abb. 109a dargestellten System. Am linken Teil verteilt sich das Moment $M = 100$ tm entsprechend den Steifigkeiten auf Riegel und Säule. Die erste Iteration gibt hier schon die endgültigen Werte. Bei dem rechts des Gelenkes liegenden Rahmenteil ist darauf zu achten, daß der an das Gelenk anschließende Riegel im Gegensatz zu der Abb. 108 am linken Ende frei aufliegend ist, d. h. der rechte Rahmenteil ist für sich ein selbständiges Gebilde.

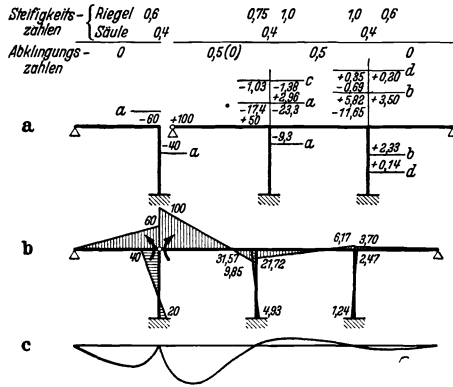


Abb. 109 a-c.

Die Größe von $100 \delta_{aa} = \tau'' + \tau'$ können wir für konstantes Trägheitsmoment unmittelbar anschreiben.

$$100 \delta_{aa} E J_c = 60 \frac{l_1}{3} + 100 \frac{l_2}{3} - 31,57 \frac{l_2}{6}.$$

Die Größe von $100 \delta_{0a}$ folgt für das beliebige Feld l_r nach Gl. (47 a) aus $\mathfrak{M}_{r-1} \varphi' + \mathfrak{M}_r \varphi''$, wobei die Größen φ' , φ'' für eine wandernde Einzellast der Tabelle 5a zu entnehmen sind. Will man z. B. die Einflußlinie für das zweite Feld anschreiben, so ist $\mathfrak{M}_{r-1} = +100 \text{ tm}$, $\mathfrak{M}_r = -31,57 \text{ tm}$ zu setzen, womit die Einflußlinie gemäß Abb. 109 gefunden ist.

Bei der obigen Berechnung der Zustandslinie sind die Querkräfte der einzelnen Stiele nicht im Gleichgewicht, infolgedessen zeigt auch die Einflußlinie eine geringe Ungenauigkeit. Man erhält die richtige Einflußlinie, wenn man die Zustandslinie so verbessert, daß das Gleichgewicht der Querkräfte der Säulen hergestellt wird. Dies erfolgt im Prinzip nach Abb. 108d, jedoch mit dem Unterschied, daß das in der Abb. 109 vorhandene Gelenk berücksichtigt werden muß. Damit ist dann auch der Einfluß der seitlichen Bewegungen der Stützenköpfe bei der wandernden Einzellast beseitigt.

2. Das Verfahren der stufenweisen Annäherung bei veränderlichem Trägheitsmoment in den Riegeln und Säulen.

Das Rechenverfahren ist genau das gleiche, nur müssen wir jetzt die Steifigkeitszahlen mit den Gl. (50b) und (50c), die Abklingungszahlen μ und ν mit den Gl. (50) und (50a), die Biegemomente der einseitig oder beiderseitig eingespannten Riegel für die erste Annäherung mit den Gl. (57a) und die Biegemomente der Säulen für waagrechte Kräfte mit der Gl. (62) ermitteln. Alle hierzu notwendigen Winkelwerte können den Tafeln des durchlaufenden Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment entnommen werden.

D. Das graphische Verfahren.

Selbstverständlich lassen sich die Biegemomente des Rahmens ebenso wie beim durchlaufenden Träger auch graphisch ermitteln. Da jedoch hierbei die Genauigkeit lange nicht so gut ist wie bei dem durchlaufenden Träger, wird auf eine Wiedergabe an dieser Stelle verzichtet und auf die ausführlichen Darlegungen der Werke von RITTER, SUTER und STRASSNER verwiesen.

V. Die Stahlbetontragwerke des Hochbaues.

A. Die Berechnung und konstruktive Ausbildung der Platten¹.

Wir unterscheiden nach der statischen Wirkungsweise drei Arten von Platten.

1. Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung,
2. kreuzweis bewehrte Platten,
3. Pilzdecken.

Die Differentialgleichung für sämtliche Plattenarten ist eine partielle Differentialgleichung vierter Ordnung bezüglich der Durchbiegung w . Sie lautet:

$$(63) \quad \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \Delta \Delta w = \frac{p}{N}.$$

Hierbei ist p die Flächenlast und $\Delta w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$ der LAPLACESche Operator. Durch zweimalige Durchführung dieser Operation ($\Delta \Delta w$) ergibt sich die obige Gleichung. $N = \frac{EJ}{1-\nu^2}$ ist die Plattensteifigkeit.

Die Biegungs- und Drillungsmomente ergeben sich als Funktionen der Durchbiegung zu

$$(63a) \quad m_x = -N \left(\frac{\partial w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad m_y = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial w}{\partial x^2} \right), \quad m_{xy} = -(1-\nu) N \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

¹ MARCUS, H.: Die Theorie elastischer Gewebe und ihrer Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten. Berlin 1932. — Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Berlin 1929. GREIN, K.: Über die Berechnung von Pilzdecken. Berlin 1937.

Für den Sonderfall der nur in der x -Richtung tragenden Platte geht die partielle Differentialgleichung in die unserer Ingenieurmechanik zugrunde liegende Balkengleichung über, wenn gleichzeitig die Querkontraktion ν vernachlässigt wird

$$(64) \quad \frac{d^4 w}{dx^4} = \frac{p}{EJ},$$

bzw. nach zweimaliger Integration

$$(64a) \quad \frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{M}{EJ} \quad \text{wobei} \quad \frac{d^2 M}{dx^2} = -p.$$

1. Die Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung (d. h. mit nur einer Tragwirkung).

a) Allgemeine Bestimmungen.

Die Biegemomente durchlaufender Platten sind nach der Theorie des durchlaufenden Trägers auf frei drehbaren Stützen zu berechnen, d. h. der Verdrehungswiderstand der Tragbalken wird vernachlässigt. Tatsächlich wirkt aber infolge des Verdrehungswiderstandes der Tragbalken eine durchlaufende Platte wie ein durchlaufender Träger mit elastisch eingespannten Stützen. Diesem Gesichtspunkt tragen die Bestimmungen dadurch Rechnung, daß die negativen Feldmomente auf die Hälfte verringert werden dürfen. Für die positiven Feldmomente dagegen darf diese Entlastung nur bei rechnerischem Nachweis berücksichtigt werden.

Auch die zwischen Stahlträgern gespannten Stahlbetonplatten dürfen als durchlaufend gerechnet werden, wenn die Oberkante der Platte wenigstens 4 cm über der Trägeroberkante liegt, so daß für die Bewehrungseisen, welche die Stützmomente aufzunehmen haben, eine hinreichende Betondeckung vorhanden ist.

Für die Platten mit gleichen Spannweiten finden sich z. B. im Betonkalender ausführliche Tabellen, denen die Größe der Biegemomente für alle Arten der Belastungen entnommen werden können. In den Bestimmungen sind Faustformeln angegeben, die auch für den Fall ungleicher Spannweiten bis zu der Grenze $\min l \cong 0,8 \max l$ angewandt werden dürfen. Aus diesen Faustformeln ergeben sich selbstverständlich ungünstigere Biegemomente als nach der Theorie des durchlaufenden Trägers, deshalb sollte man mit diesen Faustformeln nur bei kleinen Ausmaßen der Plattenfelder rechnen. Sobald es sich um größere Bauobjekte handelt, sollte man mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit und die Ersparnis an Eisen eine genauere Untersuchung auf Grundlage der Theorie des durchlaufenden Trägers durchführen.

Ein genaues Verlegen der dünnen Platteneisen ist nicht möglich, wenn diese sich durchlaufend über mehrere Felder erstrecken. Es empfiehlt sich, für jedes Feld getrennte Eisen anzuordnen. Biegt man von diesen Feldeisen jeweils $\frac{2}{3}$ auf, so steht für die Aufnahme des größten Stützmomentes der 1,33fache Feldquerschnitt zur Verfügung, der immer ausreicht, wenn man an der Stützung die Platten durch Vouten verstärkt. Je größer die Verkehrslast p im Verhältnis zur Eigengewichtslast g ist, um so weiter müssen die über den Stützen aufgebogenen Eisen in das Nachbarfeld zur Deckung der negativen Momente übergreifen. Bei sehr großen Werten von p gegenüber g ist sogar eine durchlaufende obere Bewehrung erforderlich, die aber, da es sich hier um gerade Eisen handelt, nicht über jeder Stütze gestoßen zu werden braucht.

Da die Schubspannungen der Platten des Hochbaues sehr gering sind, ist im allgemeinen ein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung nicht erforderlich und die Lage der Aufbiegungen der Bewehrungseisen kann nach konstruktiven Gesichtspunkten gewählt werden.

b) Die Biegemomente der Platte senkrecht zur Tragrichtung und die hierfür notwendigen Verteilungseisen.

Für die Aufnahme der Biegemomente der Platte senkrecht zur Tragrichtung sind in den Bestimmungen $3 \varnothing 7$ mm auf 1 m Tiefe der Platte vorgeschrieben, die auch durch einen gleichartigen Querschnitt dünnerer Eisen ersetzt werden können. Durch diese Eisen sollen die Biegemomente senkrecht zur Haupt-

tragrichtung l_x aufgenommen werden. Derartige Biegemomente entstehen einerseits durch eine nicht gleichmäßig verteilte Belastung, andererseits durch die Randstörungen an den in Richtung l_x angeordneten Balken oder den Randauflagerungen. Aus den beiden Gründen ergeben sich doppelt gekrümmte Biegeflächen und damit auch Biegemomente in der Richtung l_y .

Den Verlauf dieser Biegemomente zeigt die Abb. 110, sowohl für einen einfeldrigen Plattenstreifen wie auch für einen in Richtung l_y durchlaufenden Plattenstreifen. Die Größe dieser

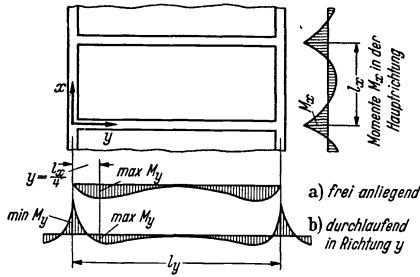


Abb. 110.

Momente ist jedoch unabhängig von der zugehörigen Spannweite l_y und nur von der Spannweite l_x der Haupttragrichtung abhängig. Ihr Verlauf ist eine Funktion von $\frac{l_y}{l_x}$.

Bemerkenswert ist, daß die positiven Feldmomente immer ihren Größtwert annähernd bei $y = \frac{l_x}{4}$ haben. Die Größe dieser Momente ergibt sich aus der Theorie der kreuzweis gespannten Platten zu:

$$(65) \quad \max M_y \approx +q \frac{l_x^2}{40} \quad \text{bei} \quad y = \frac{l_x}{4}$$

bei dem einfeldrigen Feldstreifen bzw. am Rande einer mehrfeldigen Platte.

$$(65a) \quad \begin{cases} \max M_y \approx +q \frac{l_x^2}{110} & \text{bei} \quad y = \frac{l_x}{4} \\ \min M_y \approx -q \frac{l_x^2}{17} & \text{bei} \quad y = 0 \end{cases}$$

bei den mehrfeldigen Plattenstreifen.

Für die Aufnahme der negativen Momente $\min M_y$ ist in § 29 Ziff. 5 der Bestimmungen eine Mindestbewehrung von 8 \varnothing 7 mm vorgeschrieben, falls kein besonderer rechnerischer Nachweis erfolgt. Bei starken Platten ist diese Mindestbewehrung sehr oft unzureichend und es ist deshalb richtiger, sie auf Grundlage der Gl. (65) und (65a) zu ermitteln.

In diesem Zusammenhang sei auch darauf hingewiesen, daß dem Balken in Richtung l_x ein Lastanteil aus der Plattenbelastung $q = g + p$ zuzuweisen ist. Das Mindestmaß der Belastungsbreite, das dafür eingesetzt werden sollte, beträgt

$$(65b) \quad \begin{cases} b = \frac{l_x}{4} & \text{für einen Träger am Rande,} \\ b = 2 \frac{l_x}{4} & \text{für einen Träger in der Mitte.} \end{cases}$$

Wie aus den Darlegungen des nachfolgenden Abschnittes über die kreuzweis bewehrten Platten hervorgeht, kann die Gl. (65b) noch etwas zu geringe Biegemomente ergeben.

Die üblichen Verteilungsseisen 3 \varnothing 7 mm genügen nicht, sobald Einzel- oder Streckenlasten vorhanden sind, weil in diesen Fällen die Biegefläche auch in der y -Richtung stärker gekrümmt ist. Die daraus folgende Verstärkung der Verteilungsseisen ist in der Anmerkung 21 der Deutschen Bestimmungen festgelegt.

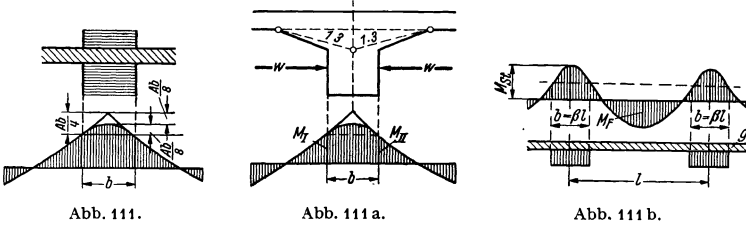
c) Die Abminderung der Stützmomente entsprechend der Auflagerbreite.

Nach § 22 der Bestimmungen darf bei Hochbauten die Momentenfläche über den Auflagern nach Abb. 111 abgerundet werden. Hierdurch ergibt sich eine

Verminderung der Stützmomente um

$$(66) \quad \Delta M = A \frac{b}{8},$$

wobei A der Auflagerdruck und b die Auflagerbreite sind. Diese Abminderung gilt auch bei biegungsfestem Anschluß nach Abb. 111 a, jedoch sind in diesem



Fälle die Biegemomente M_I und M_{II} am Balkenrande maßgebend, die bei gleichmäßiger Last mindestens mit $\frac{q w^3}{12}$ eingesetzt werden müssen. Selbst bei verhältnismäßig großen Auflagerbreiten b im Verhältnis zu den Spannweiten l gibt die obige Faustformel noch genügend genaue Werte, wie die nachstehende Gegenüberstellung der genauen Momente für einen Träger mit unendlich vielen gleichen Öffnungen zu denen der Faustformel zeigt (Abb. 111 b).

	β	=	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	$\cdot l$
Genau	Stützmoment	=	-0,926	-0,855	-0,786	-0,720	-0,656	-0,595	$\frac{g l^2}{12}$
	Feldmoment	=	+0,999	+0,995	+0,989	+0,980	+0,969	+0,955	$\frac{g l^2}{24}$
Faustformel	Stützmoment	=	-0,925	-0,850	-0,775	-0,700	-0,625	-0,550	$\frac{g l^2}{12}$
	Feldmoment	=	+1,000	+1,000	+1,000	+1,000	+1,000	+1,000	$\frac{g l^2}{24}$

Die Tabelle zeigt, daß die Faustformel bei wachsenden Auflagerbreiten $b = \beta l$ etwas zu große Feld- und zu kleine Stützmomente ergibt. Bei den üblicherweise vorkommenden Auflagerbreiten stimmen jedoch die Resultate der genauen Lösung mit denen der Faustformel außerordentlich gut überein, außerdem ist die Summe der Feld- und Stützmomente in beiden Fällen gleich groß.

Auch bei den Pilzdecken mit ihren großen Auflagerbreiten (Abschnitt IV A 3) können wir von dieser Abminderung Gebrauch machen.

2. Die kreuzweis bewehrten Platten.

a) Allgemeine Betrachtungen.

Die kreuzweis bewehrten Platten sind den Platten mit Bewehrung in einer Hauptrichtung in hohem Maße überlegen, weil der Beton hierbei in beiden Richtungen auf Biegedruck ausgenützt werden kann, und außerdem durch die Drillungsmomente eine zusätzliche Entlastung bedingt ist. Bei einer nur in der x -Richtung gespannten frei aufliegenden Platte beträgt das Moment bei gleichmäßig verteilter Last $M = q \frac{l^2}{8}$. Bei der kreuzweis gespannten quadratischen Platte mit ihren beiden Tragrichtungen sinkt aber das Moment nicht nur auf $\frac{q l^2}{16}$, sondern auf $M = \frac{q l^2}{27,43}$. Die Verminderung von $\frac{q l^2}{16}$ auf $\frac{q l^2}{27,43}$ ist eine Folge der Verdrillung.

Als Folge der Drillungsmomente liegen die Hauptspannungsmomente nicht in den Richtungen x und y . Wird ein Element $dx dy$ einer Scheibe durch die Spannungen σ_x , σ_y und τ_{xy} beansprucht, so kann man hieraus die Richtungen der Hauptspannungen σ_1 und σ_2 , für welche die Schubspannungen zu Null werden, ausrechnen. Dieselben Gleichungen gelten auch für die Ermittlung der Hauptspannungsmomente m_1 und m_2 aus den Momenten m_x , m_y , m_{xy} der Gl. (63a). Für die Richtungen m_1 und m_2 werden die Drillungsmomente zu Null. Der Verlauf der Hauptspannungsmomente (Hauptspannungstrajektorien) einer frei aufliegenden kreuzweis gespannten Platte ist in der Abb. 112 dargestellt. Die Abbildung zeigt, daß die Lasten nach den Rändern nicht in Richtung x und y , sondern über Eck abgetragen werden, womit sich geringere Spannweiten ergeben. Auch verteilen sich die Auflagerdrücke nicht gleichmäßig, sondern annähernd nach Parabeln auf die vier Ränder, wobei noch zu beachten ist, daß an den vier Ecken Zugkräfte in Höhe von $Z = -0,2375 qa^2$ auftreten, womit der nach oben gerichtete Auflagerdruck eines Randes auf $A = +1,2375 qa^2$ anwächst (Abb. 112a). Das Auftreten von Zugkräften an den Ecken kann man sich leicht an Hand der doppelt gekrümmten Biegefläche klar machen, die sich von den Ecken abheben will, wenn sie nicht durch Zwang daran gehindert wird. Andererseits erkennen wir aber auch, daß die günstige Wirkung der Drillungsmomente verloren gehen muß, wenn das Abheben der Ecken nicht verhindert wird.

Abb. 112. Abb. 112b.

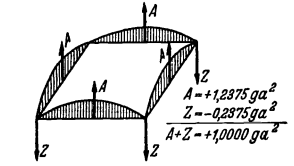
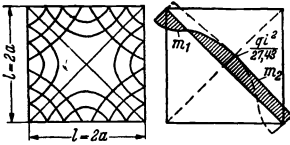


Abb. 112a. Stützkräfte bei einer Querdehnungszahl von $\nu = 1/8$.

Abb. 112b, wobei m_1 entsprechend der Zugkraft in den Ecken einen Wechsel im Vorzeichen aufweist, woraus hervorgeht, daß der Plattenstreifen in Richtung der Diagonalen sich nicht frei durchträgt, sondern auf dazu senkrecht liegenden über Eck tragenden Balkenstreifen aufgelagert ist.

Die parabelförmige Verteilung der Auflagerdrücke als Folge der Drillung ist die Ursache für das Absinken der Biegemomente von $\frac{ql^2}{16}$ auf $\frac{ql^2}{27,43}$, wie uns die Abb. 113 zeigt.

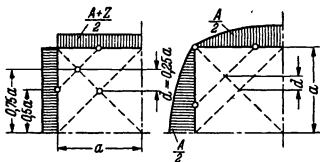


Abb. 113. Abb. 113a.

Bei gleichmäßig verteilten Auflagerdrücken nach Abb. 113 liegt der Schwerpunkt der Auflagerdrücke $\frac{A+Z}{2} = 0,5 qa^2$ der beiden Ränder bei $y = 0,75a$, während sich der Schwerpunkt der Last bei $y = 0,5a$ befindet. Der Hebelarm der inneren Kräfte beträgt also $d = 0,25a$. Bei parabelförmiger Verteilung der Auflagerdrücke (Abb. 113a) rückt der Schwerpunkt des Auflagerdruckes, insbesondere bei Berücksichtigung der Zugkraft Z an der Ecke wesentlich näher an den Schwerpunkt der Auflast heran, wodurch die Biegemomente zurückgehen. Damit ist gezeigt, warum infolge der Drillung, durch die das Abtragen der Lasten über Eck bewirkt wird, die Biegemomente bei einer Querdehnungszahl von $\nu = 0$ von $\frac{ql^2}{16}$ auf $\frac{ql^2}{27,43}$ absinken.

Bei durchlaufenden kreuzweis eingespannten Platten ist die Wirkung der Drillung viel geringer. Das Feldmoment eines beiderseits eingespannten Balkens ist dreimal kleiner als eines frei aufgelagerten. Infolgedessen bringt das Abtragen der Lasten über Eck keinen wesentlichen Vorteil bzw. keine wesentliche Verminderung für Biegemomente. Die Folge davon ist, daß der größte Teil der Last in den x - und y -Richtungen abgetragen wird. Bei einer eingespannten Platte mit

nur einer Tragrichtung beträgt das Biegemoment $\frac{ql^2}{24}$, bei einer kreuzweis gespannten quadratischen Platte ist das Biegemoment $\frac{ql^2}{56,35}$ und liegt demnach nur wenig unter dem Wert $\frac{1}{2} \frac{ql^2}{24}$, woraus wir ersehen, daß entsprechend den obigen Darlegungen der Einfluß der Drillung bei eingespannten Platten nur gering ist.

b) Die Berechnung der einzelnen Felder der kreuzweis gespannten Platten.

Die Probleme, die sich bei durchgehenden Plattenfeldern (Abb. 114) ergeben, sind äußerst kompliziert, weil sich die einzelnen Plattenfelder gegenseitig beeinflussen, denn nicht nur die Randträger, sondern auch die Platten selbst sind durchlaufende Träger. Nun ist aber die Steifigkeit der Randbalken wesentlich größer als die der Platten, so daß man ohne größere Fehler davon ausgehen kann, daß die verschiedenen Plattenfelder der Abb. 114 an den einzelnen Rändern entweder frei aufliegend oder fest eingespannt sind. Damit kommt man je nach Zahl und Lage der freigelagerten oder fest eingespannten Ränder zu den sechs verschiedenen Plattenarten der Abb. 115.

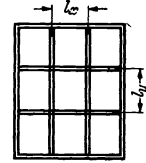


Abb. 114.

Eine weitere Vereinfachung der Berechnung der kreuzweis gespannten Platten des Hochbaues folgt aus den Näherungsgleichungen von MARCUS, welche auf Grundlage der strengen Theorie aufgestellt und in die

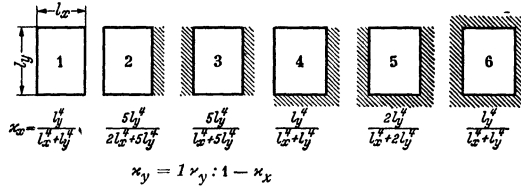


Abb. 115.

deutschen Bestimmungen für Eisenbeton aufgenommen wurden und mit denen die sechs Plattenarten der Abb. 115 ohne Zuhilfenahme der Differentialgleichung (63) berechnet werden können. Sie lauten:

$$(67) \quad \begin{cases} \max M_x = M_x \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \frac{M_x}{\mathfrak{M}_x} \right] = M_x v_x, \\ \max M_y = M_y \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \frac{M_y}{\mathfrak{M}_y} \right] = M_y v_y. \end{cases}$$

Hierbei bedeuten \mathfrak{M}_x und \mathfrak{M}_y die Momente einer frei aufliegenden Platte, bei welcher die gesamte Last q nur in einer Richtung abgetragen wird, $\mathfrak{M}_x = q \frac{l_x^2}{8}$,

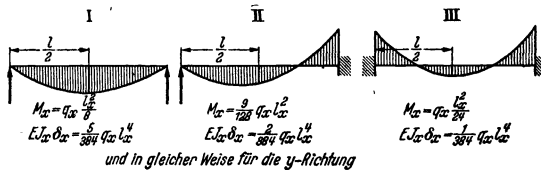


Abb. 116.

$\mathfrak{M}_y = q \frac{l_y^2}{8}$. M_x und M_y dagegen sind die Biegemomente der nach beiden Richtungen tragenden Platte unter Berücksichtigung der jeweils vorliegenden

Stützungsart, aber ohne Berücksichtigung der Wirkung der Drillungsmomente. Die drei möglichen Stützungsarten mit den zugehörigen Feldmomenten und Durchbiegungen in Feldmitte sind in der Abb. 116 wiedergegeben, q_x und q_y sind hierbei die Anteile der Gesamtlast q , die in den x - bzw. y -Richtungen abgetragen werden. Zur Ermittlung dieser Anteile wird die gleichmäßig verteilte Einheitslast q derart in q_x und q_y zerlegt, daß im Plattenmittelpunkt die Mittelstreifen in Richtung x und y für die Lasten q_x bzw. q_y die gleiche Durchbiegung aufweisen, und zwar

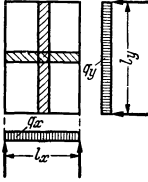


Abb. 117.

$$\delta_x \cdot E J_x = \alpha_x \frac{q_x l_x^4}{384}, \quad \delta_y \cdot E J_y = \alpha_y \frac{q_y l_y^4}{384}.$$

Mit Rücksicht auf die in den x - und y -Richtungen gleiche Plattenstärke darf bei Vernachlässigung der verschieden starken Eiseneinlagen $J_x = J_y$ gesetzt werden. Unter Beachtung, daß $q_x + q_y = q$ ist, ergeben sich aus der Gleichsetzung von $\delta_x = \delta_y$

$$(67a) \quad q_x = q \frac{\alpha_y l_y^4}{\alpha_x l_x^4 + \alpha_y l_y^4} = \alpha_x q, \quad q_y = q \frac{\alpha_x l_x^4}{\alpha_x l_x^4 + \alpha_y l_y^4} = \alpha_y q, \quad \alpha_x + \alpha_y = 1.$$

Nach Einsetzen der Zahlenwerte α_x und α_y nach Abb. 116 ergeben sich die in Abb. 115 eingetragenen Werte von α_x , während $\alpha_y = 1 - \alpha_x$ wird.

Die Größen $\max M_x$ und $\max M_y$ sind die tatsächlich auftretenden Biegemomente bei Berücksichtigung der Entlastung durch die Drillungsmomente; diese Entlastung ist durch die Faktoren ν_x und ν_y gekennzeichnet.

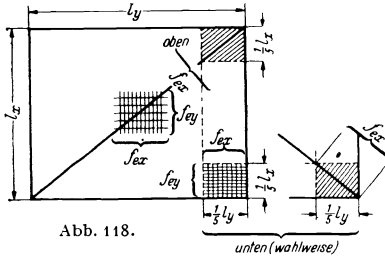


Abb. 118.

Sobald die Platte biegefest mit den benachbarten Platten verbunden ist, d. h. durchlaufend wirkt, ist die Entlastung durch die Drillungsmomente nicht sehr groß und deshalb braucht man diese nicht nachzuweisen oder eine zusätzliche Drillungsbewehrung einzulegen. Das gleiche gilt auch schon dann, wenn die freiaufliegende Platte biegefest an die Randbalken, durch deren Verdrehungssteifigkeit eine gewisse Einspannung gesichert wird, angeschlossen ist.

Besteht keine biege feste Verbindung mit den Randbalken oder den Nachbarfeldern, so muß entweder der Abminderungsfaktor ν durch $\frac{1 + \nu}{2}$ ersetzt werden,

oder die Ecken müssen auf den Strecken $\frac{\max l}{5}$ für die Aufnahme der Drillungsmomente eine besondere Eckbewehrung nach Abb. 118 erhalten. Diese ist auf der Oberseite gleichlaufend mit der Diagonale, auf der Unterseite dazu senkrecht entsprechend dem Verlauf der negativen und positiven Hauptspannungsmomente nach Abb. 112 angeordnet. Diese Bewehrungen müssen ebenso kräftig sein wie die größere Bewehrung in Feldmitte.

Da die kreuzweis gespannten Platten fast ausschließlich über mehrere Felder durchlaufend ausgebildet werden und auch an den freien Rändern mit Randbalken versehen werden, ist nur in Ausnahmefällen diese Drillungsbewehrung notwendig.

Zahlenbeispiel α . Frei aufliegende Platte $l_x : l_y = 2 : 3$ (Plattenart 1).

$$q_x = \frac{3^4}{3^4 + 2^4} q = \frac{81}{97} q, \quad q_y = \frac{16}{97} q, \quad \alpha_x = \frac{q l_x^2}{8}, \quad M_x = q_x \frac{l_x^2}{8} = \frac{81}{97} q \frac{l_x^2}{8},$$

$$\alpha_y = \frac{q l_y^2}{8}, \quad M_y = q_y \frac{l_y^2}{8} = \frac{16}{97} q \frac{l_y^2}{8},$$

$$\max M_x = q \frac{l_x^2}{8} \frac{81}{97} \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{2}{3} \right)^2 \frac{81}{97} \right] = 0,1042 q l_x^2 \cdot 0,691 = \frac{q l_x^2}{13,87}, \quad \nu_x = 0,691,$$

$$\max M_y = q \frac{l_y^2}{8} \frac{16}{97} \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{3}{2} \right)^2 \frac{16}{97} \right] = 0,0206 q l_y^2 \cdot 0,691 = \frac{q l_y^2}{70,30}, \quad \nu_y = 0,691.$$

In der Abb. 119 sind die Momente M_x und M_y aufgetragen. Die Linie a zeigt den parabelförmigen Verlauf der Momente M_x längs x für einen Streifen in Feldmitte. Je größer y ist, um so kleiner müssen die Momente werden, denn an den Rändern selbst muß für $y = \pm b$ $M_x = 0$ sein, da hier die Durchbiegung Null wird (s. Linie b). Die Momentenlinien ersetzt man durch Trapeze, deren Eckpunkte von den Rändern den Abstand $l_x/4$ haben. Desgleichen zeigt die Linie c den Verlauf von M_y in Richtung y und die Linie d in Richtung x . Die Linie c gibt an, daß die Momente M_y in Feldmitte schon wieder zurückgehen (vgl. hierzu die Abb. 110, welche den Verlauf für ein noch größeres Seitenverhältnis $l_y = l_x$ zeigt).

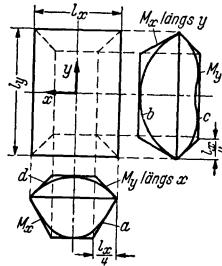


Abb. 119.

Zahlenbeispiel β . Gegeben ist die gleiche Platte wie unter α , jedoch mit eingespannten Rändern.

Für q_x, q_y und M_x, M_y erhalten wir die gleichen Werte wie in Beispiel α .

Dagegen ist: $M_x = \frac{81}{97} q \frac{l_x^2}{24}, M_y = \frac{16}{97} q \frac{l_y^2}{24}$ und damit ergibt sich

$$\max M_x = \frac{81}{97} q \frac{l_x^2}{24} \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{2}{3} \right)^2 \frac{81 \cdot 24}{1} \right] = 0,0348 q l_x^2 \cdot 0,897 = \frac{q l_x^2}{32,04}, \quad \nu_x = 0,897,$$

$$\max M_y = \frac{16}{97} q \frac{l_y^2}{24} \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{3}{2} \right)^2 \frac{16 \cdot 24}{1} \right] = 0,069 q l_y^2 \cdot 0,897 = \frac{q l_y^2}{162,2}, \quad \nu_y = 0,897.$$

Der Verlauf der Momente ist in der Abb. 120 durch die umhüllenden Trapeze dargestellt, die für die Bemessung maßgebend sind.

Die beiden Zahlenbeispiele zeigen uns nun, daß bei Einspannung der Platten die Entlastung durch die Drillungsmomente schon sehr gering ist und die Biegemomente in der y -Richtung für $l_y : l_x = 3 : 2$ schon so klein sind, daß fast die gesamte Last $\left(\frac{81}{97} \right)$ in der x -Richtung abgetragen wird. Wird l_y im Verhältnis zu l_x noch größer, so wirkt die kreuzweis bewehrte Platte schon wie eine Platte mit Hauptbewehrung in einer Richtung, wobei dann in der y -Richtung nur die in Abb. 110 dargestellten Momente als Folge der Randstörung bei $y = \pm b$ verbleiben. Kreuzweis bewehrte Platten sind deshalb nur bis zu dem Verhältnis $l_y : l_x = 3 : 2$ vorteilhaft.

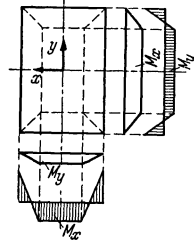


Abb. 120.

Für das Verhältnis der größeren zur kleineren Spannweite größer als 1,5 ist deshalb auch die gleiche Nutzhöhe h_u (bezogen auf die untere Eiseneinlage) wie bei den Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung vorgeschrieben, während für kleinere Verhältnisse wegen der doppelten Tragwirkung die Nutzhöhe bei allseitig

frei aufliegenden Platten zu $h_u = \frac{l}{50}$, bei durchlaufenden oder eingespannten Platten zu $h_u = \frac{l}{60}$ gewählt werden darf, wobei für l die kleinere Spannweite einzusetzen ist.

c) Die Berechnung von durchlaufenden Platten.

Da die Tragbalken wesentlich steifer als die Platten sind, durften wir bei durchgehender Belastung die elastische Einspannung der durchlaufenden Platte durch eine starre Einspannung ersetzen und an Stelle der durchlaufenden mit Einzelplatten nach Abb. 115 rechnen. Hieraus ergibt sich für die Ermittlung der größten Verkehrslastmomente eine weitere Vereinfachung. Die größten Feldmomente erhält man bei schachbrettartiger Belastung nach Abb. 121, die man in eine durchgehende, für alle Felder gleiche Belastung $q' = g + \frac{p}{2}$ und eine in jeder Richtung antisymmetrische Belastung $q'' = \pm \frac{p}{2}$ zerlegen kann.

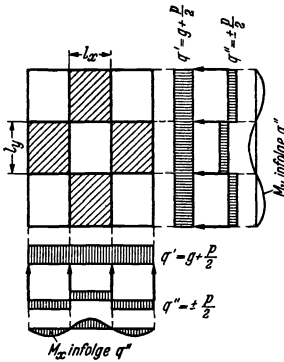


Abb. 121.

$$(67b) \quad q' = g + \frac{p}{2}, \quad q'' = \pm \frac{p}{2}.$$

Für die gleichförmige Last q' sind die einzelnen Felder entsprechend den sechs Plattenarten der Abb. 115, für die antisymmetrische Last q'' dagegen nach Plattenart 1 zu berechnen. In der Abb. 122 sind für verschiedene Plattenstreifen die Plattenarten für die Last q' angegeben, für q'' ist für alle Felder die Plattenart 1 maßgebend.

Die Berechnung der Stützmente erfolgt gemäß den Randbedingungen der Abb. 115, woraus sich $M = -q \times \frac{l^2}{8}$ bzw. $M = -q \times \frac{l^2}{12}$ ergeben. Jedoch entstehen daraus Unstimmigkeiten, wenn zwei verschiedene Plattenarten zusammenstoßen, wie z. B. bei Abb. 122a bei Übergang von Platte 3 zu Platte 2. Hier rechnet man zweckmäßig mit dem Mittelwert $M = -q \times \frac{l^2}{10}$. Die Werte κ sind hierbei mit den Indizes der maßgebenden Richtungen zu versehen. Demnach ergeben sich für die verschiedenen Ränder a, b, c der Abb. 122 folgende Stützmente:

$$(67c) \quad \begin{cases} M_x^a = -q \times \kappa_x \frac{l_x^2}{8} \text{ bzw. } M_y^a = -q \times \kappa_y \frac{l_y^2}{8} & \text{bei einseitig eingespannten Platten,} \\ M_x^c = -q \times \kappa_x \frac{l_x^2}{12} \text{ bzw. } M_y^c = -q \times \kappa_y \frac{l_y^2}{12} & \text{bei beiderseits eingespannten} \\ M_x^b = -q \times \kappa_x \frac{l_x^2}{10} \text{ bzw. } M_y^b = -q \times \kappa_y \frac{l_y^2}{10} & \text{wenn einseitig und voll eingespannte Platten aneinanderstoßen.} \end{cases}$$

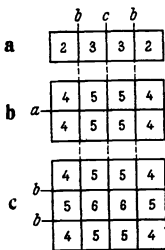


Abb. 122.

Die maßgebenden Achsen a, b, c sind in der Abb. 122 eingetragen.

In dem Betonkalender sind für alle Plattenarten und alle in Frage kommenden Verhältnisse der größeren zur kleineren Spannweite die Lastanteile q_x und q_y sowie die Abminderungswerte infolge der Drilling ν_x und ν_y angegeben. Dem Bemessungsbuch von LÖSER dagegen können auch die endgültigen Momente für alle Plattenarten entnommen werden.

Bei schachbrettartiger Verkehrsbelastung werden die Träger auf Verdrehen beansprucht. Hierdurch ergibt sich eine gewisse Verminderung der Feldmomente und damit ein Ansteigen der Stützmente der Platte. Bei dem am Rande eines Plattenfeldes liegenden Deckenfelde macht sich diese Entlastung auch bezüglich der Eigengewichtsmomente bemerkbar. Will man von dieser Entlastung Gebrauch machen, so muß hierfür der rechnerische Nachweis geführt werden, und die Träger müssen zusätzlich auf Verdrehen berechnet werden.

Bei Berechnung der kreuzweis gespannten Platten für Einzellasten darf ebenfalls das Näherungsverfahren von MARCUS verwendet werden.

d) Die Berechnung der Balkenroste der kreuzweis gespannten Platten.

Sobald die Kreuzungspunkte der Balken durch Säulen unterstützt sind, wirken die Balken als durchlaufende Träger. Wir müssen deshalb zunächst die Lastanteile der q_x und q_y bestimmen, die von den einzelnen Platten an die Balken abgegeben werden. Diese Werte q_x und q_y , die für die Ermittlung der Momente notwendig waren, sind für die einzelnen Plattenarten unter der Abb. 115 aufgetragen. Während mittels dieser Lastanteile die Biegemomente der einzelnen Plattenarten sehr genau bestimmt werden konnten, geben sie aber für die Berechnung der Stützdrücke der Platten auf die Balken bei den kürzeren Seiten der Rechtecke sehr unzuverlässige Werte; hierzu kommt noch, daß vor allem bei diesen kürzeren Seiten der Verlauf der Stützdrücke, wie aus dem Vergleich mit der Abb. 112a hervorgeht, nicht gleichmäßig ist, sondern sich nach Kurven vollzieht. Nach den deutschen Bestimmungen dürfen jedoch bei gleichmäßig belasteten kreuzweis bewehrten Platten die Werte q_x und q_y der Abb. 115 als gleichmäßig verteilt angesehen werden, und zwar in Ermangelung eines besseren Verfahrens.

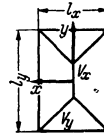


Abb. 123.

Für den Sonderfall gleichmäßiger Randbedingungen aller vier Ränder, d. h. entweder bei ringsum freier Auflagerung oder ringsum fester Einspannung der Platten hat MARCUS in seiner Arbeit über das Näherungsverfahren für die Berechnung kreuzweis gespannter Platten gezeigt, daß die Lastverteilung sehr genau durch die Abb. 123 gegeben ist. Danach ergibt sich für die kleinere Kante l_x ein

Gesamtstützdruck von $V_y = q \frac{l_x^2}{4}$. Berechnet man nun zum Vergleich den Gesamtauflegerdruck aus dem Lastanteil q_y bei gleichmäßiger Verteilung, so erhält man:

$$V'_y = q_y \frac{l_y}{2} l_x.$$

Damit ergibt sich für
bei Plattenart 1, 4, 6

$l_y = 1,00$	$1,50$	$2,00 \cdot l_x$
$q_y = 0,500$	$0,165$	$0,059 \cdot q$

$$V'_y = 1,000 \quad 0,495 \quad 0,236 \cdot q \frac{l_x^2}{4}.$$

Für $l_x = l_y$ stimmt V'_y mit V_y überein, je größer aber $\frac{l_y}{l_x}$ wird, um so wesentlicher werden die Fehler. Diese Unsicherheit wird bei verschiedenen Randbedingungen noch größer. Dazu kommt aber noch, daß die Stützdrücke, wie schon aus der Abb. 112a hervorgeht, sich nicht gleichmäßig über die Kanten des Rechtecks verteilen, sondern die Stützdrücke sind nach den Mitten verlagert, so daß die Biegemomente der Tragbalken, die aus den gleichmäßig verteilten Stützdrücken errechnet werden, von den tatsächlichen Momenten noch mehr als die Werte V'_y von V_y abweichen, d. h. man erhält damit für die Balken in Richtung der kürzeren Spannweiten mehrfach zu kleine Biegemomente.

a) Für die frei aufliegende Platte der Abb. 124, deren Randbalken an den vier Ecken auf Säulen gelagert sind, läßt sich der Nachweis hierfür sehr leicht erbringen. Bei der folgenden Untersuchung wird vorausgesetzt, daß die Randträger keine Verdrehungssteifigkeit besitzen, so daß wir mit einer tatsächlich frei aufliegenden Platte rechnen können. Die Gesamtmomente des auf den vier Ecksäulen gelagerten, aus Balken und Platte bestehenden Tragwerks sind statisch bestimmt, wir bezeichnen sie mit M_x und M_y . Von diesen Gesamtmomenten wird der Anteil M_x und M_y , von den Balken und der Rest durch die Biegemomente der Platte getragen, die entsprechend der Gl. (67) bekannt sind bzw. den Tafeln von LÖSER entnommen werden können,

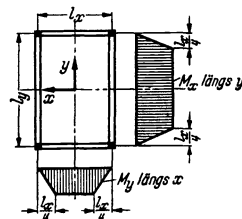


Abb. 124.

so daß die tatsächlichen Balkenmomente M_x und M_y als die Differenz von M und den Plattenmomenten der gesamten Feldbreite berechnet werden können.

Die Plattenmomente sollen von nun an zum Unterschied von den Balkenmomenten die Bezeichnungen m_x und m_y tragen. Ihren Verlauf können wir nach MARCUS den Trapezen der Abb. 119 und 120 entsprechend annehmen. Durch Ersatz der Kurven durch die Trapeze rechnen wir mit etwas zu großen Plattenmomenten und damit mit etwas zu geringen Balkenmomenten, d. h. wir rechnen etwas zu günstig. Von der Platte werden demnach die folgenden Momente übernommen:

$$(68) \left\{ \begin{array}{l} \text{In der } x\text{-Richtung: } m_x \left(l_y - \frac{l_x}{4} \right) \\ \text{In der } y\text{-Richtung: } m_y \frac{3}{4} l_x. \end{array} \right\} \text{ Diese Gleichungen gelten für alle sechs Plattenarten.}$$

Die Gesamtmomente betragen, wenn wir das Balkengewicht, das für diese Untersuchung keine Bedeutung hat, zu Null setzen,

$$\bar{m}_x = \frac{q l_x^2}{8} l_y, \quad \bar{m}_y = \frac{q l_y^2}{8} l_x.$$

In der nachstehenden Tabelle sind nun für verschiedene Verhältnisse $\frac{l_y}{l_x}$ die Plattenmomente m_x und m_y angegeben, die dem Buch von LÖSER entnommen wurden, aber auch rasch mittels der Gl. (67) berechnet werden können. Darunter stehen dann die Biegemomente der beiden Randbalken als Differenz der Gesamtmomente und der Plattenmomente

$$(68a) \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{M}_x = \bar{m}_x - m_x \left(l_y - \frac{l_x}{4} \right), \quad \text{wobei } \bar{m}_x = \frac{q l_x^2}{8} l_y, \\ \mathfrak{M}_y = \bar{m}_y - m_y \frac{3}{4} l_x \quad \quad \quad \bar{m}_y = \frac{q l_y^2}{8} l_x. \end{array} \right.$$

$l_y = 1,00$	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	l_x
$m_x = 0,0364$	0,0514	0,0657	0,0777	0,0874	0,0947	$q l_x^2$ Plattenmomente je m Plattenart 1
$m_y = 0,0364$	0,0248	0,0171	0,0119	0,0082	0,0059	$q l_y^2$
$A \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{M}_x = 0,0977 \\ \mathfrak{M}_y = 0,0977 \end{array} \right.$	0,0843	0,0711	0,0594	0,0496	0,0422	$q l_x^2 l_y$ Momente für je zwei Randbalken zusammen
	0,1063	0,1122	0,1160	0,1188	0,1208	$q l_y^2 l_x$

Zum Vergleich werden nun nach der üblichen Berechnungsweise die Balkenmomente aus den Lastanteilen q_x und q_y unter der Voraussetzung, daß die daraus für zwei sich gegenüberliegende Randbalken folgenden Stützdrücke $q_y l_y$ und $q_x l_x$ gleichmäßig verteilt sind, ermittelt. Die Lastanteile sind ebenfalls dem Buch von LÖSER für die Plattenart 1 entnommen.

$$\mathfrak{M}_x = q_y l_y \frac{l_x^2}{8}, \quad \mathfrak{M}_y = q_x l_x \frac{l_y^2}{8},$$

$l_y = 1,00$	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	l_x
$q_x = 0,500$	0,675	0,794	0,867	0,913	0,941	q
$q_y = 0,500$	0,325	0,206	0,133	0,087	0,059	q
$B \left\{ \begin{array}{l} \mathfrak{M}_x = 0,0625 \\ \mathfrak{M}_y = 0,0625 \end{array} \right.$	0,0406	0,0258	0,0166	0,0109	0,0074	$q l_x^2 l_y$ Momente für je zwei Randbalken zusammen
	0,0844	0,0993	0,1083	0,1140	0,1177	$q l_y^2 l_x$

Der Vergleich der tatsächlichen Balkenmomente A mit denen nach der üblichen Berechnungsweise zeigt, daß schon bei der quadratischen Platte die tatsächlichen Biegemomente um 60 % größer sind. Das ist eine Folge der parabelförmigen Verteilung der Stützdrücke nach Abb. 112 a, durch die wesentlich höhere Balkenmomente ausgelöst werden. Noch einfacher ist diese Tatsache zu verstehen, wenn man davon ausgeht, daß durch die Drillung, welche die parabelförmige Verteilung der Stützdrücke bedingt, die Plattenmomente von $\frac{q l^2}{16}$ auf $\frac{q l^2}{27,43}$ zurückgehen. Das kann aber nur auf Kosten der Balkenmomente erfolgen, die daher entsprechend ansteigen müssen.

Betrachten wir nun eine längliche Platte mit $\frac{l_y}{l_x} = 2,00$, so zeigt sich, daß die Biegemomente \mathfrak{M}_y der längeren Balken bei *A* und *B* sehr gut übereinstimmen, hier gibt die übliche Berechnungsweise annähernd richtige Resultate (0,1206 gegen 0,1177), dagegen sind die Resultate bei den kürzeren Balken in um so höherem Maße falsch. Die genauen Momente sind durch den Faktor 0,0422, die nach der üblichen Berechnungsweise durch 0,0074 gekennzeichnet, d. h. die tatsächlichen Momente sind rd. 5,7fach größer, womit nachgewiesen wurde, daß die übliche Berechnungsweise nicht tragbar ist.

β) Bei den eingespannten Platten ist die Entlastung der Plattenmomente durch die Drillung unwesentlich und damit ist zu erwarten, daß die Unterschiede zwischen den tatsächlichen Momenten und denen nach der üblichen Berechnungsweise geringer sind. Die nachstehenden Tabellen enthalten die Ergebnisse für dieselbe Platte der Abb. 124, jedoch mit fest eingespannten Rändern.

Die tatsächlichen Biegemomente im Feld folgen aus den nachstehenden Entwicklungen.

An Stelle von $\overline{\mathfrak{M}}_x = \frac{q l_x^2}{8} l_y$ und $\overline{\mathfrak{M}}_y = \frac{q l_y^2}{8} l_x$ treten jetzt in die Gl. (68a) die Werte $\overline{M}_x = \frac{q l_x^2}{24} l_y$ und $\overline{M}_y = \frac{q l_y^2}{24} l_x$.

		$l_y = 1,00$	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	l_x
		$m_x = 0,0179$	0,0244	0,0293	0,0328	0,0350	0,0367	$q l_x^2$
		$m_y = 0,0179$	0,0118	0,0076	0,0050	0,0033	0,0023	$q l_y^2$
<i>A</i>	M_x	0,0283	0,0224	0,0176	0,0140	0,0116	0,0096	$q l_x^2 l_y$
	M_y	0,0283	0,0328	0,0360	0,0380	0,0392	0,0400	$q l_y^2 l_x$

Dagegen erhält man nach der üblichen Berechnungsweise aus q_x bzw. q_y Werte, die bei der Plattenart 6 bei allseitiger Einspannung die gleichen sind wie bei der frei aufliegenden Platte. Danach ergeben sich aus $M_x = q_y l_y \frac{l_x^2}{24}$, $M_y = q_x l_x \frac{l_y^2}{24}$ nachstehende Momente

		$l_y = 1,00$	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	l_x
<i>B</i>	M_x	0,0209	0,0136	0,0086	0,0056	0,0036	0,0025	$q l_x^2 l_y$
	M_y	0,0209	0,0282	0,0331	0,0362	0,0381	0,0392	$q l_y^2 l_x$

Der Vergleich der Momente *A* und *B* zeigt, daß bei eingespannten Platten die Unstimmigkeiten etwas zurückgehen. Bei der quadratischen Platte beträgt der Unterschied nur noch 35 % (0,0283 gegen 0,0209) und für $\frac{l_y}{l_x} = 2$ rd. 385 % (0,0096 gegen 0,0025). Ähnlich liegen die Unterschiede auch bei den Stützmomenten. Es ergibt sich für die quadratische Platte ein Faktor von 0,0520 gegen 0,0417 und für M_x bei $\frac{l_y}{l_x} = 2$ ein Faktor von 0,0147 gegen 0,0050.

Diese Ausführungen zeigen, daß es in keiner Weise zulässig ist, die Balkenbiegemomente aus den gleichmäßig verteilten Stützdrücken, die sich aus den Lastanteilen q_x und q_y berechnen, zu ermitteln, sondern daß es notwendig ist, von den Biegemomenten \mathfrak{M} des Gesamttragwerks auszugehen, wobei in der Gl. (68a), die für eine frei aufliegende Einfeldplatte aufgestellt war, bei durchlaufenden Plattenfeldern die Biegemomente \overline{M} des durchlaufenden Trägers zu treten haben. Für durchlaufende Plattenfelder lauten demnach die Gleichungen für die Momente des durchlaufenden Trägers in der *x*- und *y*-Richtung

$$(68b) \quad \begin{cases} M_x = \overline{M}_x - m_x \left(l_y - \frac{l_x}{4} \right), \\ M_y = \overline{M}_y - m_y \cdot \frac{3}{4} l_x, \end{cases}$$

wobei \bar{M}_x und \bar{M}_y die Biegemomente des durchlaufenden, aus Platte und Balken bestehenden Tragwerks sind.

e) Das genauere Rechenverfahren zur Ermittlung der Balkenmomente¹ soll an einem Zahlenbeispiel für das durchlaufende Deckenfeld der Abb. 125 gezeigt werden und zwar für die l_x -Richtung. Hierbei wird das Gesamttragwerk, bestehend aus Platten und Trägern, als ein durchlaufender Träger aufgefaßt, wobei wir in der l_y -Richtung viele Felder voraussetzen.

Gegeben sind $l_x = 6,00$ m, $l_y = 7,80$ m, $g = 0,4$ t/m², $p = 0,3$ t/m². Trägergewicht $g_0 = 0,60$ t/m.

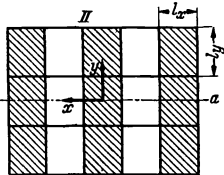


Abb. 125.



Abb. 125 a.

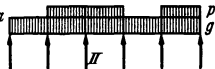


Abb. 125 b.

Hieraus folgt $q' = g + \frac{p}{2} = 0,55$ t/m²,

$$q'' = \pm \frac{p}{2} = \pm 0,15$$
 t/m².

α) Feldweis wechselnde Last zur Bestimmung des größten Feldmoments des Trägers in der dritten Öffnung (Abb. 125 a). Für den Gesamtträger ist für die Feldbreite l_y :

$$\bar{g} = 0,4 \cdot 7,80 + 0,60 = 3,72$$
 t/m,

$$\bar{p} = 0,3 \cdot 7,80 = 2,34$$
 t/m.

Danach ergibt sich nach den Tabellen des Fünffeldträgers das größte Feldmoment in der Mittelöffnung zu:

$$\bar{M}_F = 0,0462 \cdot 3,72 \cdot 6^2 + 0,0855 \cdot 2,34 \cdot 6^2 = 6,18 + 7,20 = 13,38$$
 tm.

Davon sind die Plattenmomente auf die Breite l_y abzuziehen.

Für $q' = 0,55$ t/m², Plattenart 6, $l_y/l_x = 1,30$ ist

$$m_x = 0,55 \frac{6^2}{36,89} = 0,537$$
 tm.

Für $q'' = 0,15$ t/m², Plattenart 3, $l_y/l_x = 1,30$ ist

$$m_x = 0,15 \frac{6^2}{26,97} = 0,201$$
 tm.

Das gesamte von der Platte getragene Moment ist demnach:

$$\left(l_y - \frac{l_x}{4} \right) (0,537 + 0,201) = 6,30 \cdot 0,738 = 4,65$$
 tm.

Von dem Träger ist aufzunehmen

$$M_F = \bar{M}_F - 4,65 = 13,38 - 4,65 = 8,73$$
 tm.

β) Das Stützmoment an der Stütze II (Abb. 125 b)

$$\bar{M}_S = -0,079 \cdot 3,72 \cdot 6^2 - 0,111 \cdot 2,34 \cdot 6^2 = -10,57 - 9,36 = -19,93$$
 tm.

Plattenmomente an der Stütze nach Gl. (67 c)

für $q' = 0,55$ t/m², Plattenart 6:

$$m_x = -q' \cdot \alpha_x \frac{l_x^2}{12} = -0,55 \cdot 0,741 \frac{6^2}{12} = -1,224$$
 tm,

für $q'' = 0,15$ t/m², Plattenart 5:

$$m_x = -q'' \cdot \alpha_x \frac{l_x^2}{8} = -0,15 \cdot 0,587 \frac{6^2}{8} = -0,396$$
 tm.

Das gesamte von der Platte getragene Moment ist demnach

$$-\left(l_y - \frac{l_x}{4} \right) (1,224 + 0,396) - 6,30 \cdot 1,62 = -10,20$$
 tm,

von dem Träger ist demnach aus der Stütze II aufzunehmen

$$M_{II} = -19,93 + 10,20 = -9,73$$
 t/m.

¹ Eine ausführlichere und genauere Darstellung des Problems s. F. DISCHINGER: Kritische Betrachtungen zu den deutschen Bestimmungen für die Berechnung der Trägerroste kreuzweise gespannter Platten. Beton u. Eisen 41 (1942) S. 86.

Die Auffassung, daß das gesamte Tragwerk aus Platten und Trägern als ein durchlaufender Träger aufzufassen ist, wird auch durch die Untersuchungen über die Pilzdecken bestätigt, wonach die strenge Theorie für eine Feldbreite dieselben Gesamtmomente und Stützdrücke ergibt wie die Theorie des durchlaufenden Trägers oder Rahmens.

Bei den kreuzweis gespannten Plattenfeldern muß dies um so mehr der Fall sein, weil durch die in Richtung dieser Stützmomente verlaufenden Träger weitgehend eine gleichmäßige Verdrehung des ganzen Felderstreifens gewährleistet ist.

3. Die Pilzdecken.

Die Pilzdecken sind kreuzweis bewehrte Stahlbetonplatten, die ohne Zwischenschaltung von Balken unmittelbar auf Stahlbetonsäulen ruhen und mit diesen biegefest verbunden sind. Zwischen die trägerlose Platte und die Tragsäule sind die Pilzköpfe zwecks einer besseren Lastverteilung einzuschalten (Abb. 126).

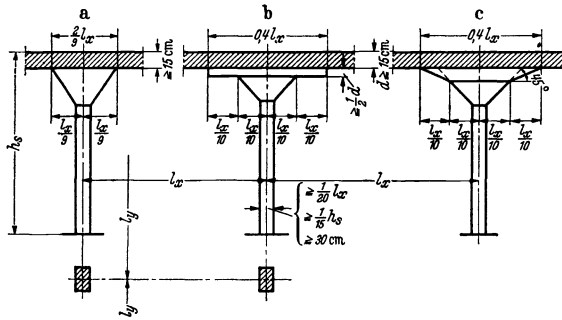


Abb. 126.

Ohne diese Pilzköpfe würden sich am Übergang von der Platte zur Säule zu hohe Schub- und Biegungsspannungen ergeben.

Wie an Hand der strengen Theorie nachgewiesen ist, wirkt die Pilzdecke in beiden Richtungen wie ein durchlaufender Träger mit elastisch eingespannten Stützen bzw. wie ein Stockwerkrahmen, wobei angenommen werden darf, daß dieser durchlaufende Träger auf den querlaufenden Stützenreihen wie auf einer stetigen Unterlage ruht. Die ungünstigsten Feld- und Stützmomente in jeder Richtung sind nach der Theorie der durchlaufenden Rahmen zu berechnen. Die Riegel der stellvertretenden Rahmen haben die Spannweiten l_x und l_y , die Querschnittsbreiten l_y und l_x und als Querschnittshöhe die Deckendicke d , so daß die Trägheitsmomente aus $J_x = l_y \frac{d^3}{12}$ bzw. $J_y = l_x \frac{d^3}{12}$ folgen.

Aus der Rahmentheorie ergeben sich dann die Biegemomente des Riegels für eine Feldbreite l_x bzw. l_y . Die tatsächliche Verteilung dieser nach der Rahmentheorie für eine Feldbreite ermittelten Gesamtmomente zeigt die Abb. 127. Hierbei ist bei den positiven Feldmomenten und den negativen Stützmomenten ihre Verteilung hinreichend genau durch die nachstehenden Gleichungen gegeben.

$$(69) \left\{ \begin{array}{l} \text{Für } x = 0, m_x = \frac{M_x}{l_y} \left(1 - \frac{1}{5} \cos \pi \frac{y}{b} \right), \text{ hieraus folgt für } \left\{ \begin{array}{l} y = 0, m_x = \frac{M_x}{l_y} \frac{4}{5}, \\ y = b, m_x = \frac{M_x}{l_y} \frac{6}{5}, \end{array} \right. \\ \text{für } x = \pm a, m_x = \frac{M_x}{l_y} \left(1 - \frac{3}{5} \cos \pi \frac{y}{b} \right), \text{ hieraus folgt für } \left\{ \begin{array}{l} y = 0, m_x = \frac{M_x}{l_y} \frac{2}{5}, \\ y = b, m_x = \frac{M_x}{l_y} \frac{8}{5}, \end{array} \right. \end{array} \right.$$

wobei M_x die nach der Rahmentheorie für die Feldbreite l_y ermittelten Momente und $\frac{M_x}{l_y}$ das gemittelte Moment pro 1 m Tiefe der Platte sind. Die Gl. (69) zeigt, daß das Feldmoment sich einigermaßen gleichmäßig auf die Breite l_y verteilt; das kleinste Moment verhält sich zum größten wie $\frac{4}{5} : \frac{6}{5} = 2 : 3$, dagegen ergibt sich bei dem Stützmoment ein Verhältnis von 2 : 8. Die Verteilung der Momente M_y in Richtung x ist die gleiche.

Der einfacheren Rechnung wegen teilt man die Feldbreite in einen Feldstreifen von der Breite $0,5 l$ und zwei Gurtstreifen mit je $0,25 l$ Breite ein und ersetzt die nach Kurven verlaufende Momentenverteilung durch eine geradlinige, wobei von den positiven Feldmomenten 45% auf den Feldstreifen und 55% auf die beiden Gurtstreifen zu rechnen sind, während von den negativen Stützmomenten

in den Säulenfluchten 25% den Feldstreifen und 75% den beiden Gurtstreifen zuzuweisen sind (Abb. 127).

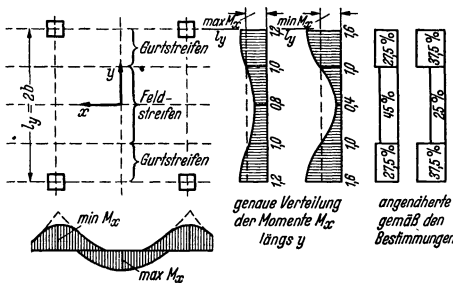


Abb. 127.

Wird der Rand einer Pilzdecke stetig unterstützt, so darf in den unmittelbar am Rande liegenden, zur Auflagerlinie gleichlaufenden Plattenstreifen von der Breite $\frac{1}{4} l$ die Bewehrung um $\frac{1}{4}$ kleiner angenommen werden als in den Feldstreifen der normalen Innenfelder, weil durch die Randauflagerung der Platte die Durchbiegung in Richtung dieser Auflagerung behindert wird und damit die Biegemomente verkleinert werden.

Wenn dagegen neben einer stetigen Unterstützung des Randes an diesem noch Randsäulen in biegegesteuerter Verbindung mit den Pilzdecken angeordnet werden, so daß am Rande ein Gurtstreifen vorhanden ist, so darf in diesem Gurtstreifen von der Breite $\frac{1}{4} l$ das Biegemoment je 1 m Breite auf 50% des Momentes der inneren Gurtstreifen ermäßigt werden.

a) Allgemeine Bestimmungen. Um eine biegegesteuerte Verbindung der Säulen mit den Platten zu sichern, darf die geringste Säulenstärke in der x - bzw. y -Richtung nicht kleiner als $\frac{l_x}{20}$ bzw. $\frac{l_y}{20}$ sein, sie muß größer sein als $\frac{h_s}{15}$ oder größer als 30 cm.

Die Plattendicke muß mindestens 15 cm betragen, nur bei Dachdecken sind mit Genehmigung der Baupolizei geringere Stärken zulässig.

b) Konstruktive Gesichtspunkte. Da nach den obigen Darlegungen die Pilzdecke zusammen mit den Tragsäulen als ein Rahmentragwerk wirkt, bei dem die Gesamtmomente für eine Feldbreite aus der Rahmentheorie folgen, während die Verteilung der Momente auf dieser Feldbreite aus der partiellen Differentialgleichung Gl. (63) bzw. entsprechend der Abb. 127 aus den Näherungsgleichungen Gl. (69) zu ermitteln ist, müssen bei der konstruktiven Durchbildung die Grundsätze der Rahmenkonstruktionen eingehalten werden. Diese verlangen Auflagerverstärkungen, um die großen negativen Biegemomente der Platte in der Nähe des Pilzkopfes aufnehmen zu können. Aus diesem Grunde ist eine konstruktive Durchbildung nach Abb. 126 a wenig geeignet, insbesondere, wenn man den Verlauf der negativen Momente nach Abb. 127 in Betracht zieht, und von den Abb. 126 b und c ist wiederum die konstruktive Durchbildung nach Abb. 126 c unbedingt die richtigere, da hierbei die Plattenverstärkung sich sehr gut dem Verlauf der Momente der Abb. 127 anpaßt und man bei geringem Materialaufwand der Übergangplatte über dem Pilzkopf eine große Stärke geben kann. Eine Verstärkungsplatte nach Abb. 126 c mit der Dicke d über dem Pilzkopf erfordert

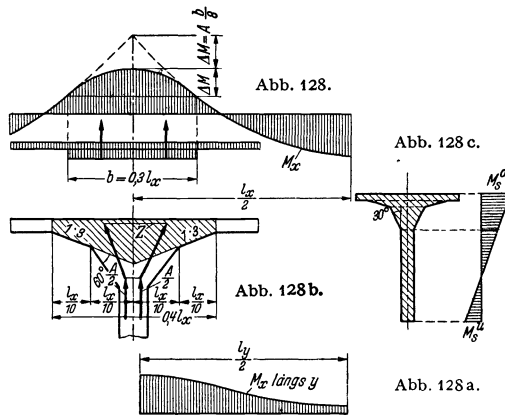
annähernd den gleichen Materialaufwand wie eine Verstärkungsplatte nach Abb. 126b mit der gleichmäßigen Dicke $d/2$.

Je kräftiger der Pilzkopf ausgebildet wird, in um so höherem Maße werden die negativen Momente, die sich aus der Rahmenrechnung ergeben, vermindert, weil der Stützendruck nicht als Punktlast, sondern gleichmäßig verteilt in die Pilzplatte eingeführt wird. Diese Abminderung der Momente zeigt die Abb. 128, wobei eine gleichmäßige Druckverteilung auf die Breite $b = 0,3 l_x$ bzw. $b = 0,3 l_y$, angemessen erscheint, wenn der Pilzkopf nach Abb. 126b bzw. 126c durchgebildet ist. Selbstverständlich entstehen durch diese Spreizung der Stützenlasten in dem Pilzkopf (Abb. 128b) zusätzliche Zugkräfte, die aus den schrägen Druckkräften zu berechnen und durch zusätzliche Eisen aufzunehmen sind, d. h. der Anteil ΔM , um den das Stützenmoment vermindert wurde, ist durch den Pilzkopf bei einem viel größeren Hebelarm der inneren Kräfte aufzunehmen. In der Abbildung 128 wurde die Abminderung der Biegemomente infolge des verteilten Stützendrucks für den Sonderfall dargestellt, daß die negativen Stützenmomente links und rechts der Stütze gleich groß sind. Wenn M_I und M_r infolge der Rahmenwirkung verschieden sind, so ist die parabelförmige Abminderung sinngemäß für jeden Momentenast getrennt vorzunehmen.

In der Abb. 128a ist die Verteilung des Stützenmomentes auf die Feldbreite l_y dargestellt, wobei $l_x = l_y$ gesetzt wurde. Man ersieht daraus, daß diesem Momentenverlauf sich am besten eine Verteilungsplatte nach Abb. 126c anpaßt. Die Abb. 128c zeigt den Verlauf der größten Biegemomente in der Säule bei feldweis wechselnder Verkehrsbelastung. Bei fester Einspannung der Säule und bei Vernachlässigung der Pilzkopfverstärkung liegt der Festpunkt und damit der Momentennullpunkt im unteren Drittelpunkt. Aus dieser Abbildung geht hervor, daß es erwünscht ist, dem Pilzkopf steilere Neigungen als 45° zu geben, damit die Säule in der Lage ist, diese Biegemomente am Übergang vom Pilzkopf zur Säule ohne Spannungsüberschreitung aufzunehmen.

Die Aufteilung der gesamten Plattenbreite in die beiden insgesamt $0,5 l$ breiten Gurtstreifen und den ebenso breiten Feldstreifen vereinfacht zwar die Rechnung, ist aber nicht sehr zweckmäßig, weil hierdurch neben dem $0,4 l$ breiten Pilzkopf ein $0,05 l$ breiter Streifen liegt, der dem Gurtstreifen angehört und bei dem die Platte keine Auflagerverstärkung für die Aufnahme der negativen Momente besitzt. Legt man diese Plattenstelle der Dimensionierung zugrunde, dann erhält man eine zu dicke Platte, die im Feldstreifen und auch im Bereich des Feldmomentes des Gurtstreifens nicht ausgenutzt ist.

Richtig ist es, bei den Gurtstreifen nur die Breite des Pilzkopfes ($0,4 l$) und bei den Feldstreifen $0,6 l$ als Breite zu wählen und die Verteilung der gesamten Biegemomente auf den Gurt- und Feldstreifen durch Integration der Gl. (69) zu bestimmen. Bei dieser Berechnungsart kann in der Dimensionierung des Gurtstreifens im Bereich des negativen Momentes der in Abb. 128b schraffierte Gesamtquerschnitt zugrunde gelegt werden, wodurch sich infolge der beiderseitigen Vouten ein sehr günstiger Hebelarm für die Zugeseisen ergibt.



Die Berechnung der Pilzdecken als Rahmen erfolgt am raschesten nach der stufenweisen Annäherung nach Cross entsprechend den Darlegungen zu Abb. 108. Nach dem § 16 der Bestimmungen brauchen bei den Pilzdecken der gewöhnlichen Hochbauten die Schwind- und Temperaturwirkungen nicht in Rechnung gestellt zu werden, wodurch sich die Rechnung nach Cross sehr einfach gestaltet und wodurch die in den Bestimmungen von 1925 für $\min l' \geq 0,8 \max l'$ enthaltene Näherungsformeln sich vollständig erübrigen. Solche für stark wechselnde Spannweiten gültigen Formeln müssen eine sehr weitgehende Sicherheit enthalten, d. h. sie müssen für die meisten Fälle viel zu ungünstige Resultate ergeben. Da jeder gute Statiker mittels des Crossschen Verfahrens in einer Stunde die genauere Berechnung auf Grund der Rahmentheorie durchführen kann, sollte man auf derartige Näherungen verzichten, bei denen der Einfluß der Säulen (Rahmenwirkung) niemals genau zu erfassen ist.

Bei gleichen Feldweiten erhält man für die Randfelder wesentlich ungünstigere Momente als für die Mittelfelder. Wenn es aus konstruktiven Gründen zulässig ist, die Spannweite der Randfelder auf 80 % der Mittelfelder zu verringern, so ergibt sich ein sehr guter Ausgleich in den Biegemomenten der Rand- und Mittelfelder. Anstatt ungleicher Öffnungen kann man die Biegemomente der Randfelder auch durch eine Endeinspannung verringern, wozu es notwendig ist, auch am Deckenrand Säulen mit Pilzköpfen anzuordnen. Diese Randsäulen erhalten aber nicht nur durch Verkehrslast, sondern auch durch das Eigengewicht starke Biegemomente. Sie müssen deshalb sehr stark ausgeführt werden und bedingen sehr große zusätzliche Rahmenmomente durch Schwinden und Temperaturschwankungen. Diese Durchbildung ist deshalb nicht zu empfehlen.

B. Der Balken und der Plattenbalken.

1. Allgemeines.

Die Biegemomente durchlaufender Balken und Plattenbalken sind im allgemeinen nach den Regeln der an den Stützen frei drehbar gelagerten Träger zu ermitteln. Sobald es sich um ausgedehnte Deckenfelder handelt, bei denen die einzelnen Balken sich sehr oft wiederholen, ist es aus wirtschaftlichen Gründen zu empfehlen, die Balken mit Vouten zu versehen und die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes in Rechnung zu stellen, wobei sich nicht nur kleinere Feldmomente, sondern auch geringere Schubspannungen ergeben. Bei Benutzung der Tabellen des durchlaufenden Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment ist hiermit kaum eine Mehrarbeit verbunden.

Es ist selbstverständlich auch gestattet, den Widerstand gegen Verbiegen der mit den Balken monolithisch verbundenen Säulen in Rechnung zu stellen und das Tragwerk nach der Rahmentheorie zu berechnen.

Wird auf diese genauere Berechnung als Rahmen verzichtet, dann brauchen wegen des Biegezugwiderstandes der Säulen und des Verdrehungswiderstandes eventuell vorhandener Querbalken die negativen Feldmomente infolge der Verkehrslasten nur mit $\frac{2}{3}$ ihres Wertes in Rechnung gestellt zu werden.

Die damit verbundene Vernachlässigung der Biegemomente der Säulen ist bei den Mittelsäulen ohne wesentliche Bedeutung, nicht dagegen bei den Randsäulen, für die sich sowohl infolge der Eigengewichts- wie auch der Verkehrslasten wesentliche Biegemomente ergeben. Diese dürfen nicht vernachlässigt werden und sind — falls keine genauere Berechnung nach der Rahmentheorie durchgeführt wird — nach den Faustformeln des § 28 der Bestimmungen zu berechnen.

In den Balken und Plattenbalken ist der Zusammenhang zwischen dem Druckgurt und dem Zuggurt im Gegensatz zu den Platten stets durch Bügel zu sichern, durch welche die Zug- und die Druckeisen zu umschließen sind. Der rechnerische Nachweis der Schubsicherung ist zu führen, sobald die Schubspannungen den Wert von 4 kg/cm^2 überschreiten. Dieser Grenzwert erhöht sich auf $5,5 \text{ kg/cm}^2$ bei Beton mit $W_b \geq 160 \text{ kg/cm}^2$. Andererseits dürfen die Schubspannungen auch bei Nachweis der Schubsicherung die Grenzwerte von 14 bzw. 16 kg/cm^2

nicht überschreiten. Werden die Schubspannungen größer, dann sind die Abmessungen des Querschnittes zu vergrößern. Durch diese Begrenzung soll verhindert werden, daß in der neutralen Zone des Balkens Haarrisse auftreten, die sich mit denen der Zugzone zu durchgehenden Rissen verbinden können.

Bei weitgespannten Plattenbalken ist auch den Schubspannungen, die am Übergang der Druckplatten zu den Stegen auftreten, Beachtung zu schenken. Sie können in Grenzfällen im Vergleich zu denen der neutralen Faser nicht unerhebliche Werte annehmen. Im Bereich der positiven Momente sind jedoch die Platten auf Druck beansprucht, wodurch sich die aus den Schubspannungen folgenden schrägen Zugspannungen abmindern. Diese Entlastung fällt an den Auflagern der frei aufliegenden Balken, wo die Schubspannungen ihren Größtwert haben, weg und im Bereich der negativen Momente der eingespannten Balken werden die schrägen Zugspannungen durch die Zugspannungen infolge der negativen Momente stark erhöht. Auch wenn wir entsprechend dem Stadium II die Mitwirkung der gezogenen Platte nicht in Rechnung stellen, so muß doch durch eine entsprechende zusätzliche Bewehrung der Platte vermieden werden, daß zwischen dem Steg und der Platte Risse auftreten. Diesem Gesichtspunkt ist bei Großkonstruktionen unbedingt Beachtung zu schenken.

Für den Massivbau ist der Plattenbalken in wirtschaftlicher Hinsicht von größter Bedeutung, weil bei ihm die Platte in zwei Richtungen für die Kraftübertragung ausgenutzt wird, sie wirkt als Biegungsplatte zwischen den einzelnen Balken und wird senkrecht dazu auch als Druckgurt des Balkens ausgenutzt.

In den Bestimmungen ist die mitwirkende Breite als Funktion der Plattendicke angegeben, und zwar unterschiedlich für den beiderseitigen und den einseitigen Plattenbalken.

Für den beiderseitigen Plattenbalken (Abb. 33) beträgt die mitwirkende Breite $b = b_0 + 2b_s + 12d$. Für den einseitigen nach Abb. 33 a dagegen $b = b_1 + b_s + 4,5d$.

Tatsächlich ist aber nach der strengen Theorie des Plattenbalkens, die durch die Airysche Spannungsfunktion $\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0$ gegeben ist, die mitwirkende Breite der Platte ganz unabhängig von der Dicke der Platte und nur von dem Verhältnis der Spannweiten zu der Trägerentfernung abhängig.

Trotzdem haben sich aber die obigen Gleichungen über die mitwirkende Breite in der Praxis bewährt, sie ergeben allerdings bei kleinen Balkenspannweiten, vor allem wenn große Einzellasten vorhanden sind, zu günstige Resultate und umgekehrt bei weitgespannten Hallen und Brücken viel zu ungünstige Werte.

Die Bestimmungen lassen jedoch dem Entwerfenden die Freiheit bei Großkonstruktionen die tatsächlichen mitwirkenden Breiten zu bestimmen und in Rechnung zu setzen. Über das Problem der mitwirkenden Breite sind schon eine Reihe von Arbeiten erschienen, die aber zu sehr umfangreichen und wenig übersichtlichen Formeln führten. In Anbetracht der Wichtigkeit dieses Problems für Großkonstruktionen werden deshalb aus einer noch nicht veröffentlichten Arbeit des Verfassers Formeln, ergänzt durch Tabellen, wiedergegeben, die eine einfache und rasche Berechnung gestatten.

2. Die strenge Lösung des Plattenbalkenproblems.

Der Plattenbalken ist sehr eng mit dem Zeiß-Dywidag-Schalenträger, den man auch als einen räumlich wirkenden Plattenbalken bezeichnen kann, verwandt. Der Unterschied zwischen den beiden Tragwerken besteht nun darin, daß bei dem Plattenbalken die gesamten Druckkräfte durch Zerrung von den Stegen aus in die Druckplatte eingeleitet werden müssen, während im Gegensatz dazu die an den beiden Enden ausgesteifte Schale schon im statisch bestimmten Zustand, d. h. ohne Verbindung mit den beiderseitigen Stegen Druckspannungen in der Erzeugenden besitzt. Als Folge davon ergibt sich, daß bei dem räumlichen Plattenbalken die Mitwirkung der Platte wesentlich vollkommener ist, als bei dem ebenen Plattenbalken. Bei dem letzteren entziehen sich die einzelnen dem Steg gleichlaufenden Zonen infolge der Schubverzerrungen um so mehr der

Mitarbeit, je weiter sie von dem Steg entfernt sind. Bei dem räumlichen Plattenbalken — dem Schalenträger — dagegen nehmen in den meisten Fällen die Druckspannungen nach dem Scheitel hin noch zu. Diesen Unterschied zeigen die Abb. 129 und 130.

Bei den räumlichen Plattenbalken ist die Aussteifung der Schale an den beiderseitigen Endauflagerungen durch Scheiben (a) eine notwendige Voraussetzung, der ebene Plattenbalken dagegen kann seine Aufgabe auch erfüllen, wenn er an

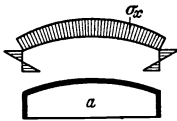


Abb. 129.

den Enden nicht durch Querbalken (a) abgeschlossen ist. In konstruktiver Hinsicht ist es aber wünschenswert, auch bei dem ebenen Plattenbalken diese Querbalken (a) anzuordnen, weil dadurch die Einleitung der Druckkräfte der Platte durch die Schubspannungen erleichtert wird. Die Lösungen des Plattenbalkenproblems zeigen, daß sich mit oder ohne Querbalken (a) für die Feldmitte die gleiche mitwirkende Breite ergibt. Bei Fehlen der Querbalken geht jedoch die mitwirkende Breite nach den Auflagern zu allmählich auf Null zurück, während sie bei Anordnen der Querbalken für jede Harmonische für die ganze Balkenlänge konstant ist.

Da die Anordnung von Querbalken in statischer Hinsicht vorzuziehen ist und aus richtigem Konstruktionsgefühl fast immer durchgeführt wird, setzen die nachfolgenden Ausführungen diese Durchbildung voraus.

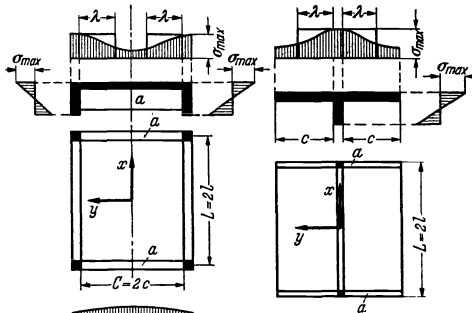


Abb. 130 a.

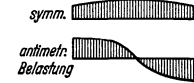


Abb. 130.

Um die mitwirkende Breite zu definieren, verwandeln wir das Spannungsdiagramm der Abb. 130 und 130 a in ein inhaltsgleiches Rechteck mit der Höhe $\max \sigma_x$ und der Breite λ , die wir die mitwirkende Breite nennen. Die Querdehnung ϵ_y des Steges wird gegenüber der der Platte vernachlässigt. Untersucht werden die beiden Plattenbalken der Abb. 130 und 130 a, auch für den Fall, daß durch Spannungen σ_y die Ränder in der y-Richtung unverschieblich festgehalten sind.

Diese Festlegung entspricht in großer Annäherung dem Fall, daß die Platte in der y-Richtung aus vielen Feldern besteht und daß die Plattenbalken der Abb. 130 und 130 a aus einem solchen Plattenfeld herausgeschnitten sind.

Für ein nach einer Harmonischen $M = M_0 \cos \frac{n \pi x}{L} = M_0 \cos \alpha x$ verlaufendes Biegemoment ergeben sich bei symmetrischer Belastung nachstehende mitwirkende Breiten:

$$(70) \quad \lambda = \frac{1}{2\alpha} \frac{\text{Sin} \alpha C + \alpha C}{\text{Cos} \alpha C + 1}$$

für den Plattenbalken der Abb. 130 ohne seitliche Festhaltung,

$$(70a) \quad \lambda = \frac{2m}{\alpha} \frac{\text{Cos} \alpha C - 1}{(3m + 1) \text{Sin} \alpha C - (m + 1) \alpha C}$$

für den Plattenbalken der Abb. 130 mit seitlicher Festhaltung,

$$(70b) \quad \lambda = \frac{2m}{\alpha} \frac{\text{Sin} \alpha C + \alpha C}{(3m + 1) \text{Cos} \alpha C + \frac{m + 1}{2} (\alpha C)^2 + (5m - 1)}$$

für den Plattenbalken der Abb. 130 a ohne seitliche Festhaltung.

Der Fall der Abb. 130a mit seitlicher Festhaltung entspricht vollständig dem der Gl. (70a). Die Zahl m ist die Poissonsche Konstante.

Bei dem Plattenbalken der Abb. 130 ist auch eine antimetrische Belastung zu untersuchen, nicht dagegen bei dem der Abb. 130a, weil hier eine antimetrische Belastung kein Plattenbalken-, sondern ein Torsionsproblem darstellt.

Wir erhalten

$$(71) \quad \lambda = \frac{1}{\alpha} \frac{(\sin \alpha c + \alpha c) (\cos \alpha c - 1)}{\cos 2 \alpha c - 1}$$

für den Plattenbalken der Abb. 130 bei antimetrischer Belastung ohne seitliche Festhaltung, und

$$(71a) \quad \lambda = \frac{2}{\alpha} \frac{2 m \cos \alpha c (\cos \alpha c - 1) + (m + 1) \alpha c \sin \alpha c}{(3 m + 1) \sin 2 \alpha c + (m + 1) 2 \alpha c}$$

für den Plattenbalken der Abb. 130 bei antimetrischer Belastung mit seitlicher Festhaltung.

In den nachstehenden Zahlentafeln sind für alle in Frage kommenden Verhältnisse $\frac{c}{l}$ die mitwirkenden Breiten λ sowohl als Funktion der Balkenlänge wie auch der Plattenbreite angegeben. Diese Zahlentafeln zeigen uns, daß zwischen den beiden Plattenbalken der Abb. 130 und 130a kein wesentlicher Unterschied besteht. Durch eine seitliche Festhaltung der Platte wird die mitwirkende Breite vergrößert, aber ein wesentlicher Unterschied ergibt sich erst bei sehr großen Plattenbreiten. Auch der Einfluß der Querkontraktion, die nur bei Festhaltung der Ränder in Erscheinung tritt, ist nicht sehr groß. Bei der Auswertung der Zahlentafeln wurde die für Beton maßgebende Zahl $m = 9$ eingesetzt.

Dagegen ergibt sich bei antimetrischer Belastung und geringen Plattenbreiten im Verhältnis zu der Trägerlänge ein Abfall der mitwirkenden Breite auf die Hälfte, mit zunehmender Plattenbreite wird der Abfall jedoch geringer und für $c/l = \infty$ fällt jeder Unterschied zwischen symmetrischer und antimetrischer Belastung weg, ein an sich selbstverständliches Resultat.

Zahlentafel der mitwirkenden Breiten λ als Funktion von L .

$c =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	$\cdot L$
Gl. (70) $\lambda =$	0,0492	0,0938	0,1304	0,1576	0,1756	0,1859	0,1903	0,1908	$\cdot L$
Gl. (70a) $\lambda =$	0,0491	0,0936	0,1301	0,1578	0,1775	0,1906	0,1988	0,2038	$\cdot L$
Gl. (70b) $\lambda =$	0,0491	0,0934	0,1295	0,1566	0,1752	0,1873	0,1945	0,1985	$\cdot L$
Gl. (71) $\lambda =$	0,0249	0,0492	0,0723	0,0938	0,1132	0,1304	0,1452	0,1576	$\cdot L$
Gl. (71a) $\lambda =$	0,0249	0,0494	0,0729	0,0951	0,1157	0,1343	0,1507	0,1650	$\cdot L$

$c =$	0,45	0,50	∞	$\cdot L$
Gl. (70) $\lambda =$	0,1888	0,1857	0,1592	$\cdot L$
Gl. (70a) $\lambda =$	0,2065	0,2079	0,2046	$\cdot L$
Gl. (70b) $\lambda =$	0,2005	0,2014	0,2046	$\cdot L$
Gl. (71) $\lambda =$	0,1677	0,1756	0,1592	$\cdot L$
Gl. (71a) $\lambda =$	0,1771	0,1872	0,2046	$\cdot L$

Zahlentafel der mitwirkenden Breiten λ als Funktion der Plattenbreite c .

$c =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	L
Gl. (70) $\lambda =$	0,984	0,938	0,870	0,788	0,702	0,620	0,544	0,477	0,420	0,371	$\cdot c$
Gl. (70a) $\lambda =$	0,983	0,936	0,867	0,789	0,710	0,635	0,568	0,509	0,459	0,416	$\cdot c$
Gl. (70b) $\lambda =$	0,983	0,934	0,864	0,783	0,701	0,624	0,556	0,496	0,446	0,403	$\cdot c$
Gl. (71) $\lambda =$	0,497	0,492	0,482	0,469	0,453	0,435	0,415	0,394	0,373	0,351	$\cdot c$
Gl. (71a) $\lambda =$	0,498	0,494	0,486	0,476	0,463	0,448	0,431	0,413	0,394	0,374	$\cdot c$

Die obigen Tabellen gelten für die erste Harmonische $M = M_0 \cos \frac{\pi x}{L}$. Die Zahlentafeln können aber auch für jede höhere Harmonische $M = M_0 \cos \frac{n \pi x}{L}$

benutzt werden, nur ist dann an Stelle der tatsächlichen Trägerspannweite der Wert $\frac{L}{n}$ einzuführen.

Die Bemessung kann mit Hilfe der obigen Zahlentafeln in nachstehend angegebener Weise durchgeführt werden.

Bei einem frei aufliegenden Balken mit gleichbleibender Belastung stimmt das parabelförmige Biegemoment sehr genau mit der ersten Harmonischen überein, so daß den Zahlentafeln die mitwirkende Breite direkt entnommen werden kann. Bei einem eingespannten Balken oder bei großen Einzellasten ist das jedoch nicht der Fall. In diesen Fällen muß das vorhandene Biegemoment mittels der FOURIER-Analyse in Harmonischen dargestellt werden.

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots$$

Für jeden Momentenanteil, der einer Harmonischen entspricht, entnimmt man die mitwirkende Breite den Zahlentafeln und ermittelt damit die Spannungen.

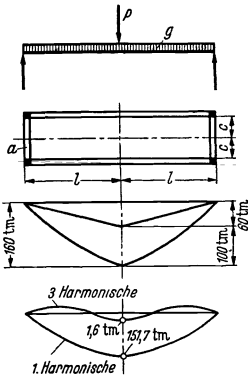


Abb. 131.

Die Gesamtspannungen ergeben sich durch Addition der Spannungen der einzelnen Momentenanteile. Etwas zu ungünstige aber hinreichend genaue Werte erhält man jedoch schon, wenn das Gesamtmoment in zwei Teile zerlegt wird, wovon der eine Anteil der ersten Harmonischen entspricht und der Rest $M_R = M - M_1$ alle übrigen Harmonischen erfaßt. Für M_1 wird die mitwirkende Breite den Zahlentafeln entnommen, für M_R dagegen wird nur die Stegbreite eingesetzt. Um damit die Betonspannungen und die Bewehrungen zu erhalten, sind also zwei Bemessungen notwendig.

Will man genauere Ergebnisse erhalten, dann führt man drei Bemessungen durch für M_1 , M_2 und $M_R = M - M_1 - M_2$.

Ein Beispiel soll den Rechnungsgang erläutern. Bei einem frei aufliegenden Balken betrage das Moment aus gleichbleibender Last $M_g = gL^2/8 = 100$ tm, das aus einer Einzellast in Feldmitte $M_P = PL/4 = 60$ tm. $M = M_g + M_P = 160$ tm (Abb. 131).

Nach dem FOURIERSchen Lehrsatz ergibt sich

$$M = M_g + M_P = \frac{gL^2}{8} \sum_1^{\infty} \frac{1}{n^3} \cos n \pi \frac{x}{L} + \frac{PL}{4} \sum_1^{\infty} \frac{1}{n^2} \cos n \pi \frac{x}{L}$$

($n = 1, -3, +5, -$ usw.) ($n = 1, +3, +5, +$ usw.),

hierbei ist $M_g = 100$ tm, $M_P = 60$ tm.

Demnach ergibt sich für die Feldmitte $x = 0$ das Moment

der ersten Harmonischen zu: $M_1 = 100 \frac{32}{\pi^3} + 60 \frac{8}{\pi^2} = 103 + 48,7 = 151,70$ tm,

der dritten Harmonischen zu: $M_3 = -100 \frac{32}{\pi^3} \frac{1}{27} + 60 \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{9} = -3,8 + 5,4 = 1,60$ tm usw.

Mit Hinsicht auf die große Einzellast zerlegen wir M in drei Teile. Die mitwirkende Breite entnehmen wir der Zahlentafel [Gl. (70)].

Für die erste Harmonische mit $\frac{c}{L} = \frac{3,75}{50} = 0,075$ ist $\lambda = 0,96 \cdot 3,75 = 3,60$ m.

Für die dritte Harmonische mit $\frac{c}{L} = 3 \cdot 0,075 = 0,225$ ist $\lambda = 0,74 \cdot 3,75 = 2,77$ m.

Demgemäß ist die Bemessung für die Momente $M_1 = 151,70$, $M_2 = 1,60$ und $M_R = 6,7$ tm mit den mitwirkenden Plattenbreiten $\lambda_1 = 3,60$ m, $\lambda_2 = 2,77$ m, $\lambda_R = 0,0$ m durchzuführen. Der Unterschied in den Spannungen, der sich ergeben würde, wenn wir nur zwei Bemessungen mit $M_1 = 151,70$, $\lambda_1 = 3,26$ m und $M_R = 8,3$ tm, $\lambda_R = 0,00$ m durchführen würden, ist verschwindend gering.

3. Die Balkenroste.

Bei Deckenfeldern, die nur an den Rändern oder den Eckpunkten gelagert sind, ergeben sich für die Ausbildung der Balkenroste verschiedene Möglichkeiten.

Handelt es sich um rechteckige Felder, dann ist es am wirtschaftlichsten, die Haupttragbalken a in Richtung der kürzeren Spannweite und die Nebenträger b in Richtung der größeren Spannweite anzuordnen (Abb. 132). Hierbei darf angenommen werden, daß die Nebenträger auf den Hauptbalken starr gelagert sind, so daß ihre Berechnung nach der Theorie des durchlaufenden Trägers mit starrer Stützung durchgeführt werden kann. Sobald jedoch die Nebenträger annähernd die gleiche Konstruktionshöhe wie die Hauptträger erhalten und das Rechteck sich in seiner Form einem Quadrat nähert, ist diese Berechnungsweise zu ungenau, denn wir haben dann durchlaufende Träger, die auf den Hauptträgern elastisch gelagert sind und die demnach nach der Theorie der durchlaufenden Träger auf elastisch nachgiebigen Stützen zu berechnen sind.

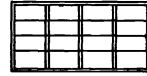


Abb. 132.

In diesem Fall ist es demnach richtiger, die Balken in beiden Richtungen als gleichberechtigt aufzufassen. Bei Vollbelastung ergeben sich hierbei nur wenige Überzählige, die aus der Bedingung gleicher Durchbiegung der sich kreuzenden Balken zu berechnen sind. Zum Beispiel ergibt sich für das quadratische Plattenfeld der Abb. 133 nur eine Unbekannte, deren Lage durch Kreuze angegeben ist. Bei einem gleichartigen rechteckigen Plattenfeld würden sich dagegen zwei Unbekannte ergeben.

Eine große Propaganda wurde in früheren Jahren für den Kreuzekrost gemacht und es wurde behauptet, daß sich damit wesentliche Ersparnisse erzielen ließen, weil die Träger insbesondere in der Nähe der Ecken mit dem Verlauf der Spannungstrajektorien (s. Abb. 133 a, deren Balkenrost bei Vollbelastung zweifach statisch unbestimmt ist) zusammenfallen. Bei diesem Vergleich des Kreuzekrosts mit dem Rechteckrost wurde bei dem ersteren die Verdrehungssteifigkeit der Balken sowohl im Feld wie auch am Anschluß an den Randbalken in Rechnung gestellt. Diese genauere Berechnung läßt sich aber auch für den Rechteckrost durchführen und dann ergeben sich in wirtschaftlicher Hinsicht einigermaßen gleichwertige Konstruktionen. Sobald aber an das Plattenfeld der Abb. 133 a weitere Felder durchlaufend angeschlossen werden, ist der Rechteckrost der bessere, weil dann die Balkenrichtungen mit den Hauptspannungstrajektorien besser zusammenfallen als bei dem Kreuzekrost. Sind bei der Berechnung derartiger Plattenfelder Einzellasten zu berücksichtigen, so steigt die Anzahl der Unbekannten sehr rasch an. In diesem Falle kommt man mit Modellversuchen rascher zu einer Lösung, wie auf rein mathematischem Weg.

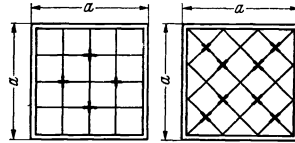


Abb. 133.

Abb. 133 a.

Abschließend sei noch bemerkt, daß bei diesen Balkenrosten den kreuzweise gespannten Platten gegenüber denen mit Hauptbewehrung in einer Richtung der Vorzug zu geben ist, da bei den letzteren ebenfalls eine Querbewehrung benötigt wird, und zwar vor allem an den Stellen der negativen Momente.

C. Die Säulen.

Bei der Berechnung der Säulen geht man gemäß den Darlegungen zu II von dem Bruchzustand aus, für den das Superpositions-gesetz maßgebend ist, d. h. der Bruch tritt erst ein, wenn die Tragfähigkeit der beiden Verbundmaterialien Beton und Stahl erschöpft ist. Dies ist der Fall, wenn die Spannungen des Betons die Prismenfestigkeit, die des Stahls die Quetschgrenze erreicht haben. Aus diesem Grunde ist bei den Säulen die Zahl n , die uns angibt, wieviel mal die Spannungen des Stahls höher sind als die des Betons, von der Güte der beiden Materialien abhängig.

Wir wollen diese für den Bruchzustand maßgebende Verteilung der inneren Kräfte auf den Beton und den Stahl durch eine Untersuchung über die Spannungsverteilung im Zustand der Gebrauchslasten bei Berücksichtigung des Einflusses der plastischen Formänderungen infolge des Kriechens und Schwindens des Betons ergänzen.

Hierbei beschränken wir uns auf das Problem der Übertragung mittiger Druckkräfte. Im Zeitpunkt $t = 0$ des Aufbringens der Last verteilt sich diese auf den Beton und die Längsbewehrung proportional den Dehnungssteifigkeiten der beiden Verbundstoffe.

Die Dehnungssteifigkeit des Betons im Zeitpunkt $t = 0$ ist $D_{ob} = E_o F_b$, wobei E_o den federnden Modul des Betons im Zeitpunkt $t = 0$ bedeutet. Die Dehnungssteifigkeit der Stahleinlagen beträgt $D_e = E_e F_e$, diese ist unabhängig von der Zeit. Die Gesamtsteifigkeit der beiden Verbundmaterialien ist $D = D_e + D_{ob}$. Im Zeitpunkt $t = 0$, der durch den Index o gekennzeichnet wird, entfällt von der Gesamtlast P

$$\text{auf den Stahl} \quad P_{oe} = P \frac{D_e}{D} = P \alpha,$$

$$\text{auf den Beton} \quad P_{ob} = P \frac{D_{ob}}{D} = P(1 - \alpha).$$

Hierbei ist $\alpha = \frac{D_e}{D}$ das Verhältnis der Dehnungssteifigkeit der Bewehrung zur Gesamtsteifigkeit. Bezeichnen wir das Verhältnis der Moduli im Zeitpunkt $t = 0$ mit $n_o = \frac{E_e}{E_o}$ und den Bewehrungsprozentatz mit $\mu = \frac{F_e}{F_b}$, dann ergeben sich nachstehende Zusammenhänge:

$$n_o \mu = \frac{E_e F_e}{E_o F_b} = \frac{D_e}{D_{ob}} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \quad \text{bzw.} \quad \alpha = \frac{n_o \mu}{1 + n_o \mu}.$$

Durch das Kriechen und Schwinden des Betons lagert sich mit dem Fortschreiten der Betonverkürzung ein Teil der Last P_{ob} von dem Beton auf den Stahl um. Wir bezeichnen diese mit der Zeit veränderliche Umlagerungskraft mit $P(t)$. Ihre Größe erhalten wir aus der Bedingung, daß sich in dem Zeitintervall dt die Bewehrungen um dasselbe Maß verkürzen wie die Betonsäule. Hieraus ergibt sich für ein Längenelement der Säule $ds = 1$, das wir der Betrachtung zugrunde legen, auf Grund der Gl. (9) nachstehende Differentialgleichung

$$\frac{\omega_s T}{\varphi_n} \frac{d\varphi(t)}{dt} + \frac{P_{ob}}{D_{ob}} \frac{d\varphi(t)}{dt} - \frac{P(t)}{D_{ob}} \frac{d\varphi(t)}{dt} - \frac{dP(t)}{dt} \frac{1}{D_b(t)} = \frac{dP(t)}{dt} \frac{1}{D_e}.$$

Die rechte Seite dieser Gleichung gibt die Verkürzung der Eisereinlagen an für die in der Zeit dt entstehende Umlagerungskraft $dP(t)$. In gleicher Weise ist auf der linken Seite die entsprechende Verkürzung des Betonquerschnittes angegeben. Hierbei bedeuten im einzelnen:

$\frac{P_{ob}}{D_{ob}}$ die elastische Verkürzung der Betonsäule im Zeitpunkt $t = 0$; hieraus ergibt sich nach Gl. (9) die plastische Verkürzung in der Zeit dt durch Multiplikation mit $\frac{d\varphi(t)}{dt}$.

$\omega_s T$ ist die Schwindverkürzung der Längeneinheit für die gesamte Zeit des Schwindens. Wenn wir den tatsächlichen Vorgängen sehr gut entsprechend das Schwinden proportional dem Kriechen annehmen, dann ergibt sich bis zum Zeitpunkt $t = t$ eine Verkürzung von $\omega_s T \frac{\varphi(t)}{\varphi_n}$, wobei φ_n das Größtmaß des Kriechens ist. Hieraus folgt die Schwindverkürzung im Zeitdifferential dt durch Differentiation.

Im Zeitpunkt $t = t$ hat die Umlagerungskraft die Größe $P(t)$. Ihr würde eine elastische Verkürzung im Zeitpunkt $t = 0$ von $\frac{P(t)}{D_{ob}}$ entsprechen. Hieraus erfolgt die plastische Verkürzung gemäß Gl. (9) durch Multiplikation mit $\frac{d\varphi(t)}{dt}$.

Im Zeitdifferential dt vergrößert sich die Umlagerungskraft $P(t)$ um $dP(t)$. Zu dieser Zeit ist die Dehnungssteifigkeit des Betons infolge der fortschreitenden Erhärtung und der damit verbundenen Steigerung des federnden Moduls auf $D_b(t)$ angewachsen. Infolgedessen ergibt sich eine elastische Längung der Betonsäule um $\frac{dP(t)}{dt} \frac{1}{D_b(t)}$.

Der einfacheren Darstellung wegen wird im folgenden $D_b(t) = D_{bo}$ gesetzt. Bezüglich der genaueren Untersuchungen siehe die ausführliche Darstellung des Verfassers im „Bauingenieur“. Unter Beachtung, daß $\frac{D_e}{D} = \alpha$ und $D_b(t) = D_{bo}$, lautet die Differentialgleichung

$$\frac{dP(t)}{dt} + \alpha P(t) \frac{d\varphi(t)}{dt} - \alpha \left(P_{ob} + \frac{\omega_s T}{\varphi_n} D_{ob} \right) \frac{d\varphi(t)}{dt} = 0.$$

Da $\sigma_{ob} = \frac{P_{ob}}{F_b} = E_o \frac{P_{ob}}{D_{ob}}$ können wir bei dem die Schwindung betreffenden Glied

$D_{ob} = P_{ob} \frac{E_o}{\sigma_{ob}}$ setzen und erhalten damit die übersichtlichere Form

$$(72) \quad \frac{dP(t)}{dt} + \alpha P(t) \frac{d\varphi(t)}{dt} - \alpha P_{ob} \left(1 + \frac{\omega_s T E_o}{\varphi_n \sigma_{ob}} \right) \frac{d\varphi(t)}{dt} = 0.$$

Das ist eine lineare Differentialgleichung von der Form

$$\frac{dy}{dx} + y p(x) + q(x) = 0,$$

deren Lösung lautet

$$y = e^{-\int p(x) dx} [C_1 - \int q(x) e^{\int p(x) dx} dx].$$

Da jedoch

$$q(x) = \kappa p(x), \quad \kappa = -P_{ob} \left(1 + \frac{\omega_s T E_o}{\varphi_n \sigma_{ob}} \right),$$

vereinfacht sich die Lösung zu:

$$y = \kappa [C e^{-\int p(x) dx} - 1].$$

Damit erhalten wir die Größe der Umlagerungskraft $P(t)$ zu

$$P(t) = \kappa \left[C e^{-\int \alpha \frac{d\varphi(t)}{dt} dt} - 1 \right] = \kappa [C e^{-\alpha \varphi(t)} - 1].$$

Für $t = 0$ ist die Umlagerungskraft $P(t) = 0$ und $\varphi(t) = 0$ und somit ist $C = 1$. Demnach ist die Lösung

$$(72a) \quad P(t) = P_{ob} \left(1 + \frac{\omega_s T E_o}{\varphi_n \sigma_{ob}} \right) [1 - e^{-\alpha \varphi(t)}].$$

$P(t)$ erreicht seinen Größtwert im Zeitpunkt $t = t_n$ nach Abschluß des Kriechens, wobei $\varphi(t)$ seinen Größtwert φ_n erreicht hat. Damit sind wir nun in der Lage anzugeben, welcher Anteil der Last in jedem Zeitpunkt von dem Beton und dem Eisenquerschnitt getragen wird.

$$(72b) \quad P_b(t) = P_{ob} - P(t), \quad P_e(t) = P_{oe} + P(t).$$

Des weiteren erhalten wir hieraus durch Division mit der Querschnittsfläche die Spannungen der beiden Verbundmaterialien und können damit die mit der Zeit

veränderlichen Werte $n(t) = \frac{\sigma_e(t)}{\sigma_b(t)}$ berechnen.

Eine ausführliche Auswertung dieser Gleichungen befindet sich in dem erwähnten Aufsatz des Verfassers im „Bauingenieur“.

Je stärker das Kriechmaß φ_n und um so größer der Bewehrungsprozentsatz ist, desto stärker ist die Umlagerung der Last von dem Beton auf den Stahl. Bei Berücksichtigung der Schwindung kann schon bei einem Bewehrungsatz von 3% die Umlagerung so stark werden, daß der Beton spannungslos und die gesamte Last von dem Stahl getragen wird, wobei die Spannungen in dem Stahlquerschnitt bis an die Streckgrenze herangehen. Sobald dieser Zustand erreicht ist, fängt der Stahl an zu fließen, womit eine weitere Umlagerung unmöglich wird. Beide Materialien verkürzen sich von jetzt ab entsprechend dem Kriechen des Betons, ohne daß eine weitere Umlagerung der Belastung erfolgt. Eine Gefahr für die Stahlbetonsäule liegt trotz der hohen, in manchen Fällen die Fließgrenze erreichenden Spannungen nicht vor, weil die Bewehrungen durch den umhüllenden Beton gegenüber Knicken geschützt sind und der Bruch erst nach Erschöpfung der Tragfähigkeit der beiden Verbundmaterialien eintritt. Die bis an die Fließgrenze gehenden Stahlbeanspruchungen, und zwar schon im Zustand der Gebrauchslasten, erfordern eine gute Verbügelung der Längsbewehrung mit Rücksicht auf deren Knickung.

Auf dieselbe Differentialgleichung stößt man auch, wenn man aus der Bedingung gleicher Winkeländerungen die Umlagerung der Biegemomente von dem Beton auf den Stahlquerschnitt ermittelt, wobei nunmehr an Stelle der Dehnungssteifigkeiten D die Biegesteifigkeiten K treten. Durch die Umlagerung des Druckes und der Biegemomente von dem Beton auf den Eisenquerschnitt wird der Beton entlastet, wodurch sich eine Verminderung der Kriech- und Schwindmaße ergibt. Man spricht dann von dem behinderten Kriechen und Schwinden. Infolge davon sind die Schwindmaße unserer Bestimmungen nach dem Bewehrungsprozentsatz abgestuft; je höher der Bewehrungsprozentsatz ist, um so geringer sind die in Rechnung zu stellenden Schwindmaße. Die theoretischen Untersuchungen zeigen aber, daß in den Bestimmungen diese Behinderung des Schwindens durch die Stahleinlagen zu hoch eingesetzt ist.

In der nachstehenden Zahlentafel sind für eine Anzahl Steifigkeitszahlen die Abminderungen des Kriech- und Schwindmaßes, die einander proportional sind, angegeben.

Das behinderte Schwinden folgt demnach aus der Gleichung

$$\omega_s i T = \omega_s T \frac{\varphi_i i}{\varphi_n}$$

Durch die Bewehrungen behinderte Kriech- und Schwindmaße

		$\frac{D_e}{D_{ob}} =$	0,00	0,05	0,10	0,20	0,40
		$\alpha =$	0,000	0,048	0,091	0,167	0,286
$\varphi_n = 0$	$\varphi_i i =$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$= 1$	$=$	1,00	0,93	0,86	0,77	0,62	
$= 2$	$=$	2,00	1,82	1,66	1,42	1,09	
$= 3$	$=$	3,00	2,67	2,40	1,97	1,44	
$= 4$	$=$	4,00	3,46	3,05	2,44	1,70	

Unter den Steifigkeitszahlen $\frac{D_e}{D_{ob}}$ sind die zugehörigen Werte α angegeben, die uns erkennen lassen, welcher Lastanteil im Zeitpunkt $t = 0$ von den Bewehrungen getragen wird. Sie zeigen uns, daß die behinderten Kriechmaße $\varphi_i i$ gegenüber den unbehinderten des unbewehrten Betons φ_n nur bei sehr kräftigen Bewehrungen wesentlich abnehmen.

D. Die Rahmen.

Bei den Hallenbauten sind die Rahmenkonstruktionen von großer Bedeutung. Da es sich hierbei meist um vielfach statisch unbestimmte Systeme handelt, ist

ihre Berechnung mit viel Arbeit verbunden, besonders da hierbei meist auch das veränderliche Trägheitsmoment in Rechnung zu stellen ist.

Wir unterscheiden zwei-stielige und mehr-stielige Rahmen.

Die zwei-stieligen Rahmen der einschiffigen Hallen werden entweder als Zweigelenkrahmen oder als eingespannte Rahmen ausgeführt, Abb. 134 und 134a. Der Dreigelenkrahmen scheidet im Hochbau fast ganz aus, er kommt ebenso wie Dreigelenkbogenbrücken nur bei sehr geringen Pfeilverhältnissen $l/f \leq 1/10$ in Frage. Diese Pfeilverhältnisse kommen aber nur im Brückenbau und nicht im Hochbau vor.

Im Abschnitt VI B sind für die Berechnung der Zweigelenkbogen und der eingespannten Bogen Gleichungen entwickelt, die in gleicher Weise auch für die Rahmen gelten, so daß weitere Darlegungen hier nicht erforderlich sind. Zu beachten ist nur, daß bei den Rahmen der Einfluß der Normalkräfte gegenüber den Biegemomenten auf die statisch unbestimmten Größen vernachlässigt werden darf, wodurch die Berechnung vereinfacht wird. Bei den eingespannten Rahmen erhält man für die drei statisch unbestimmten Kräfte voneinander unabhängige Gleichungen, wenn man die statisch Unbestimmten in dem elastischen Schwerpunkt des Tragwerkes angreifen läßt.

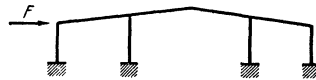
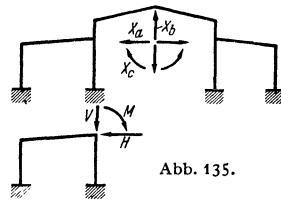
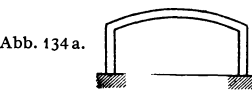
Notwendig erscheint es dagegen, auf die Berechnung der mehr-stieligen Rahmen etwas näher einzugehen.

Wir betrachten zunächst den neunfach statisch unbestimmten Rahmen der Abb. 135. Zu einer einfachen Berechnung kommen wir, wenn wir von dem Mittelrahmen c ausgehen, der in den Seitenrahmen elastisch eingespannt ist. Sobald wir die elastische Nachgiebigkeit der Seitenrahmen kennen, stellt der Mittelrahmen ein dreifach statisch unbestimmtes System dar, für das wir den elastischen Schwerpunkt bestimmen können, womit sich dann die drei statisch unbestimmten Größen aus drei voneinander unabhängigen Gleichungen ergeben.

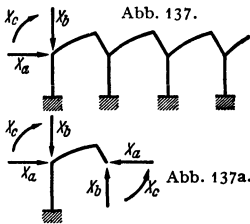
Die elastischen Nachgiebigkeiten erhalten wir, indem wir auf den Seitenrahmen die Kräfte H , V , M einwirken lassen und die Seitenbewegungen und die Verdrehungen des Einspannquerschnittes unter dem Einfluß dieser drei Kräfte $H = 1$, $V = 1$, $M = 1$ bestimmen, wozu es notwendig ist, das ebenfalls dreifach statisch unbestimmte System des Seitenrahmens zu lösen.

Eine weitere einfache Berechnungsmöglichkeit bietet uns das Crosssche Verfahren der Abb. 136. Das Crosssche Verfahren setzt voraus, daß die Stützköpfe in seitlicher Richtung unverschieblich sind. Wir führen deshalb eine noch unbekannte Festhaltekraft F ein und berechnen den Rahmen unter dieser Voraussetzung. Nach Durchführung dieser ersten Rechnung bestimmen wir entsprechend den Darlegungen des Abschnittes IV C aus dem Gleichgewicht der waagrecht Kräfte die Größe dieser Festhaltekraft und lassen eine der Kraft F entgegengesetzte Verschiebungskraft auf den Rahmen einwirken, wobei die daraus folgenden Biegemomente ebenfalls nach dem Crossschen Verfahren zu berechnen sind.

Zu einer vereinfachten Berechnung derartiger Rahmen nach Abb. 135 und 136 gelangt man, wenn man den dreifeldrigen Rahmen durch Anordnung eines Längsoberlichtes in zwei zwei-stielige, nur dreifach statisch unbestimmte Rahmen trennt,



Eine besonders hohe Zahl von statisch unbestimmten Größen ergibt sich bei den durchlaufenden Rahmen, wie sie z. B. bei den Schalenbauten des Volkswagenwerkes zur Anwendung kamen (Abb. 137). Bei acht Stielen ist das System 21fach statisch unbestimmt. Auf Vorschlag des Verfassers ging man hier bei der Berechnung wohl zum erstenmal von dem Rahmen mit unendlich vielen Feldern aus, der für Eigengewicht und Windbelastung nur dreifach statisch unbestimmt



ist. Dies zeigt uns die Abb. 137a, bei der beiderseits eines Rahmenstieles die drei statisch unbestimmten Kräfte X_a , X_b , X_c angreifen, die bei Verwendung des elastischen Schwerpunktes aus drei voneinander unabhängigen Gleichungen aus der Bedingung zu berechnen sind, daß die gegenseitigen Verschiebungen der Schnittpunkte gleich Null sind. Nach Durchführung dieser einfachen Rechnung bringen wir nun an der Rahmenecke, an der die Kräfte X_a , X_b , X_c fehlen, die negativen Kräfte X_a , X_b , X_c an und ermitteln deren Einfluß, wodurch nur die ersten zwei Felder berührt werden. Um den Einfluß der Kräfte $-X_a$, $-X_b$, $-X_c$ am Rahmenende auf den Gesamtrahmen erfassen zu können, müssen wir die elastischen Nachgiebigkeiten an den Übergängen von einem zu dem anderen Rahmen in der oben angegebenen Weise jeweils aus einem dreifach statisch unbestimmten Tragwerk ermitteln. Hierbei ergibt sich, daß diese Nachgiebigkeiten nur für zwei Rahmen zu berechnen sind, da sie für alle folgenden Rahmenstiele gleich groß werden. Schon nach zwei Feldern ist der Einfluß der Randkräfte nicht mehr bemerkbar.

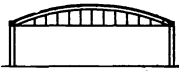


Abb. 138.

Diese Berechnungsart von durchlaufenden Rahmen mit bogenförmigem Obergurt unter Zugrundelegung des Tragwerkes mit unendlich vielen Öffnungen und bei Beseitigung der Randstörungen stimmt vollständig mit den Verfahren überein, die in Abschnitt III und IV für den durchlaufenden Träger und den durchlaufenden Rahmen mit waagrechttem Riegel entwickelt wurden und mit der Theorie der Gewölbereihen nach Abschnitt VI B 5.

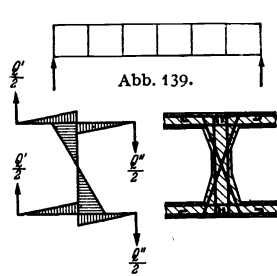


Abb. 139a.

Bei großen zweistieligen Rahmen ordnet man zur Beseitigung der großen Eigengewichtsmomente vorteilhaft ein oberes Zugband an (Abb. 138), wodurch das dreifach statisch unbestimmte Tragwerk in ein vierfach statisch unbestimmtes übergeht. Derartige Zugbänder sind jedoch nur wirksam, wenn sie vorgespannt und entsprechend der sich ergebenden Zugbandlänge und der Bogenzusammendrückung durch Ausziehen mittels hydraulischer Pressen verkürzt werden (Verfahren DISCHINGER, s. hierzu Abschnitt VI B 4 über den Zweigelenkbogen mit Zugband). Hierdurch lassen sich die Eigengewichtsbiegemomente fast ganz beseitigen.

Wenig geeignet für eine Ausführung in Stahlbeton sind die Rahmenträger nach Abb. 139, weil in dem Untergurt neben den Zugkräften infolge der Querkkräfte zugleich auch sehr große Biegemomente auftreten, so daß starke Haarrisse nicht zu vermeiden sind. Man sollte an ihrer Stelle besser vorgespannte Fachwerkträger (s. Abschnitt VI A) oder Vollwandträger ausführen. Aus diesem Grunde wird darauf verzichtet, die genaue Berechnung hier wiederzugeben, diese findet sich in dem Werk von Beyer. Eine rohe Annäherung bezüglich der Biegemomente ergibt sich in statisch bestimmter Rechnung, wenn man nach Abb. 139 die Querkkräfte in Mitte jeder Öffnung angreifen läßt und hieraus die Biegemomente bestimmt. Bei gleicher Steifigkeit des Ober- und Untergurtes ist auf beide Gurte je die Hälfte der Querkkräfte zu rechnen, bei ungleicher Steifigkeit ist die Querkraft proportional den Einzelsteifigkeiten der Gurte zur

Gesamtsteifigkeit aufzuteilen. Nach der genauen Berechnung bei Berücksichtigung der Formänderungen liegen aber die Momentennullpunkte nicht in der Mitte der Öffnungen.

Die Übergänge der Ständer zu den Gurten müssen zur Aufnahme der Biegemomente mit kräftigen Vouten versehen werden, die am besten so auszubilden sind, daß nach Abb. 139a die Schrägeisen in den Ständern ohne Knick vom Obergurt in den Untergurt durchgeführt werden können.

Ein weiteres großes Anwendungsgebiet der Rahmen sind die im nächsten Abschnitt zu besprechenden Silobauten, bei welchen in sich geschlossene Rahmen verwendet werden.

E. Die Silobauten.

Die Silos dienen zur Lagerung trockener Güter wie Erze, Kohle, Zement, Getreide usw., die von oben eingefüllt und unten nach Bedarf abgezapft werden. Hierbei unterscheiden wir großräumige Silos, bei denen die Lagerhöhe des Füllgutes im Verhältnis zu den Grundflächen gering und die Zellsilos, bei denen die Grundfläche im Verhältnis zu der Höhe der Zellen klein ist.

Großräumige Silos kommen vor allem für die Lagerung der Erze in unseren Stahlwerken in Frage, die übrigen oben genannten Güter werden meistens in Zellsilos gelagert.

Die Seitenwände dieser Silos sind in sich geschlossene Rahmen. Diese sind gegenüber den waagrechten Kräften aus dem Füllgut zu berechnen, die auf Grundlage der Erddrucktheorie zu bestimmen sind. Zu gleicher Zeit wirken die Wände dieser Rahmen als hohe wandartige Träger zwischen den einzelnen Tragsäulen. Infolge der großen Höhe dieser Träger im Verhältnis zu den Spannweiten sind die Formänderungen, hervorgerufen durch die Schubkräfte, von gleicher Größenordnung wie die aus den Biegekräften. Deshalb können wir uns bei der Berechnung nicht mehr auf die BERNOULLISCHE Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte bei der Biegung stützen, sondern wir müssen die Biegezug- und Druckkräfte nach der strengen Scheibentheorie mit Hilfe der AIRYSCHEN Spannungsfunktion ermitteln.

Wir besprechen nun zunächst den Einfluß der waagrechten Kräfte aus dem Seitendruck des Füllgutes.

1. Die Berechnung der Silozellen als in sich geschlossene Rahmen.

a) Großraumsilos. Bei den Großraumsilos ist, solange der Böschungswinkel des Füllgutes die obere Begrenzung innerhalb der Silokammer schneidet, mit einer linearen Zunahme des Seitendruckes mit der Höhe zu rechnen. Bei Vernachlässigung der Reibung zwischen dem Füllgut und der Wand ergibt sich der waagrechte Druck p_w auf eine senkrechte Wand und der senkrechte Druck p_s auf einen waagrechten Boden nach den Gl. (73):

$$(73) \quad p_s = \gamma h, \quad p_w = \gamma h \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2).$$

Bei einer unter dem Winkel α gegenüber der Senkrechten geneigten Wand ergibt sich der senkrecht zu dieser Wand wirkende Druck nach den Transformationsgleichungen des ebenen Spannungszustandes zu

$$(73a) \quad p = p_w \cos^2 \alpha + p_s \sin^2 \alpha.$$

Die Abb. 140 zeigt einen derartigen Großraumsilo. Hierbei bilden die Seitenwände einen geschlossenen Rahmen mit Zwischenstützen, dessen Berechnung nach der Theorie des durchlaufenden Balkens zu erfolgen hat (Abb. 140a). Bei gleichmäßiger Füllung ist der Druck auf die Wände in allen Feldern gleich und entspricht der Eigengewichtsbelastung eines durchlaufenden Trägers. Bei diesen großen Zellen muß aber auch eine ungleichmäßige Füllung entsprechend dem

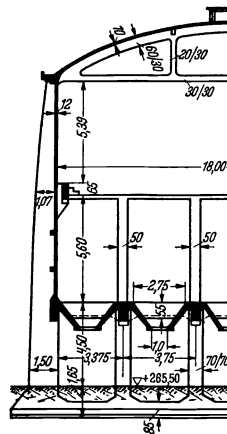


Abb. 140.

natürlichen Böschungswinkel des Füllgutes in Rechnung gestellt werden, wobei man zweckmäßig zur Vereinfachung der Rechnung von einer gemittelten Füllung ausgeht, die als Eigengewichtsbelastung zu betrachten ist. Hierzu kommt dann noch eine antisymmetrische Belastung aus der ungleichmäßigen Füllung als Nutzlast. Nimmt man z. B. ungleichmäßige Füllung ansteigend von der oberen rechten Ecke nach der unteren linken an (Abb. 140b), so ergibt sich eine

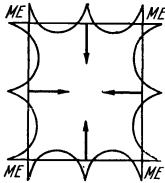


Abb. 140a.

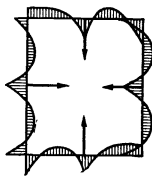


Abb. 140b.

zu der Diagonale antisymmetrische Momentenfigur. Durch die Spaltung in einen symmetrischen und einen antisymmetrischen Belastungsfall ermäßigen wir die Zahl der Unbekannten auf die Hälfte. Zweckmäßig wird zur Bestimmung der Biegemomente das Festpunkt- oder das Crosssche Verfahren angewandt.

b) Die Zellsilos. Während man bei den Großraumsilos den Reibungswinkel zwischen dem Füllgut und der Wand vernachlässigen durfte, würde dies bei den Zellsilos, wie die folgenden Untersuchungen zeigen, zu viel zu ungünstigen Resultaten für die Kräfte p_w und p_s führen. Denn durch die Reibung zwischen dem Füllgut und den Silowänden wird ein erheblicher Teil der Last auf die Silowände abgetragen, wodurch sich p_s und damit p_w vermindern. Beide Kräfte streben einem Grenzwert zu.

Zur Ermittlung dieser beiden Kräfte betrachten wir das Gleichgewicht in einer Silozelle mit der Querschnittsfläche F und dem Umfang U für ein Höhenelement dz . Der Reibungswinkel sei durch $\text{tg } \varphi'$ gekennzeichnet.

Dem Gewicht des Füllgutes $\gamma F dz$ wirken die Änderung des Druckes p_s und die Seitenreibung entgegen:

$$F dp_s + p_w U dz \text{tg } \varphi' = \gamma F dz.$$

Nun ist nach Gl. (73) $p_w = p_s \text{tg}^2 (45 - \varphi/2)$ und damit erhalten wir

$$\frac{dp_s}{dz} + p_s \frac{U}{F} \text{tg}^2 (45 - \varphi/2) \text{tg } \varphi' - \gamma = 0.$$

Das ist aber dieselbe lineare Differentialgleichung, die wir im vorhergehenden Abschnitt für die Kriecherscheinungen der Säule gefunden haben. Wir setzen zur Abkürzung $\text{tg}^2 (45 - \varphi/2) \text{tg } \varphi' = k$, womit die Lösung gegeben ist durch:

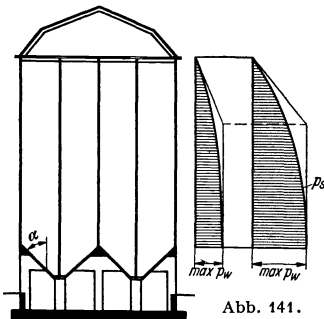


Abb. 141.

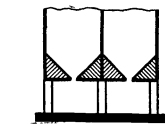


Abb. 141a.

$$(74) \quad p_s = \frac{F \gamma}{U k} \left(1 - e^{-\frac{U k}{F} z} \right), \quad p_w = \frac{F \gamma}{U k} \text{tg}^2 (45 - \varphi/2) \left(1 - e^{-\frac{U k}{F} z} \right),$$

wobei $k = \text{tg}^2 (45 - \varphi/2) \text{tg } \varphi'$ ist.

Hieraus folgen die Größtwerte für $z/F \rightarrow \infty$, d. h. für den Fall, daß die Höhe des Silos z im Verhältnis zum Durchmesser einer Zelle F unendlich groß wird, zu

$$(74a) \quad \max p_s = \frac{F \gamma}{U k} \quad \text{und} \quad \max p_w = \frac{F \gamma}{U k} \text{tg}^2 (45 - \varphi/2).$$

Der Druck senkrecht zu einer schrägen Wand kann angenähert wieder nach der Gleichung

$$(74b) \quad p = p_w \cos^2 \alpha + p_s \sin^2 \alpha$$

berechnet werden.

In der Abb. 141 ist ein Zellsilo dargestellt und daneben ist der Verlauf der Drücke p_s und p_w angegeben, die sehr rasch mit zunehmender Höhe z von dem linearen Verlauf der üblichen Erddrucktheorie abweichen und asymptotisch den Grenzwerten der Gl. (74a) zustreben. In der folgenden Tabelle sind für verschiedene Füllgüter die Raumgewichte γ und die Böschungswinkel φ sowie in der Tabelle darunter die Werte von $\text{tg}^2(45 - \varphi/2)$ und k für alle in Frage kommenden Böschungswinkel φ und für die Reibungswinkel $\varphi' = \varphi$ bzw. $\varphi' = \frac{3}{4}\varphi$ angegeben. Hiermit berechnet man den Exponenten $\frac{Uk}{F}z = \alpha$, die Werte $e^{-\alpha}$ können aus der Tabelle S. 51 entnommen werden.

Tabelle.

	γ	φ		γ	φ
Gaskohle	800—900	45	Salz	1250	40
Bituminöse Kohle	750—900	35	Mais	530	22
Antrazithkohle	835	27	Weizen	680—840	30—38
Braunkohle, trocken	650—780	45—55	Gerste	450—730	28—32
Asche	640—900	40	Hafer	430—570	32—41
Koks	400—600	45	Roggen	680—800	23—34
Kleinschlag	1680—1800	43	Bohnen	740	30—31
Erz, Minette	1700—1800	40—45	Erbsen	800	25
Sand	1400—1800	35—45	Leinsamen	660—690	25
Zement	1000—2000	40	Raps	700—720	25
Karbid	900	28	Mais	570—700	28

Tabelle.

$\varphi =$	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\text{tg}^2(45 - \varphi/2) =$	0,490	0,406	0,333	0,271	0,217	0,171	0,132
Für $\varphi = \varphi', k =$	0,178	0,189	0,192	0,190	0,182	0,172	0,158
Für $\varphi = \frac{3}{4}\varphi, k =$	0,131	0,138	0,138	0,134	0,126	0,115	0,102

Bei rauen, ungeputzten Wänden kann $\varphi' = \varphi$ und bei glatt geputzten Wänden $\varphi' = \frac{3}{4}\varphi$ angenommen werden.

Mit dem Anzapfen des Füllgutes wird die Reibung der Ruhe teilweise durch die geringere Reibung der Bewegung ersetzt, womit sich nach Versuchen an Getreidesilos die Drücke bis 10 % erhöhen können, andererseits haben sich aber bei hohen Zellen gegenüber den Gl. (74) etwas geringere Drücke ergeben.

In den Horizontalschnitten sind die Silos als aneinander gereihte Rahmen zu berechnen. Die ungünstigsten Momente ergeben sich bei schachbrettartiger Füllung nach Abb. 142. Unter der Voraussetzung einer unbeschränkten Ausdehnung der Zellen beeinflussen sie sich gegenseitig nicht. Um die umfangreichere genaue Berechnung zu ersparen, wird sehr oft diese Annahme der Berechnung zugrunde gelegt, wodurch sich der Rahmen gemäß Abb. 142a als einfach statisch unbestimmtes System berechnen läßt.

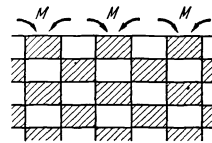


Abb. 142.

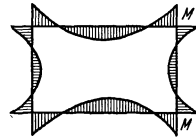


Abb. 142a.

Die Anwendung des Crossschen Verfahrens der stufenweisen Annäherung erlaubt es jedoch bei ganz geringer Mühe die an den Begrenzungen auftretenden Randstörungen zu ermitteln, wozu an den Rändern die Momente der abgeschnittenen Wände mit entgegengesetzten Vorzeichen anzubringen sind (Abb. 142).

Da die Stützmomente wesentlich größer sind als die Feldmomente, verstärkt man die Stützen durch Vouten, womit zugleich auch ein guter Übergang zu den tragenden Säulen, die zweckmäßig an den Ecken angeordnet werden, geschaffen wird. Die Abb. 143 zeigt die zugehörige Bewehrung.

Außer den rechteckigen kommen auch sechseckige, achteckige und runde Zellen nach Abb. 144 zur Ausführung. Bei den achteckigen Zellen ergeben sich zwangsläufig auch kleinere quadratische Zellen, die ebenfalls ausgenutzt werden können.

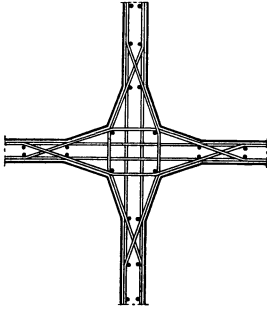


Abb. 143.

Die kreisrunden Zellen haben den großen Vorteil, daß bei ihnen die Seitendrücke p_w nur durch Zug unter Vermeidung von Biegemomenten aufgenommen werden. Dies gilt aber nur so lange, als die sich ergebenden Zwickel unausgenutzt bleiben und die einzelnen Zylinder ganz unabhängig voneinander sind. Ist dies nicht der Fall, dann müssen die daraus folgenden Biegemomente in Rechnung gestellt werden.

Die Stellung der Tragsäulen hängt in erster Linie von den betrieblichen Notwendigkeiten ab, denen die statischen Erfordernisse weitgehend angepaßt werden müssen. Bei rechteckigen Zellen wird es immer möglich sein, die Tragsäulen an den Kreuzungspunkten der Wände anzuordnen, während sie bei acht- und sechseckigen Zellen sehr oft nicht an den Kreuzungspunkten, sondern

in Feldmitte der Wände vorgesehen werden müssen.

c) Die Berechnung der Siloböden. Die Siloböden müssen so schräg angelegt werden, daß das Füllgut leicht ausfließen kann. Dies läßt sich auf zwei Arten erreichen.

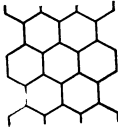


Abb. 144.

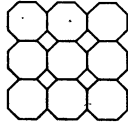


Abb. 144 a.

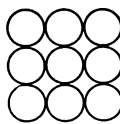


Abb. 144 b.

Der Siloboden kann als dünnwandiger Trichter nach Abb. 141 ausgebildet werden, wobei die Trichter in der waagerechten Richtung ebenso wie die Zellen als Rahmen zu berechnen sind. Die Herstellung dieser Böden ist schwierig, sowohl in Hinsicht auf das Ver-

legen der Bewehrungen wie auch der Schalung, da eine doppelte Schalung nicht zu vermeiden ist. Einfacher in der Berechnung und der Ausführung sind waagrechte Böden, bei denen die Schräge nach Abb. 141a durch Aufbeton hergestellt wird.

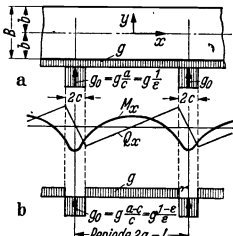


Abb. 145.

Die auf den Boden einwirkenden Drücke sind für die Großraumsilos durch die Gl. (73), für die Zellenilos durch die Gl. (74) gegeben, womit die Berechnung der Böden als Rahmen oder als ebene Decken durchzuführen ist.

Sehr wichtig ist die Aufhängung der Böden an den Wänden. Der gesamte senkrechte Druck $F p_s$ auf den Boden einer Zelle muß durch Zugeisen aufgenommen werden, deren Stärke sich aus der Belastung $F p_s$ ergeben und die bei abnehmendem Querschnitt in den Wänden hochgeführt werden müssen.

2. Die Berechnung der Silowände als wandartige Träger zwischen den Tragsäulen.

Wie schon erwähnt, können diese hohen wandartigen Träger nicht mehr nach der gewöhnlichen Balkentheorie auf Grundlage der BERNOULLISCHEN Hypothese berechnet werden, da sich hierbei nicht nur zu geringe Bewehrungen, sondern auch deren unrichtige Höhenlage ergeben. Maßgebend für die Ermittlung der Bewehrungen ist die Differentialgleichung des Scheibenproblems, die AIRYSche Spannungsfunktion $\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0$. Der Raumerparnis wegen werden hier nur die Ergebnisse der Auswertung wiedergegeben¹.

¹ DISCHINGER, FR.: Beitrag zur Theorie der Halbscheibe und des wandartigen Trägers. Abh. Int. Ver. für Brückenbau u. Hochbau, Zürich 1 (1932).

a) Der durchlaufende Träger mit unendlich vielen gleichen Feldern bei gleichbleibender Belastung. In der Abb. 145 ist ein Feld dieses Trägers mit der Spannweite $L = 2a$ und der Höhe $B = 2b$ dargestellt. Darunter ist der Verlauf der Querkräfte und der Biegemomente gezeigt, deren Größe wesentlich durch die Breite der Auflagerung beeinflusst wird.

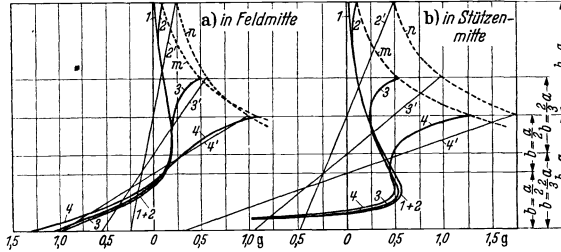


Abb. 146.

Die starke Abweichung des tatsächlichen Verlaufes der Spannungen σ_x in den wandartigen Trägern gegenüber dem Geradliniengesetz zeigt die Abb. 146, in welcher für den Sonderfall $\varepsilon = \frac{c}{a} = \frac{1}{10}$ sowohl für die Feldmitte wie auch für die Stützenmitte für verschiedene Wandhöhen $B = \infty, B = L, B = \frac{2}{3}L, B = \frac{L}{2}$ der Verlauf der Biegespannungen σ_x in den Kurven 1, 2, 3, 4 dargestellt ist, während die Geraden 1', 2', 3', 4' den ganz abweichenden Verlauf nach dem Geradliniengesetz zeigen. Je größer die Balkenhöhe ist, um so größer sind auch die Abweichungen.

An Hand der strengen Theorie läßt sich nachweisen, daß die Biege- und Schubspannungen ganz unabhängig davon sind, ob die Last g durch Eigengewicht erzeugt wird oder ob diese Last an der Wand angehängt oder oben aufgebracht ist. Nur die Spannungen σ_y werden hiervon naturgemäß beeinflusst.

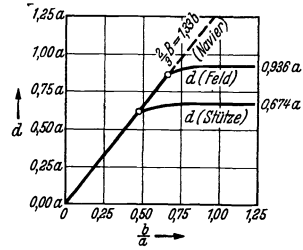


Abb. 147.

Durch Integration werden nun die Hebelarme d der inneren Kräfte und der Abstand der Biegezug- und -druckkraft von der Unterkante der Wand bestimmt. Hierbei ergibt sich das überraschende Ergebnis, daß zwar bei geringen Werten B/L der Hebelarm der inneren Kräfte entsprechend dem NAVIERSchen Geradliniengesetz gleich $d = \frac{2}{3}B$, d. h. proportional der Trägerhöhe ist, je höher jedoch die Wand wird, um so stärker werden die Abweichungen und bei etwa $B/L \approx 0,45$ wird der Hebelarm d in bezug auf die Trägerhöhe konstant bzw. der Hebelarm der inneren Kräfte ist jetzt eine Funktion der Trägerspannweite.

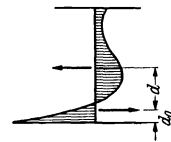


Abb. 148.

Den Zusammenhang zeigt die Abb. 147, in welcher in der Abszisse das Verhältnis b/a der Trägerhöhe zur Trägerspannweite aufgetragen ist, in der Ordinate dagegen der Hebelarm d der inneren Kräfte als Funktion von a . Entsprechend dem NAVIERSchen Geradliniengesetz ist bei schlanken Balken $d = \frac{2}{3}B = 1,33b$, deshalb muß für $b/a = 1$ der innere Hebelarm $d = 1,33b = 1,33a$ sein. Aber schon bei $b/a = 0,45$ wächst d nicht mehr mit der Trägerhöhe, sondern geht in eine Waagrechte über und wird damit eine Funktion der Trägerspannweite a .

Die Hebelarme d der inneren Kräfte sowie der Abstand d_0 der Biegekraft von dem unteren Trägerrand sind in der folgenden Tabelle für verschiedene Verhältnisse b/a und $\varepsilon = c/a$ für die Feldmitte und die Stützenmitte angegeben (s. hierzu Abb. 148).

Tabelle

	$\varepsilon =$	$b = a/2$				$b = 2/3 a$				$b = a$ bzw. $b = \infty$				
		$1/2$	$1/6$	$1/10$	$1/20$	$1/2$	$1/6$	$1/10$	$1/20$	$1/2$	$1/6$	$1/10$	$1/20$	
Feldmitte	$d =$	0,67	0,68	0,69	0,69	0,83	0,88	0,89	0,89	0,87	0,92	0,93	0,93	$\cdot a$
	$d_0 =$	0,11	0,13	0,13	0,13	0,11	0,12	0,12	0,13	0,11	0,12	0,12	0,12	$\cdot a$
Stützenmitte	$d =$	0,67	0,64	0,62	0,60	0,83	0,69	0,66	0,62	0,87	0,74	0,68	0,61	$\cdot a$
	$d_0 =$	0,11	0,06	0,04	0,02	0,11	0,06	0,04	0,02	0,11	0,06	0,04	0,02	$\cdot a$

b) Feldweis wechselnde Belastung nach Abb. 149. Dieser Belastungsfall entspricht dem Belastungsfall a mit $\varepsilon = 1/2$, so daß die Hebelarme hierfür der vorstehenden Tabelle mit $\varepsilon = 1/2$ entnommen werden können, nur ist darauf zu achten, daß bei Abb. 149 die Periode nunmehr $2a = 2L$ ist, d. h., daß die

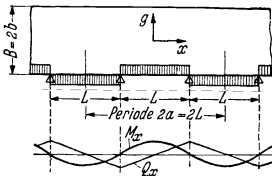


Abb. 149.

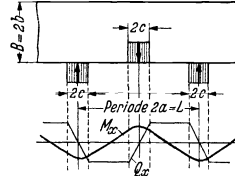


Abb. 150.

Hebelarme doppelt so groß sind. Wenn die wechselnde Verkehrsbelastung statt am unteren Rand an dem oberen angreift, so müssen sinngemäß die Hebelarme d und d_0 von oben gemessen werden.

c) Der durchlaufende Träger mit unendlich vielen gleichen Feldern bei Belastung durch Einzellasten. Hierbei wurde die Lastbreite gemäß Abb. 150 gleich der Stützenbreite gesetzt. Die Hebelarme d und d_0 sind in nachstehender Tabelle angegeben.

Tabelle.

	$\varepsilon =$	$b = a/2$				$b = 2/3 a$				$b = a$ bzw. $b = \infty$				
		$1/2$	$1/6$	$1/10$	$1/20$	$1/2$	$1/6$	$1/10$	$1/20$	$1/2$	$1/6$	$1/10$	$1/20$	
Feld- bzw. Stützenmitte	$d =$	0,67	0,69	0,70	0,72	0,83	0,82	0,81	0,79	0,87	0,84	0,82	0,80	$\cdot a$
	$d_0 =$	0,11	0,08	0,05	0,03	0,11	0,07	0,04	0,03	0,11	0,07	0,04	0,03	$\cdot a$

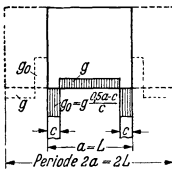


Abb. 151.

d) Der einfache frei aufliegende Balken nach Abb. 151.

Die Auswertung der strengen Gleichungen zeigt, daß die Hebelarme sowohl bei Eigengewicht als bei Verkehr vollständig mit denen des Belastungsfalles b) übereinstimmen, denn auch hier ist die Periode $2a = 2L$. Infolgedessen gelten hierfür dieselben Bemessungsregeln.

Das wesentlichste Ergebnis dieser Untersuchungen ist die Erkenntnis, daß die Bewehrungsseisen über der Stütze nicht an den oberen Rand des Trägers gelegt werden dürfen. Je geringer die Stützenbreite $\varepsilon = c/a$, um so tiefer müssen die Bewehrungen liegen. In der Abb. 152 sind für den Belastungsfall a des durchlaufenden Trägers die Bewehrungen in ihrer richtigen Lage angegeben, und zwar für den Fall $\varepsilon = 1/10$, $b = a$. Entsprechend der Ausstrahlung der Kräfte über der Stütze empfiehlt es sich, bei der Anordnung der Bewehrungen auf diese Ausstrahlung, gekennzeichnet durch die Schrägen k , Rücksicht zu nehmen.

Des weiteren ist es erwünscht, sowohl an dem oberen wie dem unteren Rand noch durchgehende Zulageeisen einzulegen, weil die hohen Wände gegenüber Stützensenkungen sehr empfindlich sind und deshalb leicht Veränderungen in dem Hebelarm d eintreten können. Diese Veränderungen können sowohl positiv

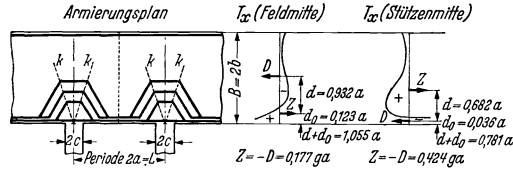


Abb. 152.

wie negativ sein. Die dadurch auftretenden Umlagerungen der Biegespannungen können dann sehr leicht durch diese Zulageeisen aufgenommen werden.

Bei älteren Silos findet man oft Konstruktionen nach Abb. 153, bei denen unter den Silowänden Träger angeordnet sind, durch welche die Lasten der Wände nach den Säulen abgetragen werden sollen. Das ist eine ganz unrichtige Auffassung, denn in diesem Fall wird die hohe Wand nicht von dem darunter liegenden Träger, sondern umgekehrt der Träger wird von der Wand getragen. Daneben ist die richtige Ausführung dargestellt.

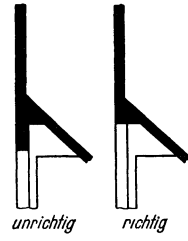


Abb. 153. Abb. 153 a.

Durch die monolithische Verbindung der als Träger wirkenden Wände mit den schrägen oder auch waagrechten Siloböden entsteht durch diese Verkoppelung zweier ebener Scheiben eine Faltenwirkung, durch welche auch der angeschlossene Siloboden in Spannung gesetzt wird, da die beiden Scheiben an der Übergangsstelle gleiche Dehnungen aufweisen müssen. Bei der Bewehrung der Siloböden ist auf diese Umlagerung der Biegezugkräfte Rücksicht zu nehmen.

Zum Abschluß des Abschnittes Silobauten sei noch darauf hingewiesen, daß bei Großraumsilos die Verwendung von Gleitschalungen in den seltensten Fällen wirtschaftlich ist, dagegen lassen sich dadurch bei den Zellenilos mit ihren hohen Wänden nicht nur die Schalungskosten, sondern auch vor allem die Herstellungszeiten wesentlich abmindern.

F. Die Flüssigkeitsbehälter.

Der Stahlbeton eignet sich nicht nur für die Aufbewahrung trockener Fullgüter in Silos, sondern auch für die Speicherung von Flüssigkeiten und vor allem des Trinkwassers in Hoch- und Tiefbehältern. Von größter Wichtigkeit ist die Dichtigkeit der Behälter, sie muß erreicht werden durch beste Betongüte und durch Vermeidung hoher Zugspannungen. Um einen möglichst dichten Beton zu erhalten, muß eine besonders günstige Kornzusammensetzung bei hohem Zementgehalt gewählt werden. Am besten geeignet ist Kiessand mit möglichst runden gedrungenen Körnern, der wesentlich besser als Splitt ist. Die Zumischung von Feinstoffen in Form von Traß oder Steinmehl kommt in Frage, wenn das Zuschlagsmaterial nicht den durch die Sieblinien verlangten Gehalt an feinsten Sanden bis 0,2 mm oder keine gute Verarbeitbarkeit besitzt. Erdfeuchter Beton ist ungeeignet, der Beton muß plastisch sein, aber er soll andererseits nicht mehr Wasser enthalten, als für eine gute Verarbeitung unbedingt notwendig ist.

1. Die Tiefbehälter.

Diese dienen der Wasserversorgung der großen Städte. Zum Schutz gegen Verunreinigung und Kälte bzw. auch Wärme werden sie 0,5 bis 1,0 m hoch überschüttet. Die Mindeststärke der Überschüttung ist durch die vorhandenen klimatischen Verhältnisse gegeben. Infolge der hohen Lasten aus der Überschüttung

sind Gewölbe oder Kuppeln den ebenen Decken in wirtschaftlicher und statischer Hinsicht weit überlegen. In neuerer Zeit werden an Stelle der einfachen Gewölbe auch ausgesteifte Schalengewölbe mit räumlicher Kräfte Wirkung benutzt, die den ebenen Gewölben ihrer geringeren Biegezugspannungen wegen wieder überlegen sind und mit dünneren Wandungen ausgeführt werden können.

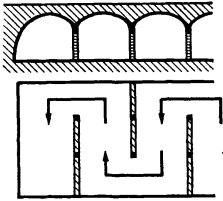


Abb. 154.

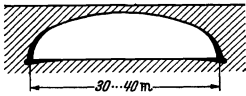


Abb. 154 a.

Die Abb. 154 zeigt einen mit ebenen Gewölben überdachten Behälter. Um das Wasser in ständiger Bewegung zu halten, werden Zwischenwände angeordnet, wodurch ein gleichmäßiger, dem Zufluß angepaßter Ablauf erzwungen wird. Vielfach sind in neuerer Zeit auch Schalenkuppeln zur Anwendung gekommen, für die ein ellipsenförmiger Querschnitt nach Abb. 154 a am geeignetsten ist. Bei gleichzeitiger Verstärkung der Wandungen nach dem Kämpfer hin können bei diesen Kuppeln die Ringzugspannungen so klein gehalten werden, daß auch bei größeren Spannweiten Haarrisse nicht zu befürchten sind. Es kommen hier Spannweiten bis über 30 m in Frage. Alle Tiefbehälter müssen mit Entlüftern versehen sein, um Zutritt frischer Luft und das Zu- und Abfließen der Luft beim Entleeren oder Füllen der Behälter zu ermöglichen.

2. Hochbehälter (Wassertürme).

Die Hochbehälter bestehen aus zylindrischen Körpern, deren Böden entweder als ebene Decken oder als Kuppeln ausgeführt werden. Bei größeren Behältern eignen sich die Kuppeln wegen ihrer geringen Biegespannungen besser als ebene Decken. In der Abb. 155 sind verschiedene Formen derartiger Behälter dargestellt. Bei der Berechnung müssen außer den zentrischen Zugspannungen aus dem Wasserdruck auch die Biegemomente in Rechnung gestellt werden, die sich aus der Verbindung der verschiedenen Schalen ergeben. Sie sind bedingt durch die verschiedenartigen Dehnungen der einzelnen Schalenträger im Membranspannungszustand, wobei wir zur Herstellung des statisch bestimmten Systems die einzelnen Schalen durch Ringschnitte voneinander trennen und durch Anbringen eines statisch unbestimmten Momentes und einer statisch unbestimmten Querkraft wieder miteinander verbinden.

Um die Hochbehälter vor dem Einfrieren zu schützen, müssen sie umbaut werden. Das Traggerüst kann aus Eisenbetonsäulen bestehen, die durch eine größere Anzahl Ringe ausgesteift und gegen Knicken gesichert werden. Vorteilhaft ist eine Ausmauerung des Traggerüsts, welches dadurch eine große Steifigkeit gegenüber den Windkräften erhält und nach der Schalentheorie berechnet werden kann.

Zur Erzielung dichter Behälterwandungen ist nicht nur auf eine geeignete Kornzusammensetzung bei wenigstens 300 kg/m^3 Zementbeimischung zu achten, sondern der Behälter muß auch vor zu raschem Austrocknen und damit vor zu rascher Schwindung durch längere Zeit andauerndes Berieseln geschützt werden. Schädlich ist auch die Bestrahlung durch die Sonne. Arbeitsfugen sind möglichst zu vermeiden und wenn sie nicht zu umgehen sind, muß vor dem Weiterbetonieren die Zementschlemme entfernt werden.

Zusätzliche Dichtungen.

a) Aufbringen eines wasserdichten Zementputzes. Vor Aufbringen des Putzes ist die Betonwand durch Stahlbürsten zu reinigen und aufzurauhen. Der Beton muß bis zum Quellen genäßt sein, damit der Putz und der Beton der Wand einigermaßen gleichmäßig schwinden. Aufbringen des Putzes von Hand oder Torkret.

b) Aufbringen eines wasserdichten Zementputzes. Vor Aufbringen des Putzes ist die Betonwand durch Stahlbürsten zu reinigen und aufzurauhen. Der Beton muß bis zum Quellen genäßt sein, damit der Putz und der Beton der Wand einigermaßen gleichmäßig schwinden. Aufbringen des Putzes von Hand oder Torkret.

c) Aufbringen eines wasserdichten Zementputzes. Vor Aufbringen des Putzes ist die Betonwand durch Stahlbürsten zu reinigen und aufzurauhen. Der Beton muß bis zum Quellen genäßt sein, damit der Putz und der Beton der Wand einigermaßen gleichmäßig schwinden. Aufbringen des Putzes von Hand oder Torkret.

β) Anstriche mit Wasserglas oder Fluaten. Hierdurch werden die Poren des Betons verstopft. Die Betonfläche wird versteinert und zugleich widerstandsfähiger gegen Abnutzung gemacht.

γ) Verwendung dichtender Zementzusätze wie Ceresit, Tricosal, Sica usw. Hierbei muß gegebenenfalls die damit verbundene Herabminderung der Festigkeit berücksichtigt werden.

Bei Behältern, in denen betonschädigende Flüssigkeiten aufbewahrt werden, sind besondere Vorsichtsmaßnahmen erforderlich. In diesen Fällen empfiehlt es sich, einen Zementchemiker zur Beratung hinzuzuziehen. Als Schutzmittel kommen in Frage:

δ) Bitumenartige Anstriche oder Dichtungen mittels bituminöser Pappe, Auskleidungen mit Klinkern, Glassteinen, keramischen Platten, dünnen Blechen usw.

§. Die einfach und doppelt gekrümmten Schalen¹.

Unter Schalen versteht man Gebilde, die nach einfach oder doppelt gekrümmten Flächen geformt sind und bei denen die Wanddicke im Verhältnis zur Flächenausdehnung sehr gering ist. In den letzten 15 Jahren haben die Schalengewölbe (System Zeiß-Dywidag) eine immer größere Bedeutung gewonnen und die bis dahin üblichen Hallenkonstruktionen weitgehend zurückgedrängt. Die nach dem Schalensystem überdeckten Hallenflächen haben 1 000 000 m² schon weit überschritten.

Im Jahre 1923 hat der Verfasser in Zusammenarbeit mit Professor BAUERSFELD die Grundgedanken hierfür zum Patent angemeldet. An der weiteren Entwicklung ist Dr. FINSTERWALDER, ab 1924 weitgehend mitbeteiligt.

Jede einfach oder doppelt gekrümmte Fläche, die ohne Aussteifung leicht ihre Form ändert, ohne daß Dehnungsspannungen auftreten, kann durch zweckmäßige Aussteifungen in einen sehr starren Träger verwandelt werden.

1. Die Form der Schalenträger.

Schalenkuppeln, die an den Kämpfern rotationsymmetrisch gelagert sind, waren schon lange bekannt. Sie sind aber nur für repräsentative Bauten und nicht für Fabrikhallen geeignet. Deshalb mußte das Bestreben dahin gehen, Schalenformen zu finden, die für Bauten von rechteckigem Grundriß bei gleichzeitig großen Spannweiten geeignet sind.

a) Die zylindrischen Schalen.

Die zylindrischen Schalen, die an den beiden Enden durch Binder *a* ausgesteift sind, und die dadurch zwischen den beiden Bindern als Raumträger wirken, stellen die wichtigste Schalenform dar (Abb. 156). Bei kleineren Gewölben und Trägerspannweiten ist das flache Kreiszyylindersegment *c*, das mit den beiden Randgliedern *b* zu einem räumlichen Plattenbalken zusammengesetzt ist, aus Herstellungsgründen am geeignetsten, je größer aber die Spannweiten werden, um so wichtiger ist es, dem Gewölbe eine gegenüber der Stützlinie stärker überhöhte Form zu geben. Man verwendet dann Schalen aus flachen Ellipsenbogen, die eine

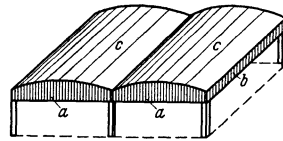


Abb. 156.

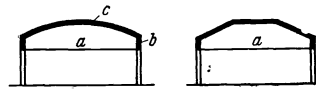


Abb. 156 a.

Abb. 156 b.

¹ DISCHINGER, FR.: Schalen und Rippenkuppeln aus Handbuch für Eisenbeton, Bd. XII, S. 269, 3. Aufl. Berlin 1928. — FINSTERWALDER, U.: Die querversteiften zylindrischen Schalengewölbe mit kreissegmentförmigem Querschnitt. Ing.-Arch. 4 (1933) S. 43. — DISCHINGER, FR.: Die strenge Theorie der Kreiszyinderschale. Beton u. Eisen 34 (1935) S. 257. — DISCHINGER, FR.: Die Rotationschalen mit unsymmetrischer Form und Belastung. Bauing. 16 (1935) S. 374. DISCHINGER, FR.: Der Spannungszustand in affinen Schalen. Bauing. 17 (1936) S. 228. — FLÜGGE, W.: Statik und Dynamik der Schalen. Berlin 1934. — PUCHER, A.: Der Spannungszustand in gekrümmten Flächen. Beton u. Eisen 33 (1934) S. 298.

günstigere Trägerwirkung zwischen den Bindern bei gleichzeitig geringeren Biegemomenten aufweisen.

Die aussteifenden Binderscheiben können bei kleinen Gewölbespannweiten als volle Scheiben ausgeführt werden. Bei größeren Spannweiten treten an deren Stelle der Materialersparnis wegen aufgelöste Konstruktionen, die als Bogenbinder mit Zugband oder auch als Fachwerkbinder ausgeführt werden können.

Wenn die gewölbten Schalen der Abb. 156 a durch ebene aneinandergereihte Scheiben nach Abb. 156 b ersetzt werden, so spricht man nicht mehr von Schalen, sondern nennt diese Gebilde **Faltwerke**. Ihr statisches Verhalten entspricht jedoch vollständig dem der Schalengewölbe, nur treten zu den Biegemomenten der Schale noch die Biegemomente der Platte durch das Abtragen ihrer Lasten nach den Kanten des Prismas.

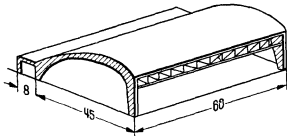


Abb. 157.

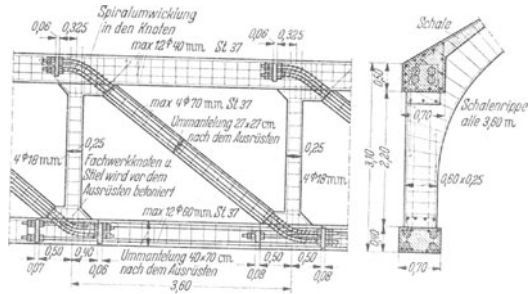
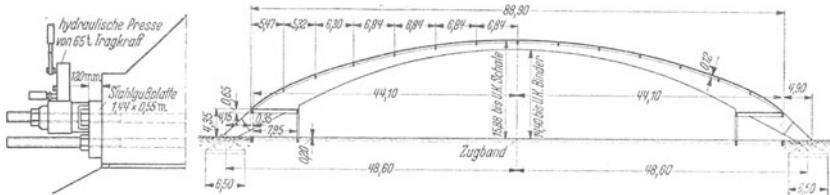


Abb. 157 a.

Schalenträger sind bei Flugzeughallen schon mit einer Trägerspannweite von 60 m und einer Gewölbespannweite von 45 m bei nur 8 cm Schalendicke ausgeführt worden, wobei allerdings zur Erzielung der Beulsicherheit die Schalen



durch dünne Rippen in beiden Richtungen ausgesteift werden mußten. Die Abb. 157 zeigt eine derartige Halle in einer Schemaskizze. Der Randträger kam dort als vorgespannter Fachwerkträger zur Ausführung. Die Abb. 157 a zeigt ein Feld des vorgespannten Fachwerkträgers. Eine ausführliche Beschreibung dieser wichtigen Trägerart nach System **FINSTERWALDER** findet sich im Abschnitt VI über Brücken.

Sobald man mit den Trägerspannweiten zurückgeht, kann man die Gewölbespannweiten bis zu rd. 200 m erhöhen. Auch diese Konstruktionsweise kam bei Hallenbauten zur Anwendung. Die Abb. 158 zeigt eine derartige weit gespannte Bogenhalle mit 100 m Spannweite. Da der Gewölbeschub bei diesen

flachen Hallen durch die Bodenscheibe nicht aufgenommen werden konnte, wurde zwischen den Fundamenten ein durch hydraulische Pressen vorgespannter Zugband nach dem Verfahren DISCHINGER angeordnet. Eine Beschreibung dieses Verfahrens findet sich in Abschnitt VI B.

Ein weiteres Anwendungsgebiet der zylindrischen Schale sind die sog. Kragdächer, bei denen von einer freistehenden Säule aus das Schalendach nach beiden Seiten auskragt. Die Aussteifungsscheiben liegen hierbei jeweils in Ebene der Säule über der Dachkonstruktion, so daß von unten nur die glatte Schale zu sehen ist. Reiht man eine Anzahl derartiger Kragdächer aneinander und verbindet sie durch dazwischenliegende Längsoberlichter, so entstehen damit Hallenbauten, bei denen von unten nur die glatte Schale, die durch keine Pfetten unterbrochen wird, zu sehen ist. Die Schalen wirken gegenüber dem Lichteinfall als Spiegel und erzeugen eine große gleichmäßige Helligkeit (Abb. 159).

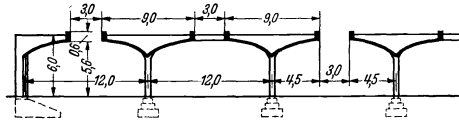


Abb. 159.

Die größte Bedeutung im neuzeitlichen Hallenbau bei Verwendung zylindrischer Schalen haben aber seit dem Bau des Volkswagenwerkes die Schalen-Shed-Bauten gewonnen, die sich für Fabrikbauten ganz besonders eignen. Die Sheds haben ganz allgemein den Vorteil, daß die Beleuchtung nur von der Nordseite erfolgt,

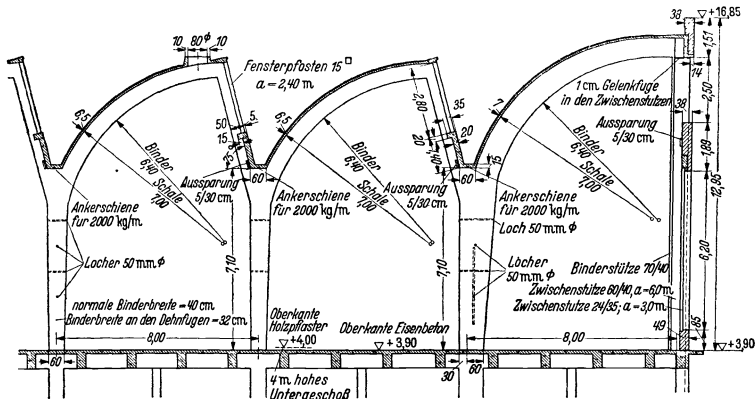


Abb. 160.

so daß der Betrieb nicht durch Sonnenlicht gestört wird. Insbesondere zeichnen sich die Schalensheds dadurch aus, daß die glatte Unterfläche nicht durch Pfetten mit ihrer Schattenwirkung unterbrochen wird und daß durch den Hohlspiegel der Schalen das Licht ganz gleichmäßig über die Arbeitsplätze verteilt wird. Man erreicht dadurch bei kleinsten Fensterflächen den bestmöglichen Lichteffekt.

Seit der Erbauung des Volkswagenwerkes, das in der Abb. 160 im Schnitt dargestellt ist, wurde dieses System für größere Neubauten wichtiger Fabrikationswerkstätten in Hunderttausenden von Quadratmetern ausgeführt. Auch in Südamerika wurde diese Dachkonstruktion wegen ihrer außerordentlichen Vorzüge bei großen Hallen mit weit über 100000 m² ausgeführt.

Auch für weitgespannte Fabrikhallen mit schweren Kranen kann diese Bauweise zur Anwendung kommen, wie die Abb. 161 einer großen Fabrikhalle mit 24—48—24 m Spannweite zeigt. Bei der Mittelhalle sind hierbei die

Kranbahnträger, die je Shed einen Auflagerdruck bis zu 150 t abgeben, an der Dachkonstruktion angehängt. Um den Schalensheds für die große Spannweite und die großen Verkehrslasten die notwendige Tragkraft zu geben, sind in den Fensterflächen vorgespannte Fachwerkträger angeordnet.

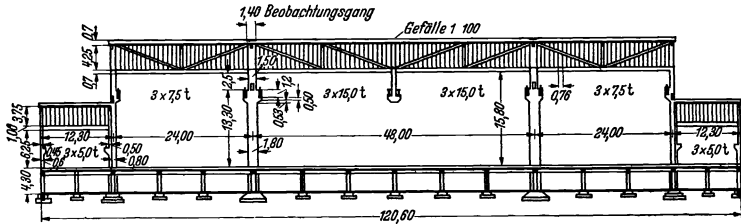


Abb. 161.

Um die ungleichmäßigen Durchbiegungen der einzelnen Schalensheds infolge der großen Verkehrslasten möglichst gering zu halten, werden die Kranbahnträger in Hallenmitte so steif ausgebildet, daß sie dadurch in die Lage versetzt werden können, die schweren Kranlasten auf mehrere Sheds zu verteilen. Demgemäß wurden die Kranbahnträger auf Anregung des Verfassers als Träger auf elastischer Stützung berechnet. Der Gewichtersparnis wegen werden sie in Stahl ausgeführt. Durch diese steifen Kranbahnträger konnten die Auflagerkräfte, die an die Shedträger abgegeben werden, um etwa 35 % abgemindert werden. Zugleich wurde dadurch aber auch erreicht, daß die Unterschiede zwischen den Durchbiegungen der benachbarten Sheds auf einen Bruchteil des Maßes zurückgingen, das sich bei frei aufliegenden Kranbahnträgern ergeben hätte. Damit gehen aber zugleich die Biegespannungen der Versteifungsglieder in der Längsrichtung der Halle zurück.

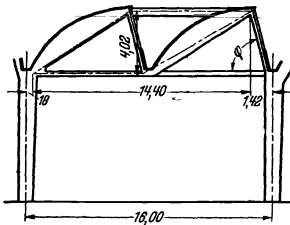


Abb. 162.

Bei den verschiedenen Shedbauten sind schon Gewölbepanspannweiten bis rd. 13 m zur Ausführung gelangt. Größere Spannweiten sind wegen der ungleichmäßigen Lichtverteilung unerwünscht. Für manche Betriebe, in denen querfahrende Krane angeordnet werden müssen, sind jedoch größere Säulenabstände in der Längsrichtung der Halle erforderlich. Man kann sich in diesem Falle dadurch helfen, daß man gemäß Abb. 162 die Aussteifungsbinder von zwei oder drei aneinanderstoßenden Sheds zu einem Fachwerkträger vereinigt.

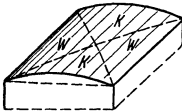


Abb. 163.

b) *Vieleckskuppeln, die aus zylindrischen Schalen zusammengesetzt sind.*

Durch Schnitte in der Diagonalrichtung zerlegt man das zylindrische Schalengewölbe in Walme w und Kappen k (Abb. 163). Setzt man nur Walme zusammen, so erhält man Klostergewölbe, die auch Vieleckskuppeln genannt werden, sobald diese Schalenskuppen nur an den Eckpunkten gelagert werden. Je nach der Anzahl der Walme erhält man vier-, sechs- oder achteckigen Grundriß (Abb. 164). Setzt man dagegen in gleicher Weise Kappen zusammen, so ergeben sich Vieleckskuppen in Form von Kreuzgewölben (Abb. 164a). Größere Spannweiten lassen sich mit den Klostergewölben erzielen, aber die Kreuzgewölbe besitzen dagegen eine sehr gute Innenwirkung und eine ausgezeichnete Akustik wegen der tief in den Raum einschneidenden Grate. Die Beleuchtung erfolgt bei ihnen von der Seite durch die großen Bogenfenster in der Außenfront der Kappen, während man

bei den Klostergewölben im allgemeinen auf eine Beleuchtung mittels Oberlichter angewiesen ist. Der wesentliche Unterschied zwischen den Vieleckskuppeln in Form von Klostergewölben und den laufend an den Kämpfern gestützten Rotationskuppeln besteht darin, daß zu der Kuppelwirkung noch eine Trägerwirkung hinzukommt, d. h., daß die einzelnen Walme zwischen den Graten als Träger wirken, wodurch die Lagerung der Kuppel nur auf den Ecksäulen ermöglicht wird. In den Graten sind nur zentrische Kräfte vorhanden, und zwar treten infolge des Eigengewichtes in der Scheitelnähe Zugkräfte auf, die nach den Kämpfern hin in Druckkräfte übergehen. Aber nicht nur bei Belastung durch Eigengewicht, sondern auch bei Winddruck sind die Grate nur durch mittige Kräfte beansprucht. Die größten bisher nach diesem System ausgeführten Vieleckskuppeln sind die Großmarkthallen Leipzig (Abb. 165) und Basel mit 76 bzw. 60 m Spannweite. Hierbei hat die erstere eine Schalenstärke von 9 cm, die letzte eine von 8 cm. Für die Meridianlinien der Walme wurden die Ellipse bzw. die Zykloide verwendet. Das Oberlicht der Leipziger Kuppel hat die bemerkenswerte Spannweite von 28 m.

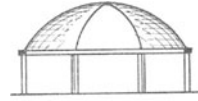


Abb. 164.

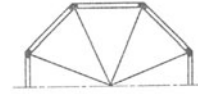


Abb. 164 a.

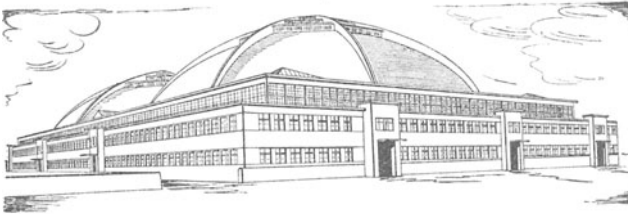
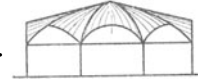


Abb. 165.

Kreuzgewölbekuppeln wurden bisher trotz der oben angegebenen Vorzüge noch nicht in größeren Ausmaßen hergestellt. Bei diesen Kuppeln sind die Grate nicht biegungsfrei, jedoch läßt es sich durch die Form der Schalengewölbe erreichen, daß die Biegemomente sehr gering werden.

c) Die doppelt gekrümmten Schalen nach Abb. 166.

Diese sind bezüglich der zu erreichenden Spannweiten den einfach gekrümmten Schalen überlegen, auch können sie dünner ausgeführt werden, weil die Beul-

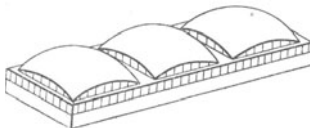


Abb. 166.

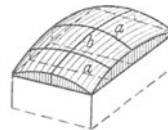


Abb. 167.

sicherheit der doppelt gekrümmten Schalen größer ist als die der einfach gekrümmten. Dazu kommt noch, daß in diesen doppelt gekrümmten Schalen die Biegemomente aus den Randstörungen viel kleiner sind als in den zylindrischen Schalen. Da diese Schalenskuppeln nach Abb. 166 nur auf den vier Ecksäulen aufrufen, sind sie für Reckthallen besser geeignet als die Vieleckskuppeln.

Für die doppelt gekrümmten Schalen können Rotationsschalen oder Ellipsoide benutzt werden. Diese begrenzt man durch vier senkrechte Ebenen, in denen die aussteifenden Binderscheiben angeordnet werden.

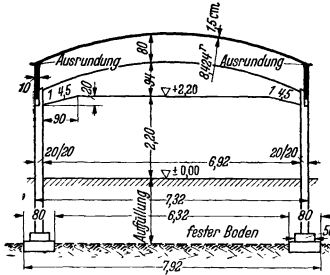


Abb. 168.

Die Gerüste und die Schalungen sind aber leichter auszuführen, wenn für die Schalen Translationsflächen benutzt werden, bei denen nach Abb. 167 eine Erzeugende a auf einer Leitlinie b gleitet. Diese Schalenschalung hat den Vorteil, daß die Schalungsbinder alle die gleiche Form haben.

Trotz der großen statischen Vorteile dieser doppelt gekrümmten Schalen sind sie bis jetzt nur bei kleineren Hallen, nicht aber bei Großbauten zur Ausführung gekommen. Die überraschende Tragfähigkeit zeigt das in Abb. 168 dargestellte Modell

mit 50 m^2 Grundfläche, das bei nur $1,5 \text{ cm}$ Betonstärke mit 50 Menschen im Scheitel belastet wurde, nachdem es vorher durchgehend mit 300 kg/m^2 Kiesand belastet worden war.

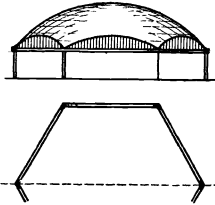


Abb. 169.

Mit diesen doppelt gekrümmten Flächen in Form von Rotationsschalen lassen sich auch Vieleckskuppeln dadurch erzeugen, daß die Rotationsschalen in den Ebenen der Tragsäulen durch senkrechte Flächen nach Abb. 169 begrenzt werden. Die Binderscheiben a steifen in diesen senkrechten Ebenen die Schalen aus und befähigen sie dadurch, auch zwischen den Ecksäulen als Träger zu wirken. Die günstigste Eckenzahl beträgt sechs. Für Vieleckskuppeln mit mehr als acht Ecken wird der Pfeil der bogenförmigen Scheiben im Verhältnis zu der Spannweite zu gering. Wenn man die Binderscheiben vorspannt, so daß sie auch nach der Ausrüstung der Kuppel keine oder nur geringe Durchbiegungen aufweisen, lassen sich mit diesem System Spannweiten mit über 200 m erreichen.

d) Die Rotationsschalen.

Die Rotationsschalen mit großer Wandstärke waren die Grundlage der großen Kuppelbauten des Altertums, z. B. des Pantheons in Rom mit 44 m und der Sofienkirche in Konstantinopel mit $31,5 \text{ m}$ Spannweite. Schon vor dem Weltkrieg wurden allerdings bei kleinen Spannweiten Schalenstärken von etwa 10 cm angewandt. Nach dem Weltkrieg kamen dann die dünnwandigen Schalenkuppeln Zeiß-Dywidag zur Ausführung. Hierbei handelt es sich nicht um eine neuartige statische Auffassung des fertigen Bauwerkes, sondern um ein neues Herstellungsverfahren mittels des Zeiß-Netzwerkes. Für die Herstellung dieser Rotationsschalen mit Hilfe der Netzwerke sind zwei Verfahren im Gebrauch. Bei beiden Verfahren wird das Netzwerk nur als Lehrgerüst verwendet, jedoch mit dem Unterschied, daß bei dem ersten Verfahren das Netzwerk einbetoniert, bei dem zweiten dagegen wiedergewonnen wird. Bei dem ersten Verfahren besteht das Netzwerk aus dünnen Flacheisenstäben mit einem Gewicht von 10 kg/m^2 . Es wird mittels eines leichten Drehgerüsts montiert, alsdann wird ein Maschenetz von Rundeisen $\varnothing 5$ bis 6 mm verlegt und das Netzwerk einbetoniert. Hierbei werden immer nur konzentrische Ringe hergestellt, so daß das Netzwerk nur geringe Lasten zu tragen hat. Bei dem Betonieren des nächsten Ringes ist der vorhergehende schon erhärtet und steift zugleich das Netzwerk aus. Dieser Arbeitsvorgang ist die Grundlage dafür, daß der Aufbau mit Hilfe dieses leichten Netzwerkes erfolgen kann. Mit Rücksicht auf das einzubetonierende Netzwerk beträgt die Mindeststärke dieser Schalen 6 cm . Bei dem zweiten Verfahren wird das Netz-

werk unterhalb der Schale angeordnet, so daß es nach Fertigstellung der Schalenskuppel wieder abgebaut und anderweitig verwendet werden kann.

Die Abb. 170 zeigt die erste nach diesem System ausgeführte Schottekuppel in Jena mit einbetoniertem Netzwerk, die bei 40 m Spannweite eine Schalendicke von 6 cm besitzt, in Abb. 171 ist dargestellt, bei welcher zugleich der ringweise Aufbau der Betonkuppel zu erkennen ist. Die Einbetonierung erfolgte hier durch Torkretierung, während bei flachen Kuppeln der Beton in der üblichen Weise eingebracht wird.

Mit diesen Rotationsschalen lassen sich fast unbeschränkte Spannweiten (mehrere hundert Meter) herstellen, da die in diesen Schalen auftretenden Dehnungsspannungen sehr gering sind. Sie sind wesentlich kleiner als bei den einfach gekrümmten Gewölben, weil die Flächenlast bei den Raumsystemen durch zwei zueinander senkrechte Gewölberichtungen getragen wird.

Die Schwierigkeiten der Herstellung sehr weit gespannter Rotationsschalen liegen nicht in der Statik der fertigen Kuppel, sondern in den riesigen Lehrgerüsten

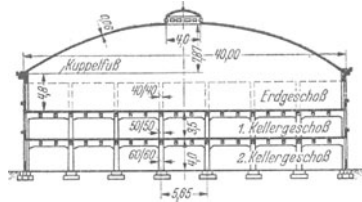


Abb. 170.

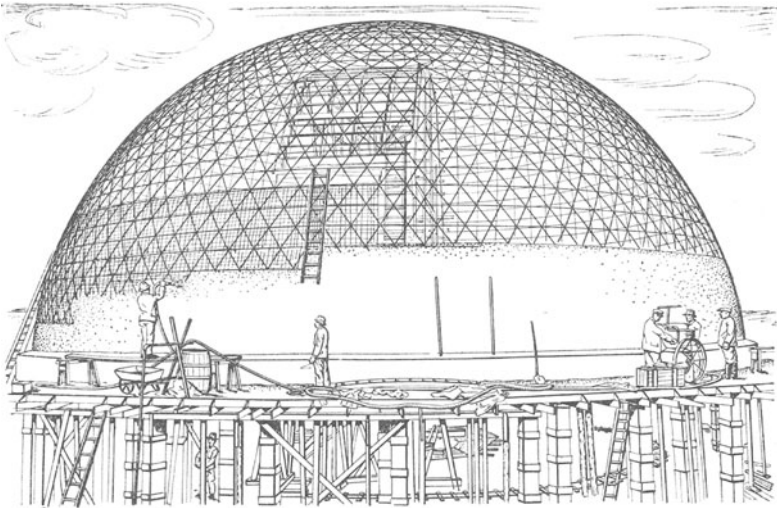


Abb. 171.

und in dem Aufbau der Kuppel. Auch hier wird man zweckmäßig von dem ringförmigen Aufbau ausgehen. Jeder erhärtete Ring ist aber ein starres Gebilde, während das Lehrgerüst elastisch ist und sich unter der neu aufgebrachtten Last ganz wesentlich zusammendrückt. Aus diesen Gründen kann der Aufbau von Kuppeln mit mehreren hundert Metern Spannweite ohne Rissebildungen nur gelingen, wenn Aufbaufahren benutzt werden, die von dem Grundgedanken des Zeiß-Dywidag-Schalensystems ausgehen.

Sobald derartige Rotationsschalen am Kämpfer nicht laufend, sondern auf Einzelstützen gelagert sind, ergibt sich eine wesentliche Umlagerung in dem vorher drehsymmetrischen Belastungszustand der Rotationskuppel, der durch die zusätzlichen Spannungen aus der Trägerwirkung überlagert wird. Das überraschende

Ergebnis aus der Lösung dieses Problems besteht darin, daß die Hebelarme der inneren Kräfte dieser Schalenkuppeln für die Übertragung der Lasten nach den

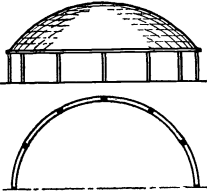


Abb. 172.

Tragsäulen proportional mit den Abständen der Säulen wachsen. Hieraus folgt, daß bei einer gleich großen Randlast g die Spannungen der Schale unabhängig von dem Abstand der Säulen sind. Dadurch ist uns die Möglichkeit gegeben, derartige Kuppeln entsprechend der Abb. 172 auf Säulen in großen Abständen zu lagern, wobei zweckmäßig der Zugring vorgespannt wird. Bei sehr großen Kuppeln hat dieses System gegenüber dem der Abb. 169, bei dem die Anzahl der Tragsäulen auf acht beschränkt war, den Vorteil, daß eine beliebige größere Anzahl von Säulen angeordnet werden kann.

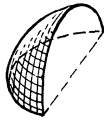


Abb. 173.

Bei dem Wettbewerb für die Münchener Bahnhofskuppel wurden von der Dyckerhoff & Widmann K.G. in Zusammenarbeit mit dem Verfasser Kuppeln mit 280 m Spannweite angeboten, die in wirtschaftlicher Hinsicht gegenüber den leichteren Stahlkuppeln voll konkurrenzfähig waren. Zum Abschluß dieses Abschnittes sei noch auf die Halbkuppeln der Abb. 173 (die sog. Apsidenkuppeln) hingewiesen, die als selbstständige Baukörper standfest sind, wenn sie am Kämpfer durch biegungssteife Ringe oder Fundamente gehalten werden. Bei dem Bau von Flugzeughallen wurde eine größere Anzahl solcher Halbkuppeln hergestellt.

2. Die Theorie der Schalen.

Für eine Darstellung der Theorie der Schalen fehlt es im Rahmen des Taschenbuches an Raum. Ich muß mich deshalb nur auf eine kurze Erörterung dieser Theorien beschränken und im übrigen auf das vorhandene Schrifttum verweisen.

a) Der Membranspannungszustand.

Bei dünnen Schalen, die durch stetige Lasten aus Eigengewicht, Schnee und Wind beansprucht sind und bei denen die Auflagerkräfte tangential in die Schale unter Vermeidung von Zwängungen an den Rändern eingeleitet werden, können die Dehnungskräfte mit sehr großer Annäherung als gleichmäßig über die Schalendicke verteilt, vorausgesetzt werden. Den drei Dehnungskräften N_x , N_y , N_{xy} , die nach Abb. 174 an den Rändern eines Schalenelementes angreifen, stehen

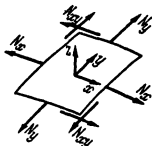


Abb. 174.

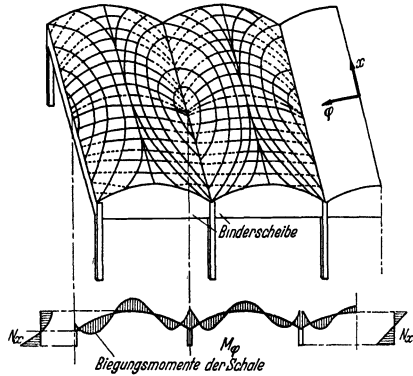


Abb. 175.

die drei Gleichgewichtsbedingungen in den Richtungen x , y , z gegenüber, woraus die Dehnungskräfte in statisch bestimmter Weise berechnet werden können. Aus diesen drei Gleichgewichtsbedingungen folgen drei gekoppelte Differentialgleichungen, aus denen sich die Dehnungskräfte ergeben. Bei der Zylinderschale und der dreh-symmetrisch oder antisymmetrisch belasteten Rotationsschale spalten

sich diese Gleichungen, so daß jede Dehnungskraft aus nur einer Gleichung mit einer Unbekannten gefunden wird.

Aus den Dehnungskräften N_x , N_y und der Schubkraft N_{xy} lassen sich dann nach den Gleichungen des ebenen Spannungszustandes die Größe und die Richtung der Hauptspannungen berechnen. In der Abb. 175 sind diese Hauptspannungen für ein zylindrisches Schalgewölbe eingezeichnet, wobei besonders ins Auge fällt, daß an den Ecken die Hauptspannungen unter 45° geneigt sind.

Durch affine Verzerrung lassen sich die Schalen in andere überführen, so z. B. die Kugelschale in ein Ellipsoid. Vielfach stößt man dann auf unüberwindliche Schwierigkeiten bei Ermittlung des Membranspannungszustandes in solchen verzerrten Schalen. Es läßt sich aber beweisen, daß zwischen den Dehnungsspannungen zueinander affiner Schalen ebenfalls affine Beziehungen bestehen, wenn z. B. zwischen den Flächengewichten aller einander zugeordneter Schalenelemente, bezogen auf die Grundfläche, eine Proportionalität besteht (Prinzip des statischen Massenausgleiches). Bei konstanter Wandstärke der Grundschaale muß demnach bei der verzerrten Schale eine veränderliche Schalenstärke vorhanden sein.

b) Die Biegungstheorie der Schalen.

Bei dem statisch bestimmten Membranspannungszustand ist es nicht notwendig, auf die Formänderungen einzugehen. Sobald aber die Schale an den Rändern durch Ringe, Scheiben oder Balken ausgesteift wird, die für die verlangte Trägerwirkung notwendig sind, müssen die Formänderungen der Schale mit denen der Aussteifungsglieder in Übereinstimmung gebracht werden. Als Folge davon wird der Membranspannungszustand durch Biegemomente überlagert und zu den Dehnungskräften der Membrantheorie treten nun als neue Kräfte noch die Biegemomente M_x , M_y und die Querkräfte Q_x , Q_y und die Drillmomente M_{xy} , M_{yx} hinzu, während die Anzahl der Gleichgewichtsbedingungen sich auf sechs erhöht. Zur Ermittlung der drei verbleibenden Unbekannten müssen wir die Elastizitätsgleichungen zu Hilfe nehmen. Hierzu müssen wir unter Zugrundelegen des Hookeschen Gesetzes die inneren Kräfte durch die Dehnungen und die Dehnungen wieder durch die Verschiebungen ausdrücken. Damit erhalten wir drei gekoppelte partielle Differentialgleichungen, die uns die notwendigen Freiwerte geben, um die zwischen den Schalenrändern und den Aussteifungen auftretenden statisch unbestimmten Größen zu ermitteln. So treten z. B. zwischen der Zylinderschale und dem anschließenden Randträger (Abb. 176) die vier unbekanntenen Kräfte N_φ , Q_φ , $N_{x\varphi}$ und $M_{\varphi\text{auf}}$, und da die Schale zwei derartige Randträger besitzt, ergeben sich acht statisch unbestimmte Größen, die aus der Bedingung gleicher Formänderungen von Schale und Randträger mit Hilfe der sich aus den drei Differentialgleichungen ergebenden acht Freiwerte ermittelt werden müssen. In gleicher Weise erhält man auch bei den übrigen besprochenen Schalenträgern ein achtfach statisch unbestimmtes System, nur für den Sonderfall der dreh-symmetrisch belasteten Rotationsschale mit einem unteren und oberen Ring ermäßigt sich die Anzahl der statisch Unbestimmten auf vier.

Zweckmäßig spaltet man den Rechnungsgang in zwei Teile, erstens in die Berechnung des Membranspannungszustandes, aus dem sich bestimmte Kräfte und Verschiebungen am Schalenrand ergeben, und in die Berechnung der oben angegebenen statisch unbestimmten Randkräfte, wofür wir nur noch das homogene System der Differentialgleichungen der biege-steifen Schale benötigen.

Die Schalenbauweise ist in ihrer bisherigen kurzen Entwicklung sowohl in konstruktiver wie auch in theoretischer Hinsicht weitgehend entwickelt worden und sie ermöglicht es uns im Zusammenhang mit dem für die weitere Entwicklung ebenso wichtigen Problem der Vorspannung auch die größten Aufgaben in der Massivbauweise zufriedenstellend zu lösen. Die Vorspannung der Stahlbetonkonstruktionen wird im nächsten Abschnitt über Brückenbau ausführlich besprochen.

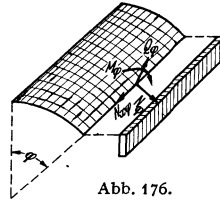


Abb. 176.

VI. Die Brückenbauten.

Wir unterscheiden

Bogenbrücken, die als Dreigelenk-, Zweigelenk-, Eingelenk- oder als ein-
gespannte Gewölbe ausgeführt werden können;

Balkenbrücken in Form von frei aufliegenden Balken oder durchlaufenden
Trägern;

Rahmenbrücken mit senkrechten oder schräg gestellten Tragsäulen, wobei
die letzteren einen Übergang zu den Bogenbrücken darstellen;

Brücken mit kombinierter Tragwirkung, bei denen die Eigengewichts- und
Verkehrslasten zum Teil durch Bogen- und zum Teil durch Balkenwirkung über-
tragen werden;

Mit Seilen oder Rundeisen vorgespannte vollwandige Balkenbrücken, die die
Eigenschaft haben, daß die Eigengewichtslasten durch Dehnungskräfte (Bogen-
wirkung), die Verkehrslasten dagegen fast ausschließlich durch Balkenwirkung
nach den Auflagern übertragen werden;

Stahlbetonfachwerkträger mit und ohne Vorspannung.

A. Übersicht über die einzelnen Brückentragwerke.

1. Die Bogenbrücken.

Die größten Spannweiten lassen sich mit den gewölbten Brücken erreichen,
weil bei diesen, wenn sie nach der Stützlinie geformt werden, die gesamten Eigen-
gewichtslasten nur durch Dehnungskräfte (Druckspannungen) nach den Wider-
lagern übertragen werden. Biegemomente werden nur durch die Verkehrs-
lasten sowie Widerlagerausweichen, Schwinden, Temperaturschwankungen und
die Verkürzung der Bogenachse infolge der Druckspannungen ausgelöst. Diese
Biegemomente sind aber im Vergleich zu denen der Balkenbrücken sehr gering
und außerdem werden die dadurch bedingten Biegespannungen durch die Druck-
spannungen aus Eigengewicht derartig überlagert, daß keine oder nur sehr geringe
Zugspannungen verbleiben, durch die jedoch keine Haarrisse in dem Beton ent-
stehen, so daß für das Gewölbe eine fast unbegrenzte Lebensdauer gewährleistet ist.

Infolge dieser günstigen Wirkungsweise sind die Bogenbrücken auch für Eisen-
bahnbrücken sehr geeignet. Wesentlich ist auch, daß bei den Bogenbrücken die
wechselnden Spannungen im Vergleich zu denen aus den ruhenden Lasten gering
sind, so daß die Dauerfestigkeit des Betons nur wenig unter der Prismenfestigkeit
liegt. Bei Straßenbrücken lassen sich mit den kommenden Erhöhungen der
zulässigen Spannungen Spannweiten bis rd. 500 m erreichen.

2. Die Balkenbrücken.

Im Gegensatz zu den Bogenbrücken müssen bei den Balkenbrücken die ges-
amten Eigengewichts- und Verkehrslasten durch Biegemomente nach den
Auflagern übertragen werden. Die Folge davon ist, daß das Eigengewicht dieser
Brücken sehr rasch mit den zunehmenden Spannweiten anwächst. Für die Unter-
bringung der dann notwendigen starken Zugbewehrungen müssen die Balkenstege
sehr breit gehalten werden. Infolge seiner geringen Dehnungsfähigkeit kann der
Beton die Dehnung der Bewehrungen nicht mitmachen und als Folge davon er-
geben sich zahlreiche Haarrisse, und zwar um so mehr, je stärker die Zugeisen
bei wachsenden Spannweiten massiert werden. Bei größeren Spannweiten ist man
gezwungen, bis zu sechs oder sogar acht Lagen Zugeisen übereinander anzuordnen.
Hierdurch ergeben sich nicht nur der Nachteil hoher Betonzugspannungen und
Haarrisse, sondern es wird auch das Einbringen des Betons erschwert, weil man
selbst bei Verwendung von Rüttlern den Beton der Zugzone nicht mehr in gleicher
Güte wie in der Druckzone verdichten kann. Dazu kommt noch, daß bei größeren
Spannweiten die zulässigen Schubspannungen voll ausgenützt werden müssen.
Für die Schubsicherungen werden deshalb zahlreiche Abbiegungen mit großen
Querschnittsflächen benötigt, wodurch die Betonierung der Stege ebenfalls
behindert wird. Aus diesen Gründen sind die Spannweiten der Balkenbrücken

begrenzt. Bei Straßenbrücken kommen bei frei aufliegenden Balken Spannweiten bis rd. 40 m, bei durchlaufenden Trägern Spannweiten bis 80 und 100 m in Frage. Bei den genannten Spannweiten ergeben sich jedoch schon derartig starke Bewehrungen der Zugzonen, daß die oben geschilderten Nachteile wirksam werden. Dagegen lassen sich mit den durch Seile vorgespannten Brücken etwa doppelt so große Spannweiten erreichen bei gleichzeitiger Beseitigung der obigen Nachteile. Für Eisenbahnbrücken eignen sich gewöhnliche Stahlbetonbalken wegen des ungünstigen Verhältnisses der Verkehrslasten zu den Eigengewichtslasten wenig. Durch die hohen Wechselbeanspruchungen infolge der Verkehrslasten wird die Dauerfestigkeit des Betons stark herabgesetzt und infolge der dynamischen Einwirkungen werden die Haarrisse verstärkt.

3. Die Rahmenbrücken.

Rahmenbrücken mit senkrechten Tragsäulen unterscheiden sich von den durchlaufenden Trägern nur dadurch, daß die Balken der einzelnen Öffnungen an den Stützen fester eingespannt sind, wodurch sich etwas größere Stützmomente und entsprechend etwas kleinere Feldmomente ergeben. Dafür haben aber die Rahmenbrücken den Nachteil, daß infolge der festen Verbindung der Balken mit den Tragsäulen zusätzliche Biegemomente durch die Schwind- und Temperaturwirkungen ausgelöst werden, so daß auch bei Ersatz der durchlaufenden Träger durch Rahmen die angegebenen Grenzspannweiten nur um ein geringes Maß überschritten werden können. Günstiger liegen die Verhältnisse, wenn gemäß Abb. 177 die Tragsäulen schräg gestellt werden, weil dann für die Balkenmomente die verkürzte Spannweite l' anstatt l maßgebend ist.

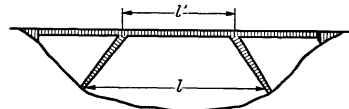


Abb. 177.

4. Durch Seile vorgespannte Balkenbrücken und die Merkmale der verschiedenen Vorspannmethoden¹.

Eine den Bogenbrücken ähnliche Wirkungsweise ergibt sich bei den durch Seile vorgespannten Balkenbrücken, welche die Eigengewichtslasten nur durch Dehnungskräfte übertragen. Die Größe der Seilkraft H ergibt sich bei dem vorgespannten frei aufliegenden Balken der Abb. 178 aus der Bedingung $M + Hz = 0$, wobei z der Abstand des Seiles von der neutralen Achse $n - n$ des Balkens ist. Durch den Seilzug H entstehen in dem Stahlbetonbalken ebenso wie bei einer Bogenbrücke zentrische Druckspannungen, durch welche die Biegungsspannungen aus Verkehr so überlagert werden, daß Zugspannungen in dem Betonquerschnitt entweder ganz ausgeschaltet oder wenigstens auf das Maß $\sigma_{bz} = \frac{1}{4} \sigma_b d$ verringert werden, womit das Auftreten von Haarrissen im Beton ebenso wie bei den Bogenbrücken ausgeschaltet ist. Bezüglich der Übertragung der Eigengewichtslasten verhalten sich die vorgespannten Balkenbrücken demnach wie Bogenbrücken, sie haben diesen gegenüber sogar noch den Vorteil, daß die zusätzlichen Biegemomente durch Schwinden, Kriechen und Widerlagerausweichen (Zugbandverlängerung),

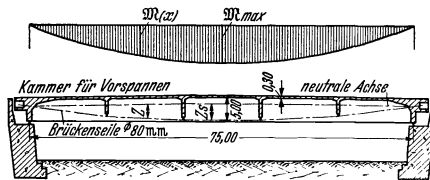


Abb. 178.

¹ DISCHINGER, FR.: Die Beseitigung der zusätzlichen Biegemomente im Zweigelenkbogen mit Zugband. Abh. Int. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Zurich 1 (1932). — DISCHINGER, FR.: Ausschaltung der Biegezugspannungen bei Balken und Stabbogenbrücken. Zweiter Kongreß Int. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Vorbericht, Berlin 1936, S. 775. — FINSTERWALDER, U.: Eisenbetonträger mit selbsttätiger Vorspannung. Bauing. 19 (1938) S. 495.

durch Nachspannen oder Überspannen der Seile zum größten Teil ausgeschaltet werden können. Hingegen ergeben sich bei den vorgespannten Brücken infolge der Verkehrslasten größere Biegemomente als bei den Bogenbrücken, weil die flach gespannten Seile infolge ihrer hohen Elastizität sich an der Übertragung der Verkehrslasten nur in untergeordnetem Maße beteiligen, so daß die Verkehrslasten im wesentlichen durch Balkenwirkung nach den Auflagern übertragen werden müssen. Trotzdem bereitet es keine Schwierigkeiten, die Biegungsspannungen des Betons ganz oder zum größten Teil auszuschalten. Bei den durchlaufenden Balkenbrücken müssen die Seile gemäß Abb. 179 in ihrer Höhenlage dem Verlauf der wechselnden Biegemomente \mathfrak{M} angepaßt werden. Auch empfiehlt es sich, für die Vorspannung zwei oder drei Seilstränge vorzusehen. An Stelle der obigen Stützliniengleichung $\mathfrak{M} + Hz = 0$ tritt dann für die Bestimmung der Seilkräfte und der Seilabstände z_1 und z_2 die allgemeine Gleichung

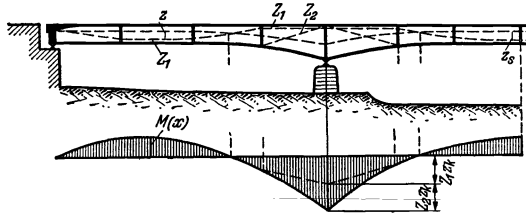


Abb. 179.

$\mathfrak{M} + \sum Hz = 0$. Bei Straßenbrücken lassen sich mit frei aufliegenden vorgespannten Balken Spannweiten bis rd. 80 m und bei durchlaufenden Trägern gut die doppelten Spannweiten erreichen.

Auch für Reichsbahnbrücken eignen sich insbesondere bei frei aufliegenden Balken die vorgespannten Brücken. Trotz der hohen Verkehrslasten durch den N -Lastenzug läßt es sich erreichen, daß keine Betonzugspannungen auftreten und daß auch bei einer Verdoppelung der Verkehrslasten die Betonzugspannungen kleiner sind als bei gewöhnlichen Balkenbrücken.

Auch macht es keine Schwierigkeiten, die Seile nach dem Ausrüsten in Betonplatten einzubetonieren und diese in eine schubfeste Verbindung mit den Balkenstegen zu bringen, wodurch wir ein monolithisches Tragwerk erhalten. Um hierbei den Spannungsabfall der Seile infolge des nach dem Einbetonieren noch eintretenden Schwindens und Kriechens zu berücksichtigen, müssen die Seile bei gleichzeitigem Aufbringen einer Sandlast überspannt werden. Entsprechend dem eintretenden Spannungsabfall der Seile wird dann die Sandlast wieder entfernt.

In diesem Zusammenhang sei noch kurz auf den Unterschied zwischen dem vorgespannten Beton und dem Spannbeton hingewiesen. Bei dem Spannbeton (System FREYSSINET und HOYER/WETTSTEIN) werden die Bewehrungen vor dem Einbringen des Betons mittels eines Spannbettes in Spannung gesetzt. Alsdann wird der Beton eingebracht und nach dessen Erhärtung werden die Verankerungen der Bewehrungsseile an dem Spannbett gelöst, wodurch die Spannkraft auf den Beton einwirken und diesen unter Druck setzen. Die ersten Versuche dieser Art wurden im ersten Jahrzehnt dieses Jahrhunderts von KOENEN durchgeführt, konnten aber zu keinem Erfolge führen, weil die von KOENEN verwendeten Vorspannungen der Bewehrungsstäbe so gering waren, daß sie infolge der Einwirkungen des Schwindens und des in dieser Zeit noch unbekanntes Kriechens des Betons fast restlos wieder verloren gingen. Das System von HOYER/WETTSTEIN unterscheidet sich von dem von FREYSSINET dadurch, daß für die Vorspannung dünne Drähte mit einer Zerreißeigigkeit bis 25000 kg/cm^2 verwendet werden, während bei FREYSSINET dickere Stäbe mit nur rd. $\frac{1}{3}$ dieser Festigkeit zur Anwendung kommen. Die von HOYER verwendeten dünnen Drähte haben außerdem den Vorteil, daß die Haftung zwischen den Drähten und dem

Beton so groß ist, daß man Betonbalken, die in großer Länge hergestellt werden, ohne weiteres in Stücke zersägen kann, ohne daß die Vorspannung der Drähte verloren geht. Diese günstige Wirkung wird noch dadurch unterstützt, daß an der Schnittstelle die Drähte infolge Wegfall der Spannung und infolge der damit verbundenen Querdehnung durch eine Keilwirkung zusätzlich verankert werden, wodurch die Haftspannungen entlastet werden und bewirkt wird, daß schon in einem geringen Abstand von der Schnittstelle die volle Vorspannkraft wieder vorhanden ist. Voraussetzung für die hohe Haftung und die erwähnte Verkeilung ist allerdings, daß ein sehr dichter Beton mit einer Festigkeit von wenigstens 600 kg/cm^2 erzeugt wird.

Dadurch, daß man die vorgespannten Balken nach System HOYER/WETTSTEIN in gewünschte Längen ebenso wie einen Balken aus Stahl und Holz zersägen kann, entsteht ein neuer, von dem üblichen Stahlbeton sich unterscheidender Werkstoff, der für die Herstellung von Stahlbetondecken aus Platten und Balken eine außerordentlich große Bedeutung gewinnen wird und der die bisher üblichen Decken aus Holz und Stahl in weitestem Umfang ersetzen dürfte.

Bei dem System FREYSSINET, bei dem dickere Bewehrungsstäbe verwendet werden, müssen diese zwecks Einleitung der Verankerungskräfte durch Platten verankert werden. Ein Zersägen in Balkenteile von gewünschter Länge ist deshalb nicht möglich, jeder Balken muß in der Betonfabrik in der gewünschten Länge hergestellt werden.

Da bei Spannbeton nach System HOYER/WETTSTEIN und FREYSSINET die Bewehrungsseisen vor dem Betonieren mittels eines Spannbettes gespannt werden, ist es mit Rücksicht auf die großen Kräfte im allgemeinen nicht möglich, wie bei der Abb. 179, die Eisen in gekrümmter, der Stützlinie bzw. dem Biegemoment angepaßter Form zu spannen, wodurch dieses Spannsystem bei durchlaufenden Trägern wenig geeignet ist.

Für den Brückenbau scheint mit Rücksicht auf die nicht mögliche Anpassung der Vorspannung an den Momentenverlauf ihre Anwendung auf frei aufliegende Träger kleinerer Spannweite beschränkt zu sein.

Bei den vorgespannten Brücken System DISCHINGER dagegen wird zuerst der Betonbalken betoniert und erst mit dem Ausrüsten der Brücke werden die Seile, die aus einem hochwertigen Stahlmaterial von 13000 bis 14000 kg/cm^2 Festigkeit bestehen, in Vorspannung gesetzt und gegenüber den Querträgern durch Pendel oder Rollen abgestützt, wodurch es möglich wird, den Verlauf der Seile genau an den Verlauf der Momentenlinie des frei aufliegenden oder durchlaufenden Balkens anzupassen, so daß infolge davon in dem ausgerüsteten Balken durch das Eigengewicht nur zentrische Druckspannungen auftreten und daß der Spannungsabfall infolge der plastischen Einwirkungen durch Kriechen und Schwinden durch Nachspannen ausgeschaltet werden kann.

Das unter dem Namen FINSTERWALDER bekannt gewordene Vorspannsystem stützt sich ebenfalls auf die in Form von Hängewerken angeordneten Vorspananker, es unterscheidet sich nur in der Art der Erzeugung der Vorspannung. Während bei dem System DISCHINGER die Vorspannung durch hydraulische Pressen erzeugt wird, benutzt FINSTERWALDER hierfür in ähnlicher

Weise wie bei den im nachfolgenden Abschnitt zu besprechenden Fachwerkbrücken das Eigengewicht der Brücke selbst. Hierzu ist es notwendig, gemäß Abb. 180 bei einem frei aufliegenden Balken in der Feldmitte ein Gelenk anzuordnen, wodurch sich ein statisch bestimmtes Tragwerk ergibt. Um die Vorspannung der Spananker durch das Eigengewicht der Brücke selbst zu erzeugen, muß das Tragwerk

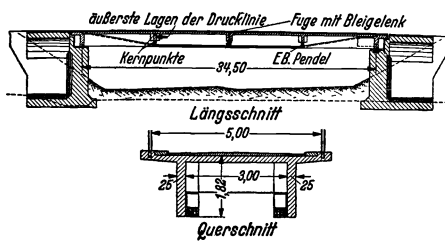


Abb. 180.

bei dem Betonieren eine so große Überhöhung erhalten, daß es sich nach der durch das Ausrüsten erzeugten Vorspannung in die gewünschte Höhenlage absenkt. Bei durchlaufenden Trägern muß das Tragwerk ebenso viele Gelenke aufweisen, wie es Felder besitzt, so daß sich unter Berücksichtigung des Seilzuges ein statisch bestimmtes System ergibt.

Bei diesen durchlaufenden Trägern ergeben sich bei dem Ausrüsten derartig hohe Senkungen, deren Größe von dem nicht genau bekannten Elastizitätsmodul des Betons abhängt, daß man eine richtige Höhenlage nur erreichen kann, wenn die Zuganker ebenfalls durch hydraulische Pressen vorgespannt werden. Bei dem System FINSTERWALDER sind die Hebelarme der Zuganker gegenüber den Gelenken größer als die Abstände der Zuganker gegenüber der neutralen Achse nach System DISCHINGER, dafür müssen aber nicht nur die Eigengewichts-, sondern auch die Verkehrslasten durch die Seile getragen werden, während bei DISCHINGER die Verkehrslasten durch die Biegesteifigkeit der Balken übertragen werden, wodurch die ungünstigeren Hebelarme wieder ausgeglichen werden.

Allen Vorspannsystemen, ganz gleich, ob die Spannanker vor dem Betonieren in Spannung gesetzt werden (Spannbeton) oder ob die Vorspannung an dem schon erhärteten Beton vorgenommen wird (vorgespannter Beton), liegt der Gedanke zugrunde, daß der Beton durch die Druckvorspannungen in die Lage versetzt werden soll, die Biegemomente aufzunehmen, ohne daß in dem Beton wesentliche Zugspannungen auftreten. Der in dieser Art vorgespannte Beton wird dadurch zu einem homogenen Material und die Berechnung kann nach Stadium I durchgeführt werden.

5. Stahlbetonfachwerkbrücken mit und ohne Vorspannung.

Wegen ihres geringen Eigengewichtes sind Stahlbetonfachwerkträger in Frankreich in großem Umfang ausgeführt worden. In Deutschland dagegen hat sich bis vor wenigen Jahren diese Trägerform nicht durchsetzen können und zwar aus zwei Gründen. In den Zugstäben der Stahlbetonfachwerkträger müssen im Verhältnis zu den Betonquerschnitten sehr große Stahlquerschnitte angehäuft werden und infolgedessen ergeben sich sehr hohe Betonzugspannungen und zahlreiche Haarrisse, weil der Beton den Dehnungen der Bewehrungseisen nicht folgen kann. Des weiteren ergeben sich aus den Längungen und Kürzungen in der Fachwerkstäbe eines Dreieckes nicht unwesentliche Winkeländerungen und damit zusätzliche Biegemomente in den einzelnen Fachwerkstäben, wodurch die Haarrisse noch vermehrt und vergrößert werden. Diese Nebenspannungen sind naturgemäß auch bei den stählernen Fachwerkbrücken vorhanden, aber hier sind sie von geringerer Bedeutung, weil die Steifigkeit der Stäbe geringer ist und damit auch das Verhältnis dieser Nebenspannungen zu den zugelassenen Hauptspannungen. Auch ist zu berücksichtigen, daß bei den stählernen Brücken mit Erreichen der Fließgrenze die Nebenspannungen fast vollständig in Wegfall kommen, so daß die Traglasten hierdurch kaum beeinflusst werden.

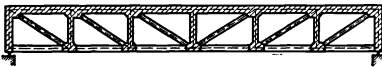


Abb. 181.

Diese Nachteile der Stahlbetonfachwerkträger werden durch das Herstellungsverfahren FINSTERWALDER beseitigt bzw. stark vermindert, und infolge davon wurde der Stahlbetonfachwerkträger bei weit gespannten Hallenbauten in großem Umfang zur Ausführung gebracht. Der Gedanke dieses neuen Verfahrens besteht darin, daß gemäß Abb. 181 zuerst nur die auf Druck beanspruchten Obergurtstäbe und die Ständer betoniert werden, während bei den auf Zug beanspruchten Untergurtstäben und Diagonalen nur die Zugkräfte aufnehmenden Rundeisen montiert werden. Nach dem Erhärten des Betons wird dann der Fachwerkträger ausgerüstet, wodurch die Rundeisen der Zugstäbe in Spannung gesetzt werden. Nunmehr können auch die Zugstäbe betoniert werden. Da die einzelnen Rundeisen einer Verbiegung keinen nennenswerten Widerstand entgegenzusetzen, werden die oben angeführten Nebenspannungen zu einem großen

Teil ausgeschaltet und zugleich wird erreicht, daß der Beton der Zugstäbe frei von Haarrissen bleibt (s. auch die frühere Abb. 157a).

Bei den Hallenbauten sind die Verkehrslasten, bestehend aus Wind und Schnee gegenüber den Eigengewichtslasten sehr gering und damit auch die nach dem Betonieren der Zugstäbe hinzukommenden Zugkräfte und Nebenspannungen ohne große Bedeutung, nicht dagegen aber bei Brückenbauten. Es ist deshalb erwünscht, die aus der Verkehrslast folgenden Betonzugspannungen und die Nebenspannungen ebenfalls abzumindern. Dies läßt sich erreichen, wenn man vor dem Betonieren die Brücke mit Sand vorbelastet.

Eine weitere Abminderung der Nebenspannungen ergibt sich, wenn man im Gegensatz zu den stählernen Fachwerkbrücken nicht einzelne Tragwände anordnet, sondern den Untergurt ebenso wie die Füllstäbe als Platten ausführt, die ebenso breit sind wie die Brücke. Dadurch erreicht man, daß die Zugeisen auf eine große Breite verteilt werden und alle genannten Stäbe als dünne Wände ausgeführt werden können, die nur eine geringe Biegezugspannung besitzen, womit die Nebenspannungen auch aus Verkehr stark abgemindert werden.

6. Kombinierte Bogen- und Balkentragwerke (Scheibenbogen)¹.

Eine kombinierte Bogen- und Balkentragwirkung besitzen die flachen eingespannten Scheibenbogen (Abb. 182). Infolge der starken Zunahme der Trägheitsmomente dieser Gewölbe nach dem Kämpfer hin wird nur die Hälfte bis $\frac{2}{3}$ des Eigengewichtes und der Verkehrslasten durch Dehnungskräfte (Gewölbewirkung), der Rest dagegen durch Balkenmomente nach den Auflagern übertragen. Hierbei ergeben sich infolge der starken Veränderlichkeit der Trägheitsmomente nur verschwindend geringe Biegemomente in Feldmitte, d. h. die Lasten, die durch Balkenwirkung übernommen werden, werden hauptsächlich durch Kragwirkung nach den Widerlagern abgeleitet.

Würde man den flachen Scheibenbogen durch ein gewöhnliches Gewölbe ersetzen, so würde man einen wesentlich höheren Horizontalschub erhalten und die resultierende Kraft an der Bodenfuge des Widerlagers würde landeinwärts zu liegen kommen. Umgekehrt würde dagegen bei einem eingespannten Balken die Resultierende nach der Flußseite verschoben werden. Hieraus geht ohne weiteres hervor, daß bei einem kombinierten Tragsystem, bei dem die Lasten zum Teil durch Bogen- und zum Teil durch Balkenwirkung übertragen werden, sich die günstigsten Verhältnisse für die Fundamente ergeben müssen.

Diesen Vorteilen der eingespannten Scheibenbogen stehen aber auch ebenso große Nachteile gegenüber, weil diese Systeme infolge der großen Trägheitsmomente am Kämpfer sehr steif sind und demgemäß durch die Schwind- und Temperaturwirkungen sehr große Horizontalschübe und damit auch Biegemomente ausgelöst werden. Hiermit sind auch sehr große Schwankungen in den Anteilen der Lasten, die durch Bogen- und Balkenwirkung übernommen werden, verbunden. Diese Nachteile fallen weg, wenn das System als Dreigelenkbogen und damit statisch bestimmt gemäß Abb. 182a

ausgeführt wird. Wie diese Abbildung zeigt, verbleibt trotz des Kämpfergelenkes ein Einspannungsmoment in Größe von $H\gamma_0$, wobei γ_0 der Abstand des Gelenkes von der neutralen Achse $n-n$ und die Verhältnisse f_0/f und $(f-f_0)/f$ die Bogenwirkung und die Balkenwirkung kennzeichnen. Den Nachteil, daß diese Scheibenbogen sehr hohe Biegezugspannungen aufweisen, kann man aber durch eine Überführung in einen Dreigelenkbogen nicht beheben. Die Biegezugspan-



Abb. 182.

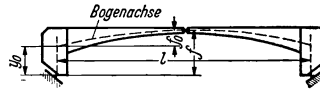


Abb. 182a.

¹ DISCHINGER, FR.: Eingespannte Bogenbrücken mit statisch bestimmtem Horizontalschub. Beton u. Eisen 40 (1941) S. 8.

nungen kann man nur durch ein Vorspannen mittels Seilen beseitigen. Siehe hierüber die Arbeit des Verfassers „Eingespannte Bogenbrücken mit statisch bestimmtem Horizontalschub“. Erst durch das Vorspannen der Scheibenbogen mittels Seilen können die Vorteile dieser Brücken mit kombinierter Tragwirkung restlos ausgenützt werden.

B. Die Theorie der Bogenbrücken.

1. Die Grundlagen der Gewölbetheorie.

Wir unterscheiden eine Näherungstheorie und eine strenge Verformungstheorie. Bei der Näherungstheorie rechnen wir bei der Aufstellung der Verschiebungsgrößen mit unveränderlichen Koordinaten und vernachlässigen den Einfluß der Verformungen u und v (Abb. 183). Durch diese Vernachlässigung wird die Differentialgleichung des Gewölbes linearisiert, womit

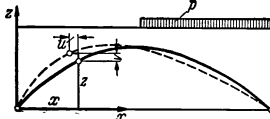


Abb. 183.

das Linear- und das Superpositions-gesetz, die die Grundlage für das Rechnen mit Verschiebungsgrößen bilden, Gültigkeit erlangen. Sobald wir dagegen auch den Einfluß der Verformungen u und v berücksichtigen, dann sprechen wir von der Verformungstheorie. Die Vernachlässigung der Verformungen u und v bei der Ermittlung der Ver-

kehrslastmomente ergibt, je nach Größe der vorhandenen Knicksicherheit, Biegemomente, die bis zu 25% unter den tatsächlichen liegen. Bei flachen Brücken sind die u -Verschiebungen sehr gering, so daß sie ohne weiteres gegenüber den v -Verschiebungen vernachlässigt werden können. Wenn bei der Verformungstheorie nur die v -Verschiebungen berücksichtigt werden, wollen wir diese Theorie als Verformungstheorie 1. Ordnung bezeichnen, werden auch die u -Verschiebungen berücksichtigt, so werden wir von der Verformungstheorie 2. Ordnung sprechen. Beachtet man, daß bei den Stahlbetonbogenbrücken die Spannungen infolge der Verkehrslasten nur rd. $\frac{1}{3}$ der Spannungen aus Eigengewicht betragen, so ergibt sich aus den elastischen Verformungen nur ein Höchstfehler von rd. $\frac{25}{3} \approx 8\%$. Wir sind deshalb berechtigt, unsere Bogenbrücken in statischer Hinsicht auf Grundlage der Näherungstheorie mittels Verschiebungsgrößen zu berechnen. Sobald wir jedoch die Knicksicherheit (kritische Lasten) untersuchen, müssen wir auf die Verformungstheorie zurückgreifen.

Bei sehr flachen Gewölben genügt es hierbei, nur die v -Verschiebungen in Rechnung zu stellen, nicht dagegen bei Gewölben mit $l/f \leq 8$ bis 10. Bei $l/f = 2$ ist der Einfluß der u -Verschiebungen schon so groß, daß die Knicksicherheit unter die Hälfte des Wertes sinken kann, der sich bei Vernachlässigung der u -Verformungen ergibt.

Wir stellen nochmals fest; daß an Hand der Näherungstheorie sich bei Verkehrsbelastung zu günstige Momente gegenüber der Verformungstheorie ergeben und daß es, abgesehen von sehr weitgespannten Brücken zulässig ist, die Berechnung auf Grundlage der Näherungstheorie mittels der Verschiebungsgrößen durchzuführen. Nur für den Nachweis der Stabilität (Knicksicherheit) ist es erforderlich, die elastischen Verformungen in Rechnung zu stellen.

Da wir die Gewölbe nach der Stützlinie ausbilden, sind die Biegemomente infolge der Eigengewichtslasten nur klein, sie sind eine Funktion der Bogenverkürzung durch die Druckspannungen, des Widerlagerausweichens und des Schwindens. Durch die elastischen Verformungen ergibt sich eine Vergrößerung und auch Umlagerung dieser Biegemomente, zu deren Berechnung die Eigenwerte (Knicksicherheiten) und die Eigenfunktionen (Knickwellen) benötigt werden.

Bei den Stahlbetongewölben tritt nun aber im Gegensatz zu den Stahlbrücken im Hinblick auf die Eigengewichtsmomente noch ein neues Problem — das der plastischen Formänderungen infolge des Kriechens des Betons — hinzu, wodurch der Spannungszustand des durch sein Eigengewicht belasteten Gewölbes

teils in günstiger, teils in ungünstiger Weise beeinflusst wird. Auch im plastischen Bereich unterscheiden wir wieder eine Näherungstheorie, bei der ebenso wie bei der Näherungstheorie im elastischen Bereich mit festen Ordinaten x und z gerechnet wird und eine Verformungstheorie 1. Ordnung, bei welcher nur die Verformungen v berücksichtigt werden, sowie eine Verformungstheorie 2. Ordnung, bei der auch der Einfluß der u -Verschiebungen in Rechnung gestellt wird.

Wir haben demnach folgende Theorien zu unterscheiden:

a) Im elastischen Bereich; b) im plastischen Bereich.

α) Die Näherungstheorien, die feste Koordinaten x und z voraussetzen und bei denen die Rechnung in üblicher Weise mittels Verschiebungsgrößen durchgeführt werden kann.

β) Die Verformungstheorie 1. Ordnung, bei welcher auch die v -Verformungen des elastischen bzw. plastischen Bereiches in Rechnung gestellt werden.

γ) Die Verformungstheorie 2. Ordnung, bei welcher neben den v - auch die u -Verformungen berücksichtigt werden.

Bei den Theorien β) und γ) sprechen wir von Verformungen im Gegensatz zu den Näherungstheorien, bei denen wir die auftretenden Verschiebungen mit Formänderungen bezeichnen.

Bei der Ermittlung der kritischen Lasten haben die plastischen, mit der Zeit verlaufenden Verformungen, keinen direkten Einfluß, da das Knicken ein zeitloser Vorgang ist. Indirekt kann allerdings auch das Kriechen die kritischen Lasten beeinflussen, wenn dadurch wesentliche Verbiegungen der Bogenachse ausgelöst werden.

Da im Rahmen dieses Taschenbuches zu wenig Raum zur Verfügung steht, beschränken wir uns auf die Näherungstheorie α), die jedoch für den elastischen und plastischen Bereich gebracht wird, während bezüglich der Theorien β) und γ) auf die Arbeiten des Verfassers unter 3. und 4. in IE 2b hingewiesen wird.

2. Die Ermittlung der Stützlinie.

Bei der Ermittlung der Stützlinie gehen wir von dem statisch bestimmt gelagerten Balken oder Kragarm aus. Aus der Lastfunktion $g(x)$ ergibt sich das statisch bestimmte Moment durch zweimalige Integration gemäß der Gleichung

$$(76) \quad \frac{d^2 \mathfrak{M}(x)}{dx^2} = -g(x).$$

Nun muß bei dem Stützlinienbogen das Biegemoment zu Null werden. Demnach muß also $M(x) = \mathfrak{M} + H_{g_0} z(x) = 0$ sein, wobei H_{g_0} der Seillinienschub ist. Hieraus folgen die Ordinaten des Stützliniengewölbes

$$(76a) \quad z(x) = -\frac{1}{H_{g_0}} \mathfrak{M}(x).$$

Die Größe von H_{g_0} erhalten wir aus dem Quotienten $\frac{\mathfrak{M}(x)}{z(x)}$ an einer bestimmten Stelle x , z. B. auch an der Stelle, wo $z(x) = f$ und $\mathfrak{M}(x) = \mathfrak{M}_{\max}$ sind zu:

$$(76b) \quad H_{g_0} = -\frac{\mathfrak{M}_{\max}}{f}.$$

Wenn die Lastfunktion mathematisch gegeben ist, können wir $z(x)$ und H_{g_0} durch direkte Integration bestimmen, wenn dies nicht der Fall ist, tritt dafür die numerische Integration.

a) Die Lastfunktion bzw. die Gewölbeform ist funktional gegeben.

1. Beispiel (Abb. 184). Es sei $g(x) = g_0 = \text{const}$, dann ist $\mathfrak{M}(x) = \frac{g l^2}{2} \xi(1-\xi)$, wobei $\xi = \frac{x}{l}$ bedeutet. Für $\xi = 1/2$ ist $\mathfrak{M}(x) = \mathfrak{M}_{\max} = \frac{g l^2}{8}$ und $z(x) = f$. Demnach ergibt sich $H_{g_0} = -\frac{g l^2}{8f}$ und $z(x) = \frac{\mathfrak{M}(x)}{H_{g_0}} = 4f \xi \cdot (1-\xi)$, d. h. die Stützlinie ist eine Parabel.

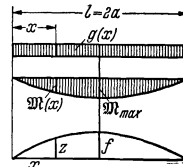


Abb. 184.

Wenn $g(x)$ eine symmetrische oder antimetrische Funktion ist, so geht man besser von dem Kragarm als statisch bestimmtes System aus.

2. Beispiel (Abb. 185). Es sei $g(x) = g_0(1 + \epsilon \xi + \delta \xi^2)$. Hieraus ergibt sich nach zweimaliger Integration und Bestimmung der Konstanten $\mathfrak{M}(x) = g_0 l^2 \left[\frac{1}{2}(\xi - \xi^2) + \frac{\epsilon}{6}(\xi - \xi^3) + \frac{\delta}{12}(\xi - \xi^4) \right]$. Für $\xi = \frac{x}{l} = \frac{1}{2}$ ist $z(x) = f$ und $\mathfrak{M}(x) = \mathfrak{M}_{\max} = \frac{g_0 l^2}{192} (24 + 12\epsilon + 7\delta)$. Damit erhalten wir $H_{g_0} = \frac{g_0 l^2}{192 f} (24 + 12\epsilon + 7\delta)$ und $z(x) = 16f \frac{6(\xi - \xi^3) + 2\epsilon(\xi - \xi^3) + \delta(\xi - \xi^4)}{24 + 12\epsilon + 7\delta}$.

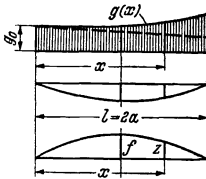


Abb. 185.

3. Beispiel (Abb. 186). Die Aufgabe kann auch umgekehrt gestellt sein, dadurch, daß die Gewölbeform als Kreisbogen oder als Ellipse vorgeschrieben ist und die zugehörige Lastfunktion gesucht wird. Bei den in neuerer Zeit wieder in großer Anzahl ausgeführten Reihengewölben ist das fast immer der Fall. Gemäß Abb. 186 sei als Bogenform die Ellipse vorgeschrieben. Demnach ist $x = a \sin \varphi$, $z(x) = b \cos \varphi$. Aus der Stützlinienbedingung $\mathfrak{M}(x) + H_{g_0} z(x) = 0$ folgt $\mathfrak{M}(x) = -H_{g_0} b \cos \varphi$. Die Lastfunktion ergibt sich aus $g(x) = -\frac{d^2 \mathfrak{M}(x)}{dx^2}$. Nun ist: $\frac{d \mathfrak{M}}{dx} = \frac{d \mathfrak{M}}{d \varphi} \frac{d \varphi}{dx} = H_{g_0} \frac{b \sin \varphi}{a \cos \varphi} = H_{g_0} \frac{b}{a} \operatorname{tg} \varphi$ und $g(x) = -\frac{d^2 \mathfrak{M}}{dx^2} = -\frac{d}{d \varphi} \left(\frac{d \mathfrak{M}}{d \varphi} \right) \frac{d \varphi}{dx} = -H_{g_0} \frac{b}{a} \frac{1}{\cos^3 \varphi} \frac{1}{a \cos \varphi} = -H_{g_0} \frac{b}{a^2 \cos^3 \varphi}$.

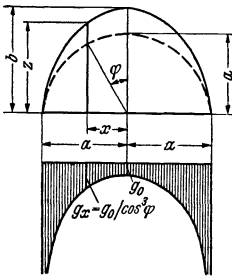


Abb. 186.

Für den Scheitel $\varphi = 0$, ist $g(x) = g_0 = -H_{g_0} \frac{b}{a^2}$ bzw. $H_{g_0} = g_0 \frac{a^2}{b}$. Damit erhalten wir $g(x)$ als Funktion der Scheitellast g_0 :

$$(77) \quad g(x) = g_0 \frac{1}{\cos^3 \varphi}.$$

Um ein Stützliniengewölbe in Form eines Kreises oder einer Ellipse zu erzeugen, muß die Last reziprok mit der dritten Potenz des Cosinus des Öffnungswinkels φ des Kreises wachsen. Bei $\varphi = 60^\circ$ muß demnach schon $g(x) = 8g_0$ werden und wir erkennen daraus, daß die Kämpfer derartiger Gewölbe annähernd bei einem Öffnungswinkel von $\varphi = 60^\circ$ angeordnet werden müssen, denn für $\varphi = 90^\circ$ wird $g(x) = \infty$.

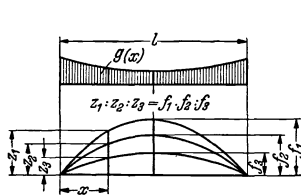


Abb. 187.

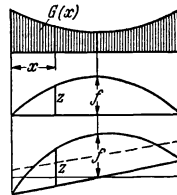


Abb. 188.

Des weiteren erkennen wir aus der Gl. (77), daß bei einem massiven Aufbau diese Kreisbogen keine Stützliniengewölbe sein können. Das läßt sich nur erreichen, wenn durch Anordnung von Hohlräumen der Lastfunktion $g(x) = g_0 \frac{1}{\cos^3 \varphi}$ Genüge geleistet wird.

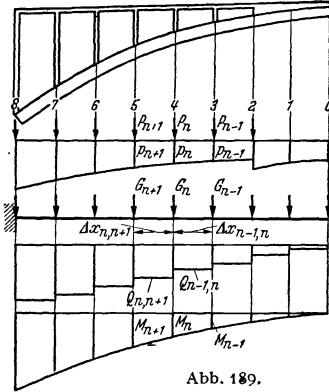
Aus der Gl. (76a) und (76b) geht hervor, daß zu einer gegebenen Lastfunktion eine unendliche Anzahl Stützliniengewölbe mit verschiedener Pfeilhöhe gehören, die durch affine Verzerrung der Ordinaten $z(x)$ auseinander hervorgehen (Abb. 187).

Einen weiteren Fall einer affinen Verzerrung des Gewölbes zeigt die Abb. 188, wobei gleichen Ordinaten $z = z_0$ auch die gleiche Lastfunktion entspricht.

b) Die numerische Berechnung der Stützlinie, wenn die Lastfunktion nicht funktional gegeben ist.

Die Abb. 189 zeigt ein Gewölbe mit aufgelöstem Aufbau nach den Kämpfern. Die Belastung besteht aus einer Lastfunktion $p(x)$ und einer Anzahl Einzellasten P infolge der Säulen oder Tragwände. Wir setzen zuerst ein symmetrisches Gewölbe voraus, wobei wir von dem Kragarm als statisch bestimmten System ausgehen können. Die genaueste und die einfachste Ermittlung der Stützlinie ergibt sich, wenn wir die Last $p(x)$ nach den Hebelgesetzen in Einzellasten verwandeln, die mit den P -Lasten zusammenfallen.

Für gleiche Größen der Elemente Δx ergeben sich, wenn wir $p(x)$ im Bereich der einzelnen Längenelemente Δx geradlinig (Trapeze) annehmen, die gesamten Einzellasten aus dem Hebelgesetz zu:



$$(78) \quad \begin{cases} G_n = P_n + \frac{\Delta x}{6} (p_{n-1} + 4p_n + p_{n+1}) & \text{für eine Mittellast,} \\ G_0 = P_0 + \frac{\Delta x}{6} (2p_0 + p_1) & \text{für eine Randlast.} \end{cases}$$

Im allgemeinen bereitet es keine Schwierigkeiten, gleiche Längen Δx anzuordnen. Wenn ein Randelement eine abweichende Länge Δx_0 besitzt, dann berechnet man dessen Auflagerdrucke auf die Ränder gesondert. Aus den Lasten G_n erhalten wir die Querkräfte aus der Gleichung:

$$(78a) \quad Q_{n, n+1} = Q_{n-1, n} + G_n$$

und hieraus die statisch bestimmten Momente $\mathfrak{M}(x)$

$$(78b) \quad \mathfrak{M}_{n+1} = \mathfrak{M}_n + Q_{n, n+1} \cdot \Delta x_{n, n+1}.$$

Aus diesen Momenten $\mathfrak{M}(x)$ folgen die Bogenordinaten aus der Gleichung

$$z(x) = -\frac{1}{H_{g_0}} \mathfrak{M}(x)$$

und der Stützlinienschub aus der Gleichung

$$H_{g_0} = -\frac{\max \mathfrak{M}}{f}.$$

Im allgemeinen ist die Berechnung mittels der Gl. (78), bei denen $p(x)$ im Bereich eines Längenelementes Δx geradlinig angenommen wurde, hinreichend genau. Eine noch weitergehende Genauigkeit erreicht man, wenn man den geradlinigen durch einen parabelförmigen Verlauf ersetzt, wobei dann an Stelle der Gl. (79) die nachstehenden aus den Hebelgesetzen sich ergebenden Gleichungen treten:

$$(79) \quad \begin{cases} G_n = P_n + \frac{\Delta x}{12} (p_{n-1} + 10p_n + p_{n+1}), \\ G_0 = P_0 + \frac{\Delta x}{12} (3,5p_0 + 3p_1 - 0,5p_2). \end{cases}$$

Mit Rücksicht auf die Anwendung der SIMPSONSchen Integrationsregeln bei der späteren Ermittlung der statisch unbestimmten Größen, empfiehlt es sich, das Gewölbe in eine geradlinige Anzahl Elemente Δx einzuteilen. Bei unsymmetrischen Gewölben geht man nicht von dem Kragarm, sondern von dem frei aufliegenden

Balken aus (Abb. 190). Der Berechnungsgang bleibt derselbe, nur müssen jetzt zur Berechnung der Querkräfte nach Gl. (78 a) zuerst die Auflagerreaktionen A und B des Balkens bestimmt werden.

Für den raschen Überschlagn eines Gewölbes ist es wichtig, die Größe der Dehnungsspannungen mittels einer Faustformel ermitteln zu können. Bezeichnet man den Krümmungsradius im Scheitel des Gewölbes mit R_S , das Scheitelgewicht des Gewölbes allein mit g , dann ergibt sich hieraus ein Gewölbeschub von $H_{g_0} = g R_S$. Durch Division mit der Querschnittsfläche folgt hieraus die Spannung im Scheitel $\sigma_S = \gamma R_S$, wobei $\gamma = 2,4$ das spezifische Gewicht des Stahlbetons ist. Nun ist das Gewölbe im Scheitel nicht nur durch sein Eigengewicht, sondern auch durch den Aufbau belastet. Wir berücksichtigen dies, indem wir $\gamma = 2,4$ durch das ideale spezifische Gewicht γ_i ersetzen. Des weiteren ersetzen wir den tatsächlichen Krümmungsradius R_S durch den der einbeschriebenen Parabel $R_0 = \frac{l^2}{8f}$, dann erhalten wir für die Berechnung der Spannungen im Scheitel die einfache Gleichung

$$(80) \quad \sigma_S = \gamma_i R_0 = \gamma_i \frac{l^2}{8f},$$

wobei γ_i ein ideales spezifisches Gewicht, das ungefähr zwischen 3,0 und 4,0 liegt, ist und bei dem die zusätzliche Überbelastung des Gewölbes durch den Aufbau, wie auch die Zunahme der Last vom Scheitel nach dem Kämpfer, die sich in einer Vergrößerung des Scheitelkrümmungsradius bemerkbar macht, berücksichtigt werden muß.

Bei weitgespannten flachen Brücken ist $\gamma_i = 3,0$, bei kleinen Brücken mit hohem Pfeil dagegen $\gamma_i = 4,0$ zu setzen. Zwischenwerte können bei einiger Erfahrung leicht eingeschätzt werden. Aus der Scheitelspannung der Gl. (80) folgt die des Kämpfers aus

$$(80a) \quad \sigma_K = \frac{\sigma_S}{\cos \varphi_K}.$$

Zahlenbeispiel hierzu. Flacher Bogen $l = 100$ m, $f = 10$ m, $R_0 = \frac{l^2}{8f} = 125$ m, $\gamma_i \approx 3,0$, $\sigma_S = 125 \cdot 3 = 375$ t/m² = 37,5 kg/cm².

Zum Abschluß dieses Abschnittes sei noch darauf hingewiesen, daß es im Gegensatz zu vielen Literaturstellen unzuweckmäßig ist, dem statisch unbestimmten Gewölbe zwecks eines besseren Ausgleiches der maximalen und minimalen Momente aus Verkehr, Schwinden Widerlagerausweichen eine von der Stützlinie abweichende Form zu geben. Ganz unrichtig ist die Ansicht, daß damit die Biegemomente infolge der Bogenzusammendrückung ausgeschaltet werden könnten. Man erreicht damit z. B. nur eine Verlagerung dieser ungleich verteilten Momente von dem Scheitel nach den ihm benachbarten Achtelspunkten. Aus der von der Stützlinie abweichenden Gewölbeform folgen nun aber neue Momente infolge der elastischen und plastischen Verformungen, deren Größe und Lage nur mittels der Eigenfunktionen ermittelt werden können. Wir müssen dazu auf die strenge Verformungstheorie zurückgreifen, die uns aber lehrt, daß eine Abweichung von der Stützlinie keine Vorteile bietet. Die schon von den Römern angewandte Stützlinienform war, ist und bleibt die einzig richtige.

3. Die Berechnung des Dreigelenkbogens.

a) Belastung aus Eigengewicht.

Wir ermitteln zuerst gemäß dem Vorhergehenden die Stützlinie. Infolge der Scheitelsenkungen, bedingt durch das Widerlagerausweichen, das Schwinden und die Temperaturwirkungen treten zu den mittigen Druckkräften des Stützlinienbogens noch Biegemomente hinzu. Jede waagrechte Verkürzung einer Bogen-

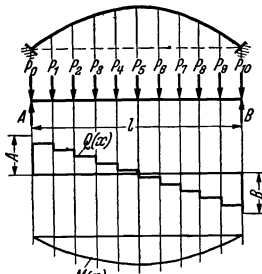


Abb. 190.

hälfte ergibt eine $\frac{a}{f}$ mal größere Scheitelsenkung, da bei Vernachlässigung der Verformungen sich jede Bogenhälfte wie eine starre Scheibe um das Kämpfergelenk dreht. Wir erhalten demnach nachstehende Scheitelsenkungen:

Infolge einer Spannweitenänderung Δl durch Ausweichen der Widerlager

$$(81) \quad \Delta f_W = \frac{\Delta l}{2} \frac{a}{f}.$$

Infolge einer Temperaturänderung ωT

$$(81a) \quad \Delta f_T = \pm \left[\omega T \cdot a \frac{a}{f} + \omega T f \right] = \pm \omega T \frac{a^2 + f^2}{f}.$$

Infolge des Schwindens $\omega_S T$

$$(81b) \quad \Delta f_S = \omega_S T \frac{a^2 + f^2}{f}.$$

Infolge der Bogenzusammendrückung:

$$(81c) \quad \Delta f_E = \frac{a}{f} \int_0^a \frac{N_g ds}{EF(x)} \cos \varphi + \int_0^a \frac{N_g ds}{EF(x)} \sin \varphi = \frac{H_g}{EFc} \left[\frac{a}{f} \int \frac{F_c}{F(x) \cos \varphi} dx + \int \frac{F_c}{F(x) \cos \varphi} dy \right].$$

Für den Sonderfall $F_x \cos \varphi = F_c$ (projizierte Querschnittsfläche konstant), wobei sich konstante Druckspannungen ergeben, ergibt sich, da $N_g \cos \varphi = H_g$, ist:

$$(81d) \quad \Delta f_E = \frac{H_g}{EFc} \frac{a^2 + f^2}{f}.$$

Die durch die verschiedenen Senkungen $\Delta f = \Delta f_W \pm \Delta f_T + \Delta f_S + \Delta f_E$ hervorgerufenen Biegemomente folgen aus Abb. 191. Wenn keine Biegemomente bei Eigengewichtsbelastung auftreten würden, d. h. die Stützlinie erhalten bliebe, müßte sich jeder Bogenpunkt mit der Abszisse x um das Maß $\Delta f \frac{x}{f}$ senken. Da jede Bogenhälfte bei Vernachlässigung der Verformung sich aber wie eine starre Scheibe um das Kämpfergelenk dreht, ergibt sich jedoch eine Senkung um $\Delta f \frac{x}{a}$. Die Abweichung von der Stützlinie ist also gegeben durch das Maß $\Delta f \frac{x}{f} - \Delta f \frac{x}{a} = \Delta f \frac{y}{f}$. Demnach

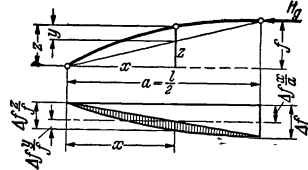


Abb. 191.

erhalten wir infolge der Scheitelsenkungen und der dadurch bedingten Abweichungen von der Stützlinie nachstehende Biegemomente, die sich aus den Einwirkungen des Widerlagerausweichens, der Temperatur, des Schwindens und der Bogenzusammendrückung zusammensetzen:

$$(82) \quad M = M_W + M_T + M_S + M_E = H_g \Delta f \frac{y}{f}, \text{ wobei } \Delta f = \Delta f_W + \Delta f_T + \Delta f_S + \Delta f_E.$$

Je größer die Ordinaten y sind, d. h. je mehr der Bogen infolge des Anwachsens der Lastfunktion $g(x)$ nach dem Kämpfer hin gegenüber eine Parabel überhöht ist, um so größer werden auch die Biegemomente. Wenn das Gewölbe nach der Stützlinie hergestellt wurde, ergibt sich nach Absenken ein Durchhängen des Scheitels. Man kann diesem Durchhängen des Scheitels und den dadurch bedingten negativen Biegemomenten dadurch entgegenwirken, daß man das Gewölbe abweichend von der Stützlinie so herstellt, daß es nach der Absenkung die Stützlinienform besitzt. Hierbei müssen wir aber beachten, daß die Senkungen infolge des Kriechens genau genommen Zeitfunktionen sind und daß sich unter Berücksichtigung des Kriechens im Zeitpunkt t nach dem Ausrüsten entsprechend der Gl. (8) die Scheitelsenkung Δf auf Δf_t vergrößert.

$$(83) \quad \Delta f(t) = \Delta f_W + \Delta f_T + \Delta f_S \frac{\varphi(t)}{\varphi_n} + \Delta f_E [1 + \varphi(t)],$$

wobei $\varphi(t)$ das Kriechmaß im Zeitpunkt t und φ_n dessen Größtmaß nach

Beendigung des Kriechens sind. Hierbei wird das Fortschreiten des Schwindens dem des Kriechens gleichgesetzt. Wir erkennen aus der Gl. (83), daß es ganz unmöglich ist, durch eine bei der Herstellung abweichende Form die Biegemomente, bedingt durch die Scheitelsenkungen, ganz zu beseitigen. Wir können dies wohl für einen beliebigen Zeitpunkt t , müssen dann aber in Kauf nehmen, daß in anderen Zeitpunkten Biegemomente vorhanden sind, die wir aber immerhin annähernd auf die Hälfte verringern können.

Bei geringen Knicksicherheiten ist es sehr wesentlich, daß durch geeignete Maßnahmen das Gewölbe annähernd die Stützlinienform behält. Denn durch die Biegemomente infolge der Scheitelsenkungen ergeben sich, sobald wir von der Näherungstheorie zu der strengen Verformungstheorie übergehen, Verformungen, durch welche die Biegemomente noch weiter vergrößert werden.

Abschließend wird noch eine Erfahrungsgleichung für die vorläufige Festsetzung der Gewölbestärke von Straßenbrücken für massive Gewölbe angegeben.

$$(84) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Stärke des Gewölbes im Viertelpunkt} \quad d_{1/4} = 0,018 (l + 15), \\ \text{Stärke im Scheitel} \quad d_S = \frac{2}{3} d_{1/4}, \\ \text{Stärke am Kämpfer} \quad d_K = d_S / \cos \varphi_K. \end{array} \right.$$

Für Gewölbe ohne Fußwegauskragung kann d etwas abgemindert werden.

b) Die Berechnung des Dreigelenkbogens für Verkehrslasten.

Hierfür benötigen wir die Einflußlinien, die nach geraden Linien verlaufen, da es sich um ein statisch bestimmtes System handelt. Um hierbei die Größtspannungen, die aus der Gleichung

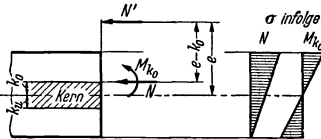


Abb. 192.

$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$ folgen, berechnen zu können, bedienen wir uns der Kernpunktmomente. Hierzu betrachten wir einen durch eine exzentrische Normalkraft N' beanspruchten Querschnitt. Um die Spannungen an der unteren Faser nur aus dem Biegemoment berechnen zu können, versetzen wir nach

Abb. 192 die Normalkraft an den oberen Kernrand unter Hinzufügen des Kernpunktmomentes $M_{k_0} = N(e - k_0)$. Die am Kernrand angreifende Normalkraft erzeugt an dem unteren Rand des Querschnittes keine Spannungen, so daß wir die Spannung σ_u aus dem Kernpunktmoment M_{k_0} allein berechnen können. Die Einflußlinie für M_{k_0} entspricht demnach der von $\sigma = -\frac{N}{F} - \frac{M}{W}$. In gleicher Weise lassen sich die Spannungen des oberen Randes aus M_{k_u} berechnen. Entsprechend den auftretenden maximalen und minimalen Kernpunktmomenten sind die vier nachstehenden Kernpunktmomente für die Berechnung der vier Randspannungen maßgebend:

max σ_o aus min M_{k_u}	min σ_o aus max M_{k_u}
max σ_u aus max M_{k_o}	min σ_u aus min M_{k_o}

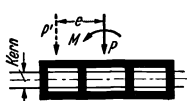


Abb. 193.

Da wir im allgemeinen die Gewölbe für eine zur Tragwandebene symmetrische Verkehrslast untersuchen, ist der Kern gemäß Abb. 193 ein Rechteck. Dies gilt bei Voll- und Hohlquerschnitten auch für nichtsymmetrische Lasten, weil gemäß Abb. 193 unsymmetrische Lasten unter Hinzufügen eines Verdrehungsmomentes als symmetrische Belastungen angesehen werden können, d. h. unsymmetrische Lasten

bedingen keine Querbiegung, sondern eine Verdrehung.

Wir ermitteln nun die Einflußlinien für die Momente der Kernpunkte eines innerhalb der Kämpfer liegenden Querschnittes (Abb. 194). Die Einflußlinie

setzt sich zusammen aus der eines frei aufliegenden Balkens mit der Größtordinate $\frac{x(l-x)}{l}$ und der des Bogenschubes, die ihren Größtwert mit $\frac{lz}{4f}$ besitzt, da der Gewölbeschub durch $\frac{l}{4f}$ gegeben ist, wenn die Last $P = 1$ im Scheitel steht. Bei unsymmetrischen Gewölben tritt an Stelle von $\frac{l}{4f} z$ der Wert $\frac{abz}{l f}$. Bei den nachstehenden Gleichungen ist ein symmetrischer Bogen vorausgesetzt. Wir führen die Verhältniskoordinaten $\xi = \frac{x}{l/2}$ und $\eta = \frac{z}{f}$ ein und erhalten damit nachstehende Gleichungen für die Größtordinaten t_s, t_x und den Abstand der Lastscheide zu:

$$(85) \quad t_s = -\frac{l}{4}(\eta - \xi), \quad t_x = -\frac{\xi}{4}(2 - \eta - \xi), \quad d = \frac{l}{2} \frac{\eta - \xi}{\eta + \xi}.$$

Auf der Strecke $x = 0$ bis $x = \frac{l}{2} - d$ entspricht die Einflußlinie der eines frei aufliegenden Balkens mit der Länge $\frac{l}{2} - d$, wir nennen ihn deshalb den stellvertretenden Balken, mit dessen Hilfe wir unter Zuhilfenahme der Lastscheide die Einflußlinie konstruieren können.

Mittels der obigen Gl. (85) können wir auch fertige Formeln für die Momente $\max M$ und $\min M$ bei Belastung durch eine gleichbleibende Last p anschreiben, indem wir mittels dieser Gleichungen die Flächen der Einflußlinie berechnen. Wir erhalten

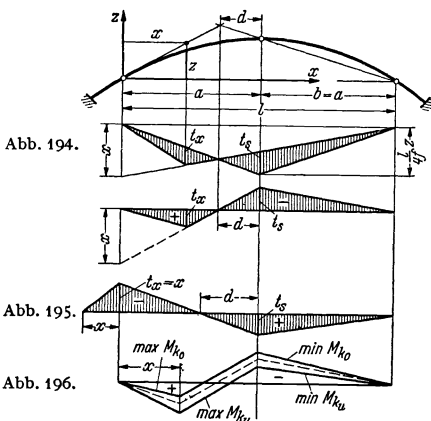
$$(85a) \quad \max M = \frac{pl^2}{8} \left[\frac{2}{\eta + \xi} - 1 \right] \xi^2, \quad \min M = -\frac{pl^2}{8} \eta \frac{\eta - \xi}{\eta + \xi}.$$

Für einen außerhalb der Kämpfer liegenden Querschnitt der Gewölbehölse oder der Pfeiler und Widerlager verläuft die Einflußlinie nach Abb. 195, wobei $t_x = x$ wird. Die übrigen Gleichungen bleiben erhalten, nur ist zu beachten, daß $\max M$ zu $\min M$ wird und umgekehrt.

In der Abb. 196 sind die Einflußlinien der Kernpunktmomente für zwei übereinanderliegende Kernpunkte im Vergleich zur Einflußlinie des Mittelmomentes aufgetragen. Bei flachen Gewölben ist es ohne wesentlichen Fehler zulässig, anstatt der zueinander gehörenden Kernpunkte in der Normalen zur Bogenachse senkrecht übereinanderliegende Kernpunkte einander zuzuordnen, und da der Dreigelenkbogen nur für flache Gewölbe in Frage kommt, ist dies immer zulässig. Aus dieser Abbildung ersehen wir, daß die großen Teile der Einflußflächen $\min M_{ko}$ und $\max M_{ku}$ für die Ermittlung der Randdruckspannungen und die kleineren Flächen $\max M_{ko}$ und $\min M_{ku}$ für die Randzugspannungen maßgebend sind. Jeweils für die Druck- oder Zugspannungen maßgebende Flächen sind nicht gleich groß. Man kann sie aber dadurch ausgleichen, daß man die Stützlinie für Eigengewicht um ein Maß

$$\Delta y = \frac{\max M_{ku} + \min M_{ko}}{2 Hg} \quad \text{bzw.} \quad \Delta y = \frac{\max M_{ko} + \min M_{ku}}{2 Hg}$$

hebt oder senkt, um den Ausgleich zwischen den beiden Kernpunktmomenten, welche Druckspannungen bzw. Zugspannungen auslösen, herbeizuführen. Es ist nun noch die Frage zu beantworten, in welchem Falle man die Druckspannungen und in welchem man die Zugspannungen ausgleicht.



Bei flachen weitgespannten Gewölben ergeben sich sehr hohe Eigengewichtsdruckspannungen, die noch durch die Verkehrslast erhöht werden. Um die Druckspannungen niedriger zu halten, gleicht man in diesem Falle die Druckspannungen aus und nennt diese Gewölbe nach ENGESSER Druckgewölbe. Bei kleineren Gewölben oder bei solchen mit hohem Pfeil im Verhältnis zur Spannweite ergeben sich kleine Eigengewichtsspannungen und man hat ein Interesse daran, die Zugspannungen bzw. die Kleinstspannungen gleich groß zu machen. Man nennt diese Gewölbe, unabhängig davon, ob in ihnen Zugspannungen auftreten oder nicht, Zuggewölbe.

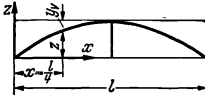


Abb. 197.

Durch diesen Ausgleich der Randspannungen lassen sich für die überschlägliche Bemessung ebenso wie für den Balken auch für den Bogen sehr einfache und sehr genaue Gleichungen für die ausgeglichenen Kernpunkte aufstellen, und zwar in der Form

$$(86) \quad M_K = \frac{pl^2}{n} + \frac{Pl}{m},$$

wobei die Koeffizienten den nachstehenden Zahlentafeln zu entnehmen sind. Hierbei ist durch y_v im Viertelpunkt das Maß der Gewölbeüberhöhung gegenüber der Parabel gekennzeichnet (Abb. 197), $y_v = 0,25$ gilt für die Parabel.

		$y_v =$	0,25	0,24	0,22	0,20	0,18
(86a)	n für Druckgewölbe	$l/f = 6$	50	49,5	48,2	47,1	46
		$l/f = 12$	47	46,6	45,5	44,3	43,5
	n für Zuggewölbe	$l/f = 6$	57	56,6	55	53,5	52
		$l/f = 12$	61,2	60,5	58,8	57,2	55,5
(86a)	m für Druckgewölbe	$l/f = 6$	12,2	12,1	11,9	11,8	11,6
		$l/f = 12$	11,7	11,6	11,4	11,3	11,1
	m für Zuggewölbe	$l/f = 6$	13,4	13,3	13,1	12,9	12,7
		$l/f = 12$	14,1	14,0	13,8	13,6	13,3

Diese Zahlentafeln gelten für massive Gewölbe von Straßenbrücken. Bei Hohlgewölben mit ihren größeren Kernweiten werden die Kernpunkte der Druckgewölbe größer, die der Zuggewölbe dafür kleiner. Die obige Gl. (86) ist dann zu ersetzen durch

$$(86b) \quad \begin{cases} M_K = \frac{pl^2}{n-5} + \frac{Pl}{m-1} & \text{bei Druckgewölben,} \\ M_K = \frac{pl^2}{n+12} + \frac{Pl}{m} & \text{bei Zuggewölben.} \end{cases}$$

Zahlenbeispiel. Brücke $l = 100$ m, $f = 10$ m, $R_0 = \frac{100^2}{8 \cdot 10} = 125$ m. Brückenbreite $2 \cdot 3,0 + 10,0 = 16,0$ m, $p/m^2 = 525 - 100 \approx 430$ kg/m², $p = 16 \cdot 0,43 = 6,9$ t/m. Einzellasten: Eine Dampfwalze zu 24 t und 3 Lastwagen daneben zu je 12 t. Jedes Fahrzeug hat $6 \cdot 2,5 = 15$ m² Grundfläche. Da es sich um eine weitgespannte Brücke handelt, können wir hinreichend genau die gleichmäßige Last p durchgehend anordnen und dafür die Einzellasten verringern. Die reduzierte Einzellast beträgt $P_R = 24 + 3 \cdot 12 - 4 \cdot 15 \cdot 0,43 = 34$ t. Die Eigengewichtsdruckspannung ergibt sich aus Gl. (80) zu:

$$\sigma_g = \gamma_i R_0 = - 3,0 \cdot 125 = - 375 \text{ t/m}^2 = - 37,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Da es sich um ein flaches Gewölbe mit leichtem Überbau handelt, nehmen wir $y_v = 0,24$ an und ermitteln M_h für das Druckgewölbe zu:

$$M_K = \frac{pl^2}{47,5} + \frac{Pl}{11,8} = 6,9 \frac{100^2}{47,5} + 34 \frac{100^2}{11,8} = 1460 + 290 = 1750 \text{ tm.}$$

Die Gewölbebreite beträgt 12,0 m, die Gewölbestärke nehmen wir nach Gl. (84) zu $d_{1/4} = 0,018 \cdot 115 = 2,07$ m an. Damit ergibt sich $W = 12 \cdot \frac{2,07^2}{6} = 8,6$ m³

und die Spannung aus Verkehrslast bei Ausgleich der Randspannungen zu $\sigma_p = \frac{17,50}{8,6} = 20,4 \text{ kg/cm}^2$. Die größte Druckspannung beträgt also

$$\sigma = -37,5 - 20,4 = -57,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Differenz gegenüber der zulässigen Spannung von 60 kg/cm^2 steht jetzt noch für die zusätzlichen Spannungen aus den Eigengewichtsmomenten nach Gl. (82) zur Verfügung.

Hätte man die Pfeilhöhe $f = 15 \text{ m}$ angenommen, so hätte sich schon ein Zuggewölbe ergeben, bei dem sich kleinere Kernpunktsmomente ergeben und bei dem die Kleinstspannungen hätten ausgeglichen werden müssen.

c) Die Berechnung der Widerlager und Zwischenpfeiler.

Die Biegemomente in den Fundamentsohlen der Pfeiler und Widerlager müssen ebenfalls mittels der Kernpunktsmomente berechnet werden. Die Abb. 198

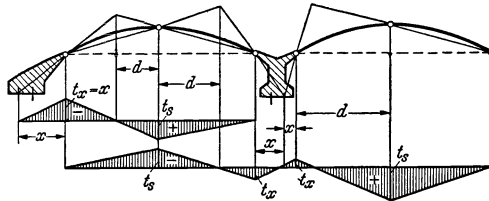


Abb. 198.

zeigt den Verlauf der Einflußlinien der Kernpunktsmomente für ein Widerlager und einen Zwischenpfeiler. Es empfiehlt sich, auch hier zur Beschränkung der Fundamentgrößen durch Verlagerung der Stützlinie einen Ausgleich der Randspannungen zu erzwingen. Die Frage, ob hierbei die größten oder die kleinsten Druckspannungen auszugleichen sind, hängt von den Bodenverhältnissen ab.

Durch ein Vorkragen der Gelenke mittels Gewölbehälsen läßt sich der Abstand der Kämpfergelenke einschränken und damit werden die Biegemomente des Bogens infolge Verkehrslast, die von dem Quadrat der Spannweite abhängig sind, ganz wesentlich abgemindert, womit sich ein leichteres Gewölbe ergibt. Diese Maßnahme hat aber nicht nur Vorteile, sondern auch Nachteile, weil sich hiermit die Biegemomente in der Fundamentsohle der Pfeiler und Widerlager vergrößern. Bei einer Gründung auf Fels ist dies im allgemeinen ohne große Bedeutung, wohl aber bei Sand- oder Kiesboden, weil damit sehr oft eine Vergrößerung der Fundamentfläche verbunden ist. In diesem Falle ist die Entscheidung auf Grund wirtschaftlicher Untersuchungen zu treffen und das günstigste Maß der Auskragung zu bestimmen.

Die größte zulässige Reibungszahl zwischen dem Fundament und der Bodenscheibe beträgt bei Sand- oder Kiesboden 0,35 bis höchstens 0,4, d. h. das Fundamentgewicht einschließlich der Gewölbelasten muß mindestens 2,5mal größer sein als der Gewölbeschub, und zwar ändert sich daran nichts, wenn die Fundamentsohle schräg gelegt wird, weil in diesem Falle die Bodenreibung in einer unmittelbar unterhalb der Sohle liegenden waagrechten Fuge überwunden werden kann. Trotzdem ist aber eine Schräglage der Fundamentsohle wegen der tieferen Lage der Gleitfuge etwas günstiger.

Bei gut gelagertem Felsboden können die resultierenden Kräfte sehr schräg gerichtet sein, ohne daß damit eine Gefahr verbunden ist. Für eine gute Verzahnung und für ein Auspressen etwaiger Spalten ist jedoch Sorge zu tragen.

Bei Felsboden sind annähernd gleich große Öffnungen wirtschaftlich, weil dann der auf die ganze Brückenlänge durchgehend gleich große Gewölbeschub durch verhältnismäßig billige Widerlager aufgenommen werden kann. Bei einer Gründung auf Sand- oder Kiesboden dagegen empfiehlt es sich, die Größe der Spannweiten nach dem Widerlager hin abnehmen zu lassen und dadurch einen Teil

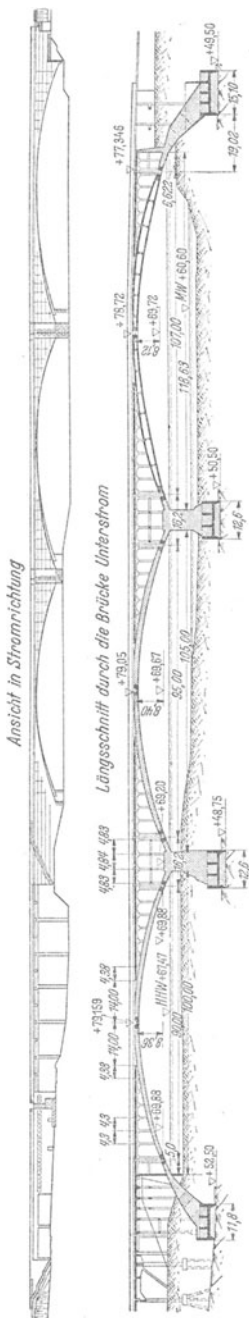


Abb. 199.

des Eigengewichtsgewölbeschubs der größten Öffnung den schwerbelasteten Zwischenpfeiler zuzuweisen und damit die Widerlager zu entlasten. Die Zwischenpfeiler, an die von den Gewölben annähernd doppelt so große Eigengewichtslasten abgegeben werden als an die Widerlager, können ohne jede Mehrkosten durch eine bestimmte unsymmetrische Ausbildung einen Teil des größten Gewölbeschubes aufnehmen.

Dreigelenkbogenbrücken kommen nur für sehr flache Gewölbe in Frage, und zwar bei Pfeilverhältnissen von $f/l = 1/10$ bis $1/12$. Bei günstigerem Pfeil sind die Zweigelenkbogenbrücken, die im nächsten Abschnitt besprochen werden, in statischer und wirtschaftlicher Hinsicht überlegen. Grundprinzip der Stahlbetonkonstruktionen muß es sein, Gelenke, die schwierig auszubilden sind, möglichst zu vermeiden. Wir können aber bei sehr flachen Gewölben den statisch bestimmten Bogen nicht entbehren, weil bei den statisch unbestimmten Gewölben die Zwängungsmomente infolge Bogenzusammendrückung, Schwindens und Temperatur um so größer werden, je flacher die Gewölbe sind.

Die Abb. 199 zeigt die Ansicht und den Längsschnitt der kühnsten bis jetzt ausgeführten Dreigelenkbogenbrücke, der Moselbrücke¹ in Koblenz, die zugleich auch den größten Scheitelkrümmungsradius aller bestehenden Bogenbrücken besitzt. Da die Druckspannungen des Gewölbes nach Gl. (80) eine Funktion dieses Krümmungsradius im Scheitel sind, wird in Deutschland die Kühnheit eines Gewölbes nach dem Krümmungsradius der eingeschriebenen Parabel bzw. nach seinem achtfachen Wert $K = \frac{l^3}{r}$ gemessen, während man in Frankreich nur von der Größe der Spannweite ausgeht.

d) Die Gelenkquader und die Gelenke.

Wir unterscheiden die Gelenke aus Stahlguß, die sowohl als Bolzen- wie auch als Wälzgelenke ausgebildet werden können, Gelenke aus Bleiplatten und Wälzgelenke aus Stein oder Beton, bei denen das Gelenk und der Gelenkquader in einem Konstruktionselement vereinigt sind.

Gelenke aus Bleiplatten sind nur dort geeignet, wo die Drehbewegungen sehr gering sind, also z. B. bei Kanalbrücken, bei denen keine wandernde Verkehrslast vorhanden ist. Der Grund hierfür liegt darin, daß die Bleiplatte der Verdrehung einen nicht unwesentlichen Widerstand entgegengesetzt, womit erhebliche Exzentrizitäten der Druckkräfte verbunden sein können, die bei der Berechnung zu berücksichtigen sind.

Auch bei Wälzgelenken aus Stein oder Beton ergeben sich erhebliche Exzentrizitäten, weil die Pressungen in den Berührungsf lächen, die nach

¹ Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz. Bautechn. 12 (1934) S. 130ff.

den HERTZschen Gleichungen zu berechnen sind, bei Stein oder Beton gegenüber Stahl gering sind. Hieraus folgen große Krümmungsradien der Wälzflächen und damit große Abwälzwege (Abb. 200).

In der neueren Zeit ist man immer mehr zu den Gelenken aus Stahlguß übergegangen. Die Kosten dieser Stahlgelenke sind im Verhältnis zu den Gesamtkosten des Bauwerks gering, und da die Gelenke die wichtigsten und zugleich die empfindlichsten Punkte einer Bogenbrücke mit Gelenken sind, sollte man diese geringen Mehrkosten nicht scheuen.

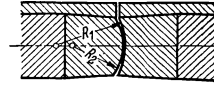


Abb. 200.

Die Bolzengelenke haben den Vorteil einer genauen Zentrierung der Stützlinie, aber den Nachteil, daß bei fehlender dauernder Schmierung die Reibung zwischen den Bolzen und den Schalen zu groß wird. Die Folge davon ist, daß die Druckkräfte nicht mehr zentrisch durch den Bolzen hindurchgehen und daß sich plastische Verformungen des Bolzens ergeben. Aus diesem Grunde nimmt man lieber die Abwälzwege der Stahlwälzelenke, die aber sehr gering sind, in Kauf.

Diese Gelenke haben sich bei neueren Brückenbauten fast allgemein als die beste Lösung durchgesetzt. Bei kleineren Lagern

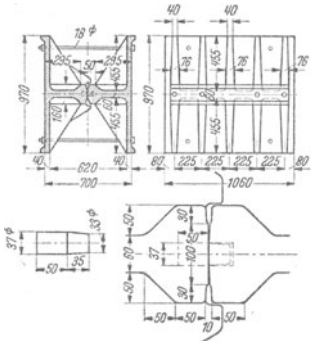


Abb. 201.

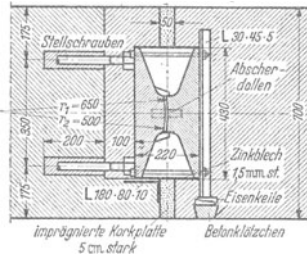


Abb. 202.

werden sie als massive Platten, bei großen Lagern dagegen als Stuhlgelenke ausgebildet. Die Berechnung auf Biegung wird mittels des Geradliniengesetzes durchgeführt, das aber zu ungünstige Spannungen ergibt, weil die Zugdehnungen an der Auflagerfläche durch den anschließenden Betonquader behindert werden.

Die zulässigen Biegungsspannungen bei Verwendung von Stahlguß Stg 52.81 S betragen 1800 kg/cm^2 . Sobald jedoch die Auflagerbreite, senkrecht zu der Berührungslinie gemessen, breiter ist als die 1,8-fache Höhe des Auflagerkörpers, müssen die zulässigen Spannungen auf 1200 kg/cm^2 ermäßigt werden, weil sonst infolge der Verbiegungen eine gleichmäßige Verteilung der Druckkräfte nicht mehr gewährleistet ist. Die Abb. 201 zeigt ein Stuhlgelenk, die Abb. 202 dagegen ein aus einer massiven Platte bestehendes flaches Wälzelenk, bei dem nur 1200 kg/cm^2 zulässig sind. In der Abb. 202 sind auch die Schrauben für die genaue Einstellung des Gelenkes angegeben. Da hohle Wälzflächen schwierig herzustellen sind, ersetzt man sie durch eine ebene Fläche, woraus sich etwas größere Abwälzwege ergeben.

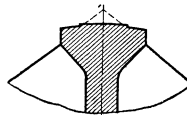


Abb. 203.

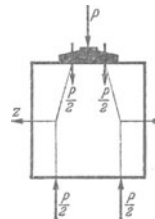


Abb. 204.

Beim Versetzen sichert man die beiden Gelenkkörper durch Bolzen, die beim Ausrüsten wegen ihrer geringen Querschnittsflächen keinen nennenswerten Widerstand entgegensetzen bzw. vorher durchgebrannt werden. Wichtig ist die richtige Einstellung der Gelenke, wobei die Scheitelsenkungen beim Ausrüsten einschließlich der plastischen Nachwirkungen in Rechnung zu stellen sind.

Gegenüber den Querkraften sind die Gelenke durch Bolzen zu sichern. Für die Berechnung sind nicht nur die Querkraften aus Verkehr, sondern auch die wesentlich größeren in Rechnung zu stellen, die sich aus einer nicht gleichmäßigen Ausrüstung ergeben können. Eine zusätzliche Sicherung gegen Abgleiten geben die

Nocken der Gelenke der Abb. 201.

Um den Zusatzspannungen zu begegnen, die sich aus der Ausmittigkeit der Druckkräfte beim Abwälzen des Gelenks ergeben, empfiehlt es sich bei Stahlgelenken, den Schnittpunkt der Rippen außerhalb des Auflagerkörpers anzuordnen (Abb. 203).

Die Gelenkquader, welche die Aufgabe haben, den Druck der Stahlgelenke gleichmäßig verteilt in das Gewölbe einzuleiten, führt man am besten mit quadratischem Querschnitt ($a = b$) aus. In diesem Fall kann man die Querkzugkraft Z aus dem halben Auflagerdruck $P/2$ hinreichend genau nach Abb. 204 bestimmen. Diese Zugkraft Z ist durch eine Querbewehrung aufzunehmen. Die Bewehrung des Auflagerquaders wird meistens als eine kubische nach Abb. 205 ausgeführt, ergänzt durch schräge Schubanker. Mit Rücksicht geringer Haftlängen der Bügel bei kubischer Bewehrung sind Spiralbewehrungen wirksamer.

Die Berechnung des Dreigelenkbogens auf Knickung und Wind wird am Schluß des Abschnittes Bogenbrücken im Zusammenhang mit den anderen Bogenarten besprochen.

4. Die Berechnung der Zweigelenkbogenbrücken.

Der Zweigelenkbogen kann unter oder über der Fahrbahn angeordnet werden. Im letzteren Fall wird die Fahrbahn durch Zugstangen an das Gewölbe angehängt und der Gewölbeschub wird durch ein Zugband aus Stahl aufgenommen. Wenn dagegen das Gewölbe unter der Fahrbahn liegt, wird der Gewölbeschub nach der Bodenscheibe abgeleitet. Man spricht dann von einer echten Bogenbrücke, während die in sich verankerte, mit einem Zugband versehene als unechte Bogenbrücke bezeichnet wird. Bei den unechten Bogenbrücken ändert sich bei einer Verformung der Abstand des Druckgurtes von dem Zuggurt, der durch die Länge der Hängestangen festgesetzt ist, nicht, es treten demnach keine Verformungsmomente auf und demgemäß liegt auch in der Tragwandebene keine Knickgefahr vor.

a) Die Berechnung für Eigengewicht, Schwinden, Temperatur und Ausweichen der Widerlager.

Bei der Ermittlung der Biegemomente aus Eigengewicht gehen wir nicht von dem statisch bestimmten Balken, sondern von dem statisch bestimmten Stützliniengewölbe aus, weil hierbei die Rechengenauigkeit vielfach größer ist.

Die Ermittlung der Stützlinie und des zugehörigen Gewölbeschubes ist gemäß den Darlegungen im Abschnitt 2 durchzuführen.

α) Der echte Zweigelenkbogen. Infolge der mittigen Druckspannungen aus H_{g_0} verkürzt sich das Gewölbe und es ergibt sich eine Verminderung des Stützlinien-Gewölbeschubes, die sich aus der Bedingung, daß die gegenseitige Verschiebung der Kämpfergelenke gleich Null sein muß, ergibt:

$$\delta_{a_0} + H_e \delta_{aa} = 0.$$

Hierbei ist δ_{a_0} die Verkürzung des Bogens infolge der Eigengewichtsdruckspannungen. Sie ergibt sich ebenso wie δ_{aa} aus der Arbeitsgleichung, wobei der Einfluß der Querkraften vernachlässigt wird.

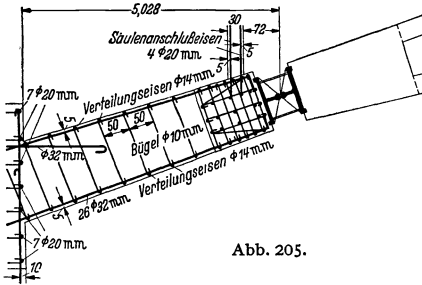


Abb. 205.

$$\delta_{a0} = \int_0^l N_0 n_a \frac{ds}{EF(x)},$$

$$\delta_{aa} = \int_0^l m_a^2 \frac{ds}{EJ(x)} + \int_0^l n_a^2 \frac{ds}{EF(x)}.$$

Hierbei ist N_0 die Gewölbekraft des Stützlinienbogens $N_0 = \frac{H_{g_0}}{\cos \varphi}$, n_a die Gewölbekraft infolge des statisch unbestimmten Schubes $H = 1$. $H = 1$ zerlegt sich nach Abb. 206 in eine Gewölbekraft $1 \cdot \cos \varphi$ und eine Querkraft $1 \cdot \sin \varphi$. Demnach ist $n_a = \cos \varphi$, $m_a = -z$ ist das Biegemoment infolge $H = 1$. Damit ergeben sich die Verschiebungsgrößen zu:

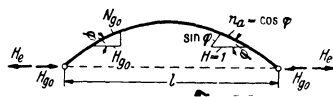


Abb. 206.

$$\delta_{a0} = \frac{H_{g_0}}{EF_c} \int \frac{F_c}{F(x)} ds = \frac{H_{g_0}}{EF_c} \int ds''$$

$$\delta_{aa} = \frac{1}{EJ_c} \int z^2 \frac{J_c}{J(x)} ds + \frac{1}{EF_c} \int \cos^2 \varphi \frac{F_c}{F(x)} ds = \frac{1}{EF_c} \cdot \left\{ \frac{F_c}{J_c} \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds'' \right\}$$

wobei $ds' = ds \frac{J_c}{J(x)}$, $ds'' = ds \frac{F_c}{F(x)}$ sind.

Die Abminderung des Gewölbeschubes H_{g_0} durch die Bogenzusammendrückung folgt zu:

$$(87) \quad H_e = - \frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} = - H_{g_0} \frac{\int ds''}{\frac{F_c}{J_c} \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds''}.$$

Um einen Überblick über die Größe von H_e zu gewinnen, betrachten wir ein Gewölbe mit $J(x) \cos \varphi = J_c$, $F(x) \cos \varphi = F_c$, bei dem die auf die Waagrechte projizierten Trägheitsmomente und Querschnittsflächen konstant sind und setzen als Näherung $\cos^2 \varphi \approx 1$. Hiermit ist kein nennenswerter Fehler verbunden, da $\int \cos^2 \varphi ds''$ im Verhältnis zu $\int z^2 ds'$ sehr klein ist. Damit wird $ds' = ds'' = dx$. Bei einem parabelförmigen Bogen ist des weiteren $z = 4f\xi(1-\xi)$ und damit $\int z^2 dx = \frac{8}{15} f^2 l$. Damit erhalten wir bei dem Parabelbogen für H_e

$$(87a) \quad H_e = - H_{g_0} \frac{1}{1 + \frac{8}{15} \frac{f^2}{i^2}}, \quad \frac{F_c}{J_c} = \frac{1}{i^2}.$$

Bei den Massivgewölben unter der Fahrbahn, deren Gewölbebreite annähernd gleich der Brückenbreite ist, ist $d = \frac{l}{55}$, $d^2 = \frac{l^2}{3000}$, $i^2 = \frac{d^2}{12}$. Wir setzen des weiteren $f/l = 1/10$ bzw. $f^2 = \frac{l^2}{100}$. Hiermit ergibt sich:

$$H_e = - H_{g_0} \frac{1}{1 + \frac{8}{15} \frac{12 \cdot 3000}{100}} \approx - H_{g_0} 0,005.$$

Wäre $H_e = - H_{g_0}$, so müßte das gesamte Eigengewicht durch Balkenwirkung nach den Auflagern übertragen werden. Tatsächlich wird jedoch nur $1/2\%$ der Eigengewichtslast der Balkenwirkung zugewiesen. Trotz dieses geringen Prozentsatzes sind die Balkenmomente, zu denen noch die aus Schwinden, Temperatur und Ausweichen der Widerlager hinzukommen, sehr störend. Die Balkenmomente $M_e = H_e z$ haben die Form der Gewölbelinie. Das ist eine Selbstverständlichkeit, weil das Stützliniengewölbe die zweite Integralkurve der Lastfunktion $g(x)$ ist. Durch Schwinden, Temperatur und Ausweichen der Widerlager wird H_{g_0} noch weiter um H_S , H_T und H_W vermindert. Die zugehörigen Verschiebungsgrößen des statisch bestimmten Balkens betragen:

für Schwinden $\delta_{a0} = \omega_S T l$,

für Temperatur $\delta_{a0} = \omega T l$,

für Ausweichen der Widerlager $\delta_{a0} = \Delta l$.

Hiermit erhalten wir nachstehende Horizontalschübe

$$(87b) \quad H_S + H_T + H_W = - E F_c \frac{\omega_S T l \pm \omega T l + \Delta l}{\frac{F_c}{J_c} \int x^2 ds' + \int \cos^3 \varphi ds'}$$

Durch die Abminderungen des Stützlehnienschubes ergeben sich die Balkenmomente

$$(88) \quad M = M_e + M_S \pm M_T + M_W = z (H_e + H_S \pm H_T + H_W),$$

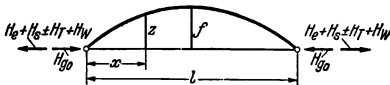


Abb. 207.

womit ein geringer Prozentsatz des Eigengewichtes des Bogens durch Balkenwirkung nach den Auflagern übertragen wird (Abb. 207).

β) Der Zweigelenkbogen mit Zugband (unechtes Gewölbe).

Bei dem Zweigelenkbogen mit Zugband, bei dem der Gewölbeschub nicht durch die Widerlager, sondern durch das Zugband aufgenommen wird, fällt H_W weg, dafür wächst aber H_e sehr stark an, da zu der Bogenzusammendrückung nunmehr noch die wesentlich größere Zugbanddehnung tritt.

H_e folgt wieder aus der Bedingung, daß die gegenseitige Verschiebung der Schnittufer des Zugbandes gleich Null ist,

$$\delta_{a0} + H_e \delta_{aa} = 0,$$

wobei bei der Aufstellung der Verschiebungsgrößen nunmehr auch der Einfluß des Zugbandes aus Stahl mit der Dehnungssteifigkeit $E_e F_e$ zu berücksichtigen ist:

$$\delta_{a0} = \frac{H_{g0}}{E F_c} \int ds'' + \frac{H_{g0} l}{E_e F_e} = \frac{H_{g0}}{E F_c} [\int ds'' + k l].$$

Dabei bedeutet $k = \frac{E F_c}{E_e F_e}$ das Verhältnis der Dehnungssteifigkeit des Betonbogens im Scheitel zu der des Zugbandes:

$$\delta_{aa} = \frac{1}{E J_c} \int x^2 ds' + \frac{1}{E F_c} \int \cos^3 \varphi ds' + \frac{l}{E_e F_e}.$$

Damit ergibt sich die Abminderung von H_{g0} infolge Bogenzusammendrückung und Zugbandlänge zu

$$(89) \quad H_e = H_{eD} + H_{eZ} = - \frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} = - H_{g0} \frac{\int ds'' + k l}{\frac{F_c}{J_c} \int x^2 ds' + \int \cos^3 \varphi ds' + k l}$$

Bei starren Widerlagern wird $k = 0$ und die Gl. (89) geht wieder über in die frühere Gl. (87).

Wir wollen diese Gleichung, um einen Einblick in die Größenordnung von H_e zu bekommen, wiederum für den Parabelbogen mit $J(x) \cos \varphi = J_c$, $F(x) \cos \varphi = F_c$ auswerten, wobei wir ohne die Genauigkeit zu beeinträchtigen, wiederum $\cos^3 \varphi \approx 1$ setzen. Hiermit werden $\int ds'' = l$, $\int \cos^3 \varphi ds'' = l$, $\int x^2 ds' = \frac{8}{15} f^2 l$ und damit:

$$(89a) \quad H_e = H_{eD} + H_{eZ} = - H_{g0} \frac{1 + k}{1 + k + \frac{8}{15} \frac{f^2}{i^2}} = - H_{g0} \frac{1}{1 + \frac{8}{15} \frac{f^2}{i^2} \frac{1}{1 + k}}$$

Bei Bogen mit angehängter Fahrbahn, bei denen nur zwei schmale Gewölbe-

rippen zur Verfügung stehen, beträgt die Bogenstärke $d = \frac{l}{35}$ und die Pfeilhöhe $f = \frac{l}{6}$.

Für das Zugband verwenden wir hochwertigen Stahl mit $\sigma_e = 2100 \text{ kg/cm}^2$. Infolge H_{g_0} soll die zentrische Druckspannung $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$ betragen. Da die Zugkraft gleich der Druckkraft ist, muß $F_c \sigma_b = F_e \sigma_e$ bzw. $\frac{F_c}{F_e} = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{2100}{50} = 42$ sein. Damit erhält man für $E_b = 2,1 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$, $E_e = 21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$, k zu:

$$k = \frac{E F_c}{E_e F_e} = \frac{42}{10} = 4,2.$$

Damit erhalten wir: $H_e = -H_{g_0} \frac{1}{1 + \frac{8}{15} \frac{400}{5,2}} = -H_{g_0} 0,024$.

H_e beträgt 2,4% von H_{g_0} und ist 5mal größer als bei dem maßgebenden Zahlenbeispiel bei festem Widerlager trotz des günstigeren Pfeilverhältnisses von $f/l = 1/6$. Der überragende Einfluß der Zugbanddehnung ist durch das Verhältnis $\frac{1+k}{1} = 5,2$ gekennzeichnet.

Aus der Gl. (89) für H_e ergeben sich wiederum die Horizontalschübe für H_S und H_T , indem wir an Stelle $\delta_{a_0} = \frac{H_{g_0}}{E F_c} [\int ds'' + k l]$ die entsprechenden Werte $\delta_{a_0} = \omega_S T l$ bzw. $\delta_{a_0} = \pm \Delta \omega T l$ einsetzen. Bei der Temperatureinwirkung tritt an Stelle von ωT jetzt $\Delta \omega T$, weil nur die Temperaturdifferenz zwischen dem Bogen und dem Zugband von Einfluß ist.

$$(89b) \quad H_S + H_T = -E F_c \frac{\omega_S T l \pm \Delta \omega T l}{\frac{F_c}{J_c} \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds'' + k l}.$$

Die Balkenmomente infolge der obigen Abminderungen des Stützliniengewölbes betragen

$$(90) \quad M = M_e + M_S \pm M_T = z (H_e + H_S \pm H_T).$$

Die bei den obigen Gleichungen auftretenden Integrale müssen numerisch ausgewertet werden. Hierzu bedient man sich der SIMPSONSchen Regel:

$$(91) \quad \int_a^b y dx = \frac{\Delta x}{3} (y_0 + 4 y_1 + 2 y_2 + 4 y_3 + \dots + 4 y_{n-1} + y_n) = \frac{\Delta x}{3} \sum \kappa y.$$

Ihre Anwendung setzt eine Einteilung der Bogenspannweite in eine gerade Anzahl gleich großer Längenelemente Δx voraus.

Das Schema für die Berechnung der Integrale $\int ds'' = \int \frac{F_c}{F(x) \cos \varphi} dx$ und $\int \cos^2 \varphi ds'' = \int \frac{F_c}{F(x) \cos \varphi} \cos^2 \varphi dx$ bzw. $\int z^2 ds' = \int \frac{J_c}{J(x) \cos \varphi} z^2 dx$ zeigt die nachstehende Aufstellung, wobei die Koeffizienten der obigen Reihe mit κ bezeichnet sind

Schnitt	κ	$\frac{J_c}{J(x) \cos \varphi}$	$\frac{F_c}{F(x) \cos \varphi}$	κ'	κ''	$\cos^2 \varphi$	$\kappa' \cos^2 \varphi$	z^2	$z^2 \kappa'$
0	1								
1	4								
2	2								
3	4								
4	1								
				Σ			Σ		

wobei $\kappa' = \kappa \frac{J_c}{J(x) \cos \varphi}$, $\kappa'' = \kappa \frac{F_c}{F(x) \cos \varphi}$. Damit ergeben sich die drei Integrale zu:

$$(89c) \quad \int ds'' = \frac{\Delta x}{3} \Sigma \kappa'', \quad \int \cos^2 \varphi ds'' = \frac{\Delta x}{3} \Sigma \cos^2 \varphi \kappa'', \quad \int x^2 ds' = \frac{\Delta x}{3} \Sigma x^2 \kappa'.$$

γ) Die Beseitigung der zusätzlichen Biegemomente (Balkenmomente) infolge der Bogenzusammendrückung, der Zugbanddehnung und des Schwindens. Das Zahlenbeispiel des vorhergehenden Abschnittes hat gezeigt, daß 2,4 % des gesamten Eigengewichts durch Balkenwirkung abgetragen werden muß. Wenn wir an Stelle des hochwertigeren Stahles mit der zulässigen Spannung von $\sigma_e = 2100 \text{ kg/cm}^2$ Brückenseile mit $\sigma_e = 5000 \text{ kg/cm}^2$ verwenden würden, womit eine erhebliche Stahlersparnis verbunden ist, so werden diese Balkenmomente sogar auf über das Doppelte vermehrt.

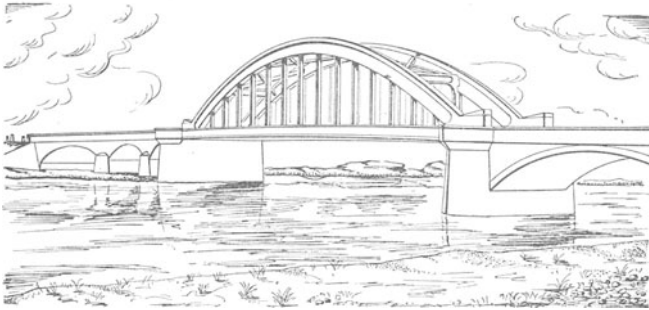


Abb. 208.

Es bereitet jedoch gar keine Schwierigkeiten, diese störenden Biegemomente, durch die die Gewölbesträker ganz wesentlich erhöht werden müssen, durch eine Vorspannung mittels hydraulischer Pressen nach dem Patent Nr. 535440 des Verfassers zu beseitigen, wobei das Zugband durch Ausziehen um das Maß der Zugbanddehnung und der Bogenzusammendrückung zugleich mit dem Ausrüsten der Brücke verkürzt wird und wodurch auch die Ausrüstung der Brücke getätigt wird. Das vorgespannte Bogentragwerk ist nach dem Ausrüsten affin zu dem projektierten und zeigt demnach keine Durchbiegungen, es erübrigt sich deshalb, das Lehrgerüst mittels Spindeln oder Sandtöpfen abzulassen, vielmehr genügt nur eine geringe Lüftung.

Mit dem Anspannen des Zugbandes in dem Zeitpunkt des Ausrüstens können aber die zusätzlichen Biegemomente infolge des Schwindens und des Kriechens des Betons nicht beseitigt werden, denn diese plastischen Formänderungen sind Zeitfunktionen. Zur Beseitigung der daraus folgenden Biegemomente ist es notwendig, auch nach dem Ausrüsten während des ersten Jahres noch ungefähr zweimal nachzuspannen (s. hierzu die späteren Untersuchungen über den Einfluß des Kriechens und Schwindens des Betons auf den Spannungszustand der Bogentragwerke).

Dieses Verfahren wurde zum erstenmal im Jahre 1928 bei der 68 m weit gespannten Saalebrücke bei Alsleben angewandt. Hierdurch gelang es, das Gewölbe wesentlich schlanker auszuführen und damit eine bessere architektonische Wirkung zu erzielen. Das Verfahren wurde auch häufig bei bis zu 100 m weit gespannten gewölbten Flugzeughallen zur Anwendung gebracht. Zugleich wurde dieses Verfahren zur Grundlage für die weitere Entwicklung der Vorspannung in ihrer Anwendung auf die vorgespannten Balkenbrücken. Die Abb. 208 zeigt die Saalebrücke Alsleben mit 68 m Spannweite, die erste Bogenbrücke, bei welcher das Zugband durch hydraulische Pressen vorgespannt wurde.

b) Die Berechnung der Zweigelenkbogenbrücken für Verkehrslast.

Die genaue Berechnung erfolgt mittels der Einflußlinien. Angenäherte, etwas zu kleine Werte erhält man in statisch bestimmter Rechnung aus der halbseitigen Belastung, die man nach Abb. 209 in eine symmetrische mit $+p/2$ und in eine antimetrische $\pm p/2$ zerlegen kann. Aus der letzteren ergibt sich ein Biegemoment in Größe von $M = \pm \frac{p}{2} \frac{a^2}{8} = \pm \frac{p l^2}{64}$. Die tatsächlichen Biegemomente bei Berücksichtigung der Lastscheide betragen, bezogen auf die Bogenachse, bei parabelförmigen Gewölben im Viertelpunkt $M = \pm \frac{p l^2}{57}$ und im Scheitel $M = \pm \frac{p l^2}{130}$. Bei der Ermittlung der Einflußlinien gehen wir im Gegensatz zu der Berechnung für Eigengewicht von dem statisch bestimmten Balken aus. Aus der Bedingung, daß die gegenseitige Verschiebung der Kämpfergelenke gleich Null sein muß, folgt wieder die Gleichung $\delta_{a0} + X_a \delta_{aa} = 0$, aus der wir den unbekanntem Horizontal Schub X_a ermitteln:

$$(91) \quad X_a = - \frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} = - \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}}$$

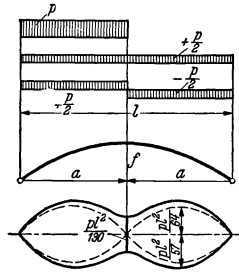
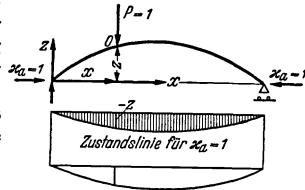


Abb. 209.

Da nach dem MAXWELLSchen Satz die gegenseitige Verschiebung der Balkenauflager infolge $P = 1$ gerade so groß ist wie die Durchbiegung des Punktes 0 infolge des Belastungszustandes $X_a = 1$ (Abb. 210). Wir erhalten demnach die Einflußlinie, indem wir für den statisch bestimmten Balken, der durch die Momente $(-1)z$ belastet ist, die Biegelinie zeichnen und diese durch den Wert δ_{aa} , dessen Größe wir schon entwickelt haben, dividieren. Der Rechnungsgang zur Ermittlung der Biegelinie ist der gleiche wie bei der Ermittlung der Stützlinie als Momentenlinie (Biegelinie) der Belastungsfunktion $g(x)$ im Abschnitt 2.



Biegelinie bzw. Einflußlinie für x_a
Abb. 210.

An Stelle der Lastfunktion $g(x)$ tritt jetzt als ideale Belastung, die durch $EJ(x)$ dividierte Momentenlinie, $p_i dx = \frac{\mathfrak{M}(x)}{EJ(x)} ds$ bzw. $p_i = - \frac{z}{EJ(x) \cos \varphi}$, da $\mathfrak{M}(x) = -z$. Hierzu teilen wir die Spannweite wieder in eine gerade Anzahl gleicher Längenelemente ein und ermitteln mit Gl. (78) die äquivalenten Einzel-

lasten und hieraus mittels der Gl. (78a) und (78b) die Querkräfte und Biegemomente, durch welche die Biegelinie dargestellt ist. Durch Division durch δ_{aa} folgt hieraus die Einflußlinie. Entsprechend den früheren Gl. (78) ergeben sich die äquivalenten Einzellasten zur Berechnung der Biegelinien aus

$$(92) \quad \begin{cases} p_{im} = -\frac{\Delta x}{6} \cdot \left(z_{m-1} \frac{J_c}{J_{m-1} \cos \varphi_{m-1}} + 4 z_m \frac{J_c}{J_m \cos \varphi_m} + z_{m+1} \frac{J_c}{J_{m+1} \cos \varphi_{m+1}} \right), \\ p_{io} = -\frac{\Delta x}{6} \cdot \left(2 z_0 \frac{J_c}{J_0 \cos \varphi_0} + z_1 \frac{J_c}{J_1 \cos \varphi_1} \right). \end{cases}$$

Aus der Einflußlinie des statisch unbestimmten Horizontalschubes X_a folgt die Einflußlinie eines Feldmomentes aus der Gleichung $M = M_0 + X_a m_a = M_0 - X_a z$ entsprechend der Abb. 211, wobei M_0 die Einflußlinie des statisch bestimmten Bogens ist. Auch bei dem statisch unbestimmten Balken arbeitet man vielfach mit den Kernpunktsmomenten, um die Ermittlung der zu den Maximal- und Minimalmomenten gehörenden Normalkräfte überflüssig zu machen. In diesem Falle ist in der Gleichung $M = \mathfrak{M} - X_a z$ die Ordinate z der Bogenachse durch die Ordinaten der Kernpunkte z_{k0} und z_{ku} und \mathfrak{M} durch \mathfrak{M}_k zu ersetzen.



Einflußlinie für den Feldquerschnitt $x=x$
Abb. 211.

Bei dem parabelförmigen Bogen mit $J(x) \cos \varphi = J_c$ und $F(x) \cos \varphi = F_c$ sind die negativen und positiven Flächen der Einflußlinien gleich groß, denn bei einer durchgehenden Belastung, die ja der Stützlinie des Parabelbogens entspricht, müssen die Biegemomente in Wegfall kommen. Für diese Sonderform des Bogens ergeben sich die maximalen und minimalen Verkehrslastmomente (Mitten-

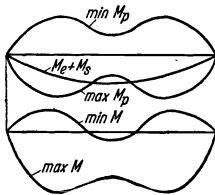


Abb. 212.

momente) im Viertelpunkt zu $\frac{p l^2}{57}$ und im Scheitel zu $\frac{p l^2}{130}$, während nach der Überschlagsrechnung (Abbildung 209) sich für den Viertelpunkt aus der antisymmetrischen Belastung ein um etwa 10% geringerer Wert von $\frac{p l^2}{64}$ ergab.

Wir wollen nun den Einfluß der Balkenmomente aus H_e und H_S auf die maximalen und minimalen Momente verfolgen. Es ergab sich H_e zu 2,4%, einschließlich Schwinden müssen wir damit rechnen, daß etwa 4% des Eigengewichtes durch Balkenwirkung übertragen werden.

Unter der Annahme, daß $g \approx 3p$ ist, erhalten wir ein Eigengewichtsmoment von $M_e + M_S = + 0,04 \cdot 3p \frac{l^2}{8} \approx + \frac{p l^2}{66}$.

Hierdurch wachsen die $max M$ sehr stark an, während die $min M$ in gleichem Maß zurückgehen. Siehe hierzu die Abb. 212, die uns zugleich zeigt, wie wichtig es bei einem Zweigelenkbogen mit Zugband ist, die Balkenmomente aus Eigengewicht und Verkehr durch ein Vorspannen des Zugbandes auszuschalten. Da die Temperaturmomente sowohl positiv wie negativ sein können, wurden sie bei dieser Betrachtung außer acht gelassen.

c) Einige Sonderfälle des Zweigelenkbogens.

a) Ebenso wie bei dem Dreigelenkbogen kann man durch Vorkragen der Kämpfergelenke die Bogenspannweite einschränken, wodurch die Biegemomente infolge Verkehr mit dem Quadrat der Spannweite zurückgehen.

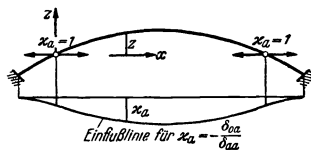


Abb. 213.

Da der Gewölbehals elastisch verbiegbar ist, haben wir es mit einem Zweigelenkbogen mit elastisch nachgiebigem Widerlager zu tun. Die Berechnung ist im Prinzip die gleiche wie vor. Da jedoch der statisch unbestimmte Gewölbeschub X_a nicht nur den Bogen, sondern auch den Gewölbehals verbiegt, sind die auftretenden Integrale über das Gewölbe und die Gewölbehälse zu erstrecken, und damit ergibt sich die Einflußlinie, als Biegelinie des Zustandes $X_a = 1$ in der Form der Abb. 213. Die Nachteile, die sich aus dieser Konstruktion für die Widerlager und Pfeiler ergeben, sind die gleichen, wie sie schon bei den Dreigelenkbogen ausführlich besprochen wurden.

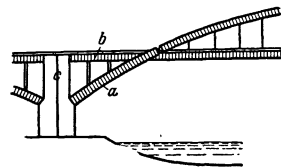


Abb. 214.

Das Vorkragen der Kämpfergelenke ist besonders vorteilhaft bei Gewölben, die nach Abb. 214 von der Fahrbahn durchschnitten werden und bei denen die Kämpfergelenke oberhalb der Fahrbahn angesetzt werden. Damit ergeben sich sehr große Gewölbehälse, die dementsprechend bei Verkehrslast sehr große Biegemomente aufzunehmen haben und damit sehr kräftig gehalten werden müssen. Diese Biegemomente lassen sich in sehr einfacher Weise dadurch beseitigen, daß man aus dem Gewölbehals a , der Fahrbahn b und dem Pfeiler c ein starres Dreieck bildet, wodurch erreicht wird, daß in dem langen Gewölbehals nur Druckkräfte auftreten, während die Biegemomente dem vielfach stärkeren Pfeilerschaft zugewiesen werden. Selbstverständlich müssen bei diesen Brücken

in der Fahrbahn zwischen den Kämpfergelenken eine oder zwei Fugen angeordnet werden, da anderenfalls ein Teil des Horizontalschubes durch die Fahrbahn aufgenommen würde.

β) Bei Bogenbrücken, bei denen sich an die Hauptöffnung kleinere Seitenöffnungen anschließen, ist es wirtschaftlich, den Bogen der Mittelöffnung mit den Balken der Nebenöffnungen starr zu verbinden (Abb. 215), womit der Zweigelenkbogen in einen elastisch eingespannten Bogen übergeht, dessen Theorie in dem nachfolgenden Abschnitt 5 über eingespannte Bogen erörtert wird.

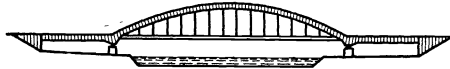


Abb. 215.

Durch die elastische Einspannung an den Kämpfern wird das Gewölbe wesentlich steifer als ein Zweigelenkbogen und infolge davon werden die Balkenmomente aus der Bogenverkürzung, der Zugbanddehnung und dem Schwinden noch größer als bei dem Zweigelenkbogen.

Infolgedessen sollten derartige Brücken zur Beseitigung dieser sehr störenden Balkenmomente vorgespannt werden. Besonders vorteilhaft ist es, das gesamte oder einen Teil des Zugbandes, der am besten aus Brückenseilen besteht, bis an die beiderseitigen Balkenenden durchzuführen und damit auch die anschließenden Balkenfelder in Vorspannung zu setzen. Hierbei sind die Selle im Bereich der beiderseitigen Balkenfelder als Hängewerke, deren Form den Verlauf der Eigengewichtsmomente angepaßt ist, auszubilden (Abb. 216), wodurch erreicht wird, daß für Eigengewicht das gesamte aus Bogen und Balken bestehende Tragwerk nach dem Ausrüsten frei von Biegemomenten ist. Durch ein etwa zweimaliges Nachspannen in dem ersten Jahr nach der Ausrüstung lassen sich auch

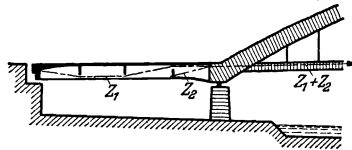


Abb. 216.

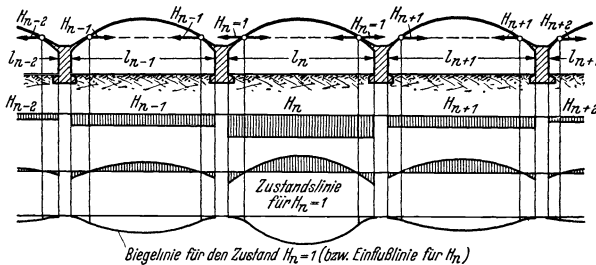


Abb. 217.

die nach dem Ausrüsten entstandenen Biegemomente infolge der plastischen Formänderungen des Betons (Kriechen und Schwinden) fast vollständig ausschalten.

γ) *Zweigelenkbogenreihen auf elastisch nachgiebigen Pfeilern* (Abb. 217). Jede Öffnung stellt einen in seitlicher Richtung elastisch gelagerten Zweigelenkbogen dar, der an und für sich einfach statisch unbestimmt ist, wenn die elastische Nachgiebigkeit der anschließenden Pfeiler bekannt ist. Diese elastische Nachgiebigkeit ist aber eine Funktion sämtlicher links oder rechts anschließenden Öffnungen. Bei r Öffnungen ist das System r -fach statisch unbestimmt. Die Lösung ist aber sehr einfach, da sie ebenso wie bei dem durchlaufenden Träger zu Dreimomentengleichungen führt.

Die folgenden Untersuchungen beziehen sich auf den allgemeinen Fall, daß die Kämpfergelenke, die mittels Gewölbehälzen vorgekragt sind, auf verschiedener

Höhe liegen. Unter der Voraussetzung, daß wir die elastische Nachgiebigkeit der an die n -te Öffnung links und rechts anschließenden Bauwerksteile kennen, stellt das Gewölbe der n -ten Öffnung einen nur einfach statisch unbestimmten Zweigelenbogen mit elastisch nachgiebigen Widerlagern dar. Die elastischen

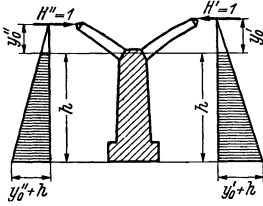


Abb. 217 a.

Nachgiebigkeiten bezeichnen wir links mit e_n' , rechts mit e_n'' , sie sind eine Funktion der Steifigkeiten der anschließenden Pfeiler, Gewölbe und Widerlager. Unsere Aufgabe ist es, nun diese Werte e_n' und e_n'' zu ermitteln.

Die elastische Zusammendrückung der Gewölbe einschließlich der zugehörigen Gewölbehälse bezeichnen wir mit $\delta_{11}, \delta_{22}, \dots, \delta_{nn}$ usw. Ihre Größe ist durch die Gl. (87) gegeben mit

$$E J_c \delta_{aa} = \frac{F_c}{J_c} \int_0^l z^2 ds' + \int_0^l \cos^2 \varphi ds'', \text{ wobei zu be-}$$

achten ist, daß sich die Integrale über die ganze Länge l der Öffnung n einschließlich der Gewölbehälse erstrecken.

Die elastische Nachgiebigkeit des frei stehenden Pfeilerschaftes unter dem Einfluß der am Gelenk rechts des Pfeilers angreifenden Horizontalkraft $H = 1$ bezeichnen wir mit $\delta_{21} \dots \delta_{n, n-1}$ usw. Die Kraft $H = 1$ erzeugt am Pfeilerkopf (Abb. 217 a) das Moment y_0' und am Fuß das Moment $y_0' + h$, und infolge-

dessen ist $\delta_{n, n-1}$ gegeben durch das Integral $E J_c \delta_{n, n-1} = \int_{y=y_0'}^{y=y_0'+h} M \frac{J_c}{J(y)} y dy$, wobei $M = y_0' + y$ ist.

Die Verschiebungsgrößen für eine am Gelenk links des Pfeilers angreifende Kraft $H = 1$ bezeichnen wir dagegen mit $\delta_{12}, \delta_{22} \dots \delta_{n, n-1}$ usw., wobei uns die geänderte Reihenfolge der Indizes anzeigt, daß die Kraft $H = 1$ von links auf den Pfeiler einwirkt. Die elastische Nachgiebigkeit des Widerlagers bezeichnen wir mit δ_w . Durch diese Kraft $H = 1$ wird am Pfeilerkopf das Moment y_0'' und am Fuß das Moment $y_0'' + h$ ausgelöst. Die zugehörige Pfeilerkopfer-

schiebung beträgt: $E J_c \delta_{n, n+1} = \int_{y=y_0''}^{y=y_0''+h} M \frac{J_c}{J(y)} y dy$, wobei $M = y_0'' + y$.

Die statisch unbestimmten Gewölbeschübe folgen aus der Bedingung, daß die Verkürzungen des Gewölbes entgegengesetzt gleich groß sind der Differenz der Verschiebungen der beiden anschließenden Pfeilerköpfe, bzw. daß die beiden Summen gleich Null sind. Damit erhalten wir für den Belastungsfall $H_n = 1$ ein System von homogenen Dreimomentengleichungen, das vollständig mit dem des durchlaufenden Trägers übereinstimmt, so daß wir mit Hilfe von Abklingszahlen, die den Festpunkten des durchlaufenden Trägers äquivalent sind, sofort die infolge $H_n = 1$ in den einzelnen Öffnungen vorhandenen Horizontalschübe angeben können.

Aus der obenstehenden Bedingung ergeben sich für die einzelnen Öffnungen nachstehende Gleichungen:

Gewölbe	Pfeiler
Öffnung 1: $H_1 \delta_{11} + H_1 (\delta_w + \delta_{12}) - H_2 \delta_{21}$	$= 0,$
Öffnung 2: $H_2 \delta_{22} + H_2 (\delta_{21} + \delta_{23}) - H_3 \delta_{32} - H_1 \delta_{12}$	$= 0,$
Öffnung 3: $H_3 \delta_{33} + H_3 (\delta_{32} + \delta_{34}) - H_4 \delta_{43} - H_2 \delta_{23}$	$= 0$ usw.

Daraus ergeben sich die nachfolgenden Beziehungen zwischen den einzelnen Gewölbeschüben (Abklingszahlen).

$$\begin{aligned}
 H_1 &= H_2 \frac{\delta_{21}}{\delta_{11} + \delta_w + \delta_{12}} = \mu_{2,1} H_2, \\
 H_2 &= H_3 \frac{\delta_{32}}{\delta_{12} + \delta_{21} + \delta_{23} - \delta_{12} \mu_{2,1}} = \mu_{3,2} H_3, \\
 H_3 &= H_4 \frac{\delta_{43}}{\delta_{23} + \delta_{32} + \delta_{34} - \delta_{23} \mu_{2,2}} = \mu_{4,3} H_4
 \end{aligned}$$

bzw. in allgemeiner Form

$$(93) \quad H_{n-1} = \mu_{n, n-1} H_n,$$

wobei

$$\mu_{n, n-1} = \frac{\delta_{n(n-1)}}{\delta_{(n-1)(n-1)} + \delta_{(n-1)(n-2)} + \delta_{(n-1)n} - \delta_{(n-2)(n-1)} \mu_{n-1, n-2}}$$

bedeutet. Mit Hilfe der Abklingszahlen $\mu_{n, n-1}$ können wir der Reihe nach die Größe der einzelnen nach links hin abklingenden Horizontalschübe, hervorgerufen durch $H_n = 1$ angeben.

In gleicher Weise ermitteln wir auch die Abklingszahlen $\mu_{n, n+1}$, indem wir das obige homogene Gleichungssystem von rechts nach links anschreiben bzw. die Indizes vertauschen. Wir erhalten

$$(93a) \quad H_{n+1} = \mu_{n, n+1} H_n,$$

wobei

$$\mu_{n, n+1} = \frac{\delta_{n(n+1)}}{\delta_{(n+1)(n+1)} + \delta_{(n+1)(n+2)} + \delta_{(n+1)n} - \delta_{(n+2)(n+1)} \mu_{n+1, n+2}}$$

ist. Wenn die Gewöbereihe symmetrisch zur Brückenmitte ist, dann sind es auch die Abklingszahlen, so daß wir nur die $\mu_{n, n-1}$ -Zahlen zu berechnen haben.

Von den links und rechts an die Öffnung anschließenden Pfeilern $n, n-1$ und $n, n+1$ werden demnach die folgenden Horizontalschübe aufgenommen, denen die seitlichen Ausbiegungen ϵ'_n und ϵ''_n an dem linken und rechten Kämpfer entsprechen.

$$(94) \quad H_{n-1} = 1 - \mu_{n, n-1} \quad \text{und somit} \quad \epsilon'_n = (1 - \mu_{n, n-1}) \delta_n(n-1)$$

$$(94a) \quad H_{n+1} = 1 - \mu_{n, n+1} \quad \epsilon''_n = (1 - \mu_{n, n+1}) \delta_n(n+1),$$

Wir erhalten ϵ'_n und ϵ''_n , indem wir die auf diese Pfeiler einwirkenden Horizontalkräfte mit den Einheitsdurchbiegungen der Pfeiler multiplizieren.

Mit ϵ'_n und ϵ''_n haben wir die elastische Nachgiebigkeit der links und rechts anschließenden Bauwerksteile für $H_n = 1$ gefunden und können damit aus der Elastizitätsgleichung $\delta_{n0} + X_n \delta_{nn} = 0$ der n -ten Öffnung die Einflußlinie für den Horizontalschub der n -ten Öffnung anschreiben:

$$(95) \quad X_n = -\frac{\delta_{n0}}{\delta_{nn}} = -\frac{\delta_{0n}}{\delta_{nn}}.$$

Hierbei ist δ_{nn} gegeben durch:

$$(95a) \quad \delta_{nn} = \int_0^l x^2 \frac{ds}{EJ(x)} + \int_0^l \cos^2 \varphi \frac{ds}{EF(x)} + \epsilon'_n + \epsilon''_n.$$

In gleicher Weise wie früher ersetzen wir nach dem MAXWELLSCHEN Satz δ_{n0} durch δ_{0n} und ermitteln aus der Zustandslinie für $H_n = 1$ (Abb. 217) die Biegelinie, aus der sich nach Division durch δ_{nn} die Einflußlinie für X_n ergibt.

Infolge des Vorkragens der Gelenke entsprechen die Biegelinien für $M_n = 1$ und damit auch die Einflußlinien denen eines elastisch eingespannten Balkens, d. h. die Einflußlinien haben auch an den Gelenkstellen eine Ordinate, an welche sich im Bereich der Kragarme eine Gegenkrümmung anschließt. Diese Ordinaten an den Gelenkstellen und die anschließenden Gegenkrümmungen fallen weg, wenn die Gelenke nicht vorgekragt, sondern an dem Pfeilerschaft selbst angeordnet werden. Je größer die elastischen Verschiebungen ϵ'_n und ϵ''_n , d. h. je nachgiebiger die an-

schließenden Bauwerksteile sind, um so größer wird δ_{nn} und um so kleiner der Gewölbeschub X_n , woraus folgt, daß ein größerer Anteil der Verkehrslast durch Balkenwirkung anstatt durch Gewölbewirkung getragen wird. Diese Gewölbe auf elastisch nachgiebigen Pfeilern haben wesentlich stärkere Biegemomente als die auf starren Widerlagern. Für die Eigengewichtslasten, Temperaturwirkung und Schwinden entfällt dieser Nachteil. Wenn alle Gewölbe gleiche Spannweiten und Pfeilerhöhen besitzen, so verhalten sich für diese Belastungsfälle die Reihengewölbe wie Gewölbe mit einer Öffnung und starren Widerlagern, da sie sich gegenseitig nicht beeinflussen können.

Wenn dies ausnahmsweise nicht der Fall ist, so ist das durch sein Eigengewicht belastete Tragwerk bei r Öffnungen r -fach statisch unbestimmt und wir müssen entweder das Gleichungssystem mit r Unbekannten auflösen oder wir gehen, wie bei dem durchlaufenden Träger, den einfacheren Weg, indem wir eine Öffnung nach der anderen belasten und die zugehörigen Horizontalschübe bestimmen und alsdann die r Belastungsfälle addieren.

Bei Belastung der n -ten Öffnung erhalten wir ausgehend von dem statisch bestimmten Stützliniens Schub H_{g_0} die Abminderung H_e sowie die Schübe aus Temperatur und Schwinden aus der Gleichung

$$(96) \quad \left\{ \begin{array}{l} H_e + H_S + H_T = \\ - \frac{H_{g_0} \int \frac{ds}{EF(x)} + \omega_S Tl \pm \omega Tl}{\int z^2 \frac{ds}{EJ(x)} + \int \cos^2 \frac{ds}{EF(x)} + \epsilon'_n + \epsilon''_n} = - \frac{H_{g_0} \int ds'' + EF_c (\omega_S Tl \pm \omega Tl)}{\frac{F_c}{J_c} \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds'' + EF_c (\epsilon'_n + \epsilon''_n)}, \end{array} \right.$$

die keiner Erläuterung bedarf, da sie bis auf das Hinzutreten von ϵ'_n und ϵ''_n den früheren Gl. (87) entspricht. Mit dieser Gleichung ermitteln wir — bei Belastung von immer nur einer Öffnung — die Horizontalschübe und addieren diese, um die endgültige Lösung für Eigengewichtsbelastung zu erhalten.

Für Gewölbereihen sind eingespannte Gewölbe im allgemeinen besser geeignet als Zweigelenkbogen, insbesondere bei einer Ausführung in Stein. Die Theorie dieser Gewölbe wird in dem folgenden Abschnitt 5 besprochen.

d) Zweigelenkbogenbrücken, bei denen die Fahrbahn mittels schräger schlaffer Hängestangen an dem Gewölbe aufgehängt ist (System Nielson).

Würde man eine derartige Brücke nach Abb. 218 mit steifen Diagonalen ausführen, dann müßte das Tragwerk als Fachwerkträger mit parabelförmigem Obergurt berechnet werden. Tatsächlich werden aber schlaffe Hängestangen verwendet, die sofort ausfallen, wenn sie auf Druck beansprucht werden. Bei einer bestimmten

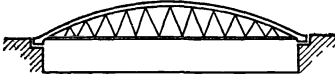


Abb. 218.

Stellung der Verkehrslast werden aber bei Berücksichtigung der Zugkräfte aus den Eigengewichtslasten nur wenige schräge Hängestangen auf Druck beansprucht und fallen damit aus. Infolgedessen stellt dieses Tragwerk einen Übergang zwischen einer Bogen- und einer Balkenbrücke dar, bei welcher die Biegemomente aus Verkehr wesentlich geringer sind als bei dem Zweigelenkbogen mit Zugband. Aber auch die Balkenmomente $M_e + M_S + M_T$ gehen zurück, weil die Gewölbe wesentlich schlanker ausgeführt werden können, so daß auf eine Vorspannung des Zugbandes, die wegen der schrägen Hängestangen schwieriger durchzuführen ist, verzichtet werden kann. Nach diesem System sind in den nordischen Ländern und in Frankreich eine Anzahl sehr leichter Brücken und schlanker Gewölbe ausgeführt worden. Obwohl dieses Brückensystem sehr wirtschaftlich ist, hat es sich in Deutschland nicht durchsetzen können, da es von den Architekten wegen der schrägen Hängestangen abgelehnt wird.

5. Der eingespannte Bogen.

Dieser hat von allen Gewölbeararten die geringsten Verkehrslastmomente, auch bezüglich der Knicksicherheit ist er den anderen Gewölbeararten überlegen. Er eignet sich jedoch nur für Gewölbe mit $\frac{f}{l} \geq \frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$, weil bei den flachen eingespannten Gewölben infolge ihrer großen Steifigkeit die zusätzlichen Balkenmomente infolge der Bogenverkürzung, der Schwind- und Temperaturwirkungen und des Ausweichens der Widerlager zu groß werden.

Für Pfeilverhältnisse zwischen $\frac{f}{l} \leq \frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ und $\frac{f}{l} \geq \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ muß an seine Stelle der Zweigelenkbogen und für $\frac{f}{l} \leq \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der Dreigelenkbogen treten.

a) Die Elastizitätsgleichungen des an den Kämpfern eingespannten Bogens und ihre Aufspaltung.

Die drei statisch unbestimmten Größen X_a, X_b, X_c folgen aus den Gleichungen

$$\begin{aligned} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + X_c \delta_{ac} + \delta_{a0} &= 0, \\ X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc} + \delta_{b0} &= 0, \\ X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc} + \delta_{c0} &= 0, \end{aligned}$$

wobei die Verschiebungsgrößen aus der Arbeitsgleichung zu berechnen sind:

$$\delta_{ik} = \int m_i m_k \frac{ds}{E J(x)} + \int n_i n_k \frac{ds}{E F(x)}.$$

Bezüglich der Wahl des statisch bestimmten Systems hat man verschiedene Möglichkeiten. Gemäß Abb. 219 können sowohl der frei aufliegende Balken wie auch der einseitig eingespannte Kragarm oder zwei getrennte Kragarme benutzt werden. Das Resultat ist in jedem Fall dasselbe, jedoch ist im allgemeinen dem Balken der Vorzug zu geben. Deshalb wird er den folgenden Untersuchungen zugrunde gelegt.

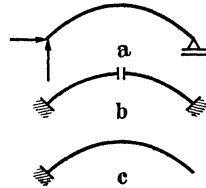


Abb. 219.

Durch eine Verlegung des Achsenkreuzes x_1, z_1 von dem Bezugspunkt 0 nach dem elastischen Schwerpunkt mit dem Achsenkreuz x, z kann man die Verschiebungen $\delta_{ac} = \delta_{ca}$ und $\delta_{bc} = \delta_{cb}$ zu Null machen (Abb. 220). Hierbei ist der Angriffspunkt der statisch unbestimmten Kräfte mit den beiderseitigen Auflagern durch starre, unelastische Arme zu verbinden.

Ein Einfluß der Normalkräfte auf die Einheitsverschiebungen ist mit Ausnahme von δ_{aa} zum Teil Null, zum Teil verschwindend gering, so daß wir ohne die Genauigkeit zu gefährden, die Verschiebungen nur aus dem ersten Teil der Arbeitsgleichung berechnen können.

Infolge der Kräfte $X_a = 1, X_b = 1, X_c = 1$ ergeben sich die Biegemomente $m_a = -z = -(z_1 - z_0), m_b = -x = -(x_1 - x_0), m_c = -1$, und damit erhalten wir für δ_{ac} und δ_{bc} :

$$\begin{aligned} E J_c \delta_{ac} &= \int \frac{J_c}{J(x)} m_a m_c ds = + \int (z_1 - z_0) ds', \quad ds' = ds \frac{J_c}{J(x)}, \\ E J_c \delta_{bc} &= \int \frac{J_c}{J(x)} m_b m_c ds = - \int (x_1 - x_0) ds'. \end{aligned}$$

Aus der Bedingung, daß diese beiden Verschiebungsgrößen zu Null werden, ergeben sich die Abstände des Schwerpunktes der elastischen Gewichte von dem Achsenkreuz x_1, z_1 zu

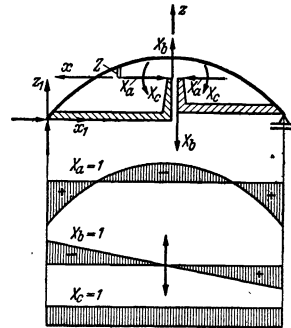


Abb. 220.

$$(97) \quad x_0 = \frac{\int x_1 ds'}{\int ds'} = \frac{\Sigma x'_1}{\Sigma x'}, \quad x_0 = \frac{\int x_1 ds'}{\int ds'} = \frac{\Sigma x'_1}{\Sigma x'}$$

Damit geht die allgemeine Matrix A mit den drei gekoppelten Gleichungen in die Matrix B über, die zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten und eine unabhängige Gleichung enthält. Sobald der Bogen symmetrisch ausgebildet ist, wird $x_0 = l/2$. Zugleich wird aber auch das Integral $E J_c \delta_{ab} = \int x z ds' = 0$, weil x eine symmetrische und z eine antimetrische Funktion ist und damit geht die Matrix B in die Matrix C mit ihren drei voneinander unabhängigen Gleichungen über.

A)		X_a	X_b	X_c	
	1	δ_{aa}	δ_{ab}	δ_{ac}	δ_{ao}
	2	δ_{ba}	δ_{bb}	δ_{bc}	δ_{bo}
	3	δ_{ca}	δ_{cb}	δ_{cc}	δ_{co}

B)		X_a	X_b	X_c	
	1	δ_{aa}	δ_{ab}	—	δ_{ao}
	2	δ_{ba}	δ_{bb}	—	δ_{bo}
	3	—	—	δ_{cc}	δ_{co}

C)		X_a	X_b	X_c	
	1	δ_{aa}	—	—	δ_{ao}
	2	—	δ_{bb}	—	δ_{bo}
	3	—	—	δ_{cc}	δ_{co}

Bei unsymmetrischen Gewölben begnügt man sich in manchen Fällen mit der Matrix B . In anderen Fällen, wie z. B. bei den Untersuchungen des Kriecheinflusses, ist es jedoch erwünscht, eine vollständige Trennung der Veränderlichen durchzuführen. Dies gelingt ohne Schwierigkeiten. Hierzu gehen wir von dem rechtwinkligen Achsenkreuz des elastischen Schwerpunktes aus, das wir jetzt mit $x'z'$ bezeichnen wollen (Abb. 221) und setzen die Kraft X_a unter den Winkel β an. Die Ordinate, bezogen auf diese schräge Achse, sei $z = z' + x' \operatorname{tg} \beta$. Aus der Bedingung

$$E J_c \delta_{ab} = \int m_a m_b ds' = 0, \quad \text{wobei} \quad m_b = -x', \quad m_a = -z \cos \beta,$$

folgt $\int x' z \cos \beta ds' = \int x' (z' - x' \operatorname{tg} \beta) \cos \beta ds' = 0$ bzw.

$$(97a) \quad \operatorname{tg} \beta = - \frac{\int x' z' ds}{\int x'^2 ds'} = - \frac{\int (x_1 - x_0) (z_1 - z_0) ds'}{\int (x_1 - x_0)^2 ds'}, \quad ds' = ds \frac{J_c}{J(x)}$$

wobei $x_1 z_1$ die Anfangskoordinaten nach Abb. 221 sind. Entsprechend der Matrix C folgen nun auch die statisch unbestimmten Kräfte des unsymmetrischen Gewölbes aus den getrennten Gleichungen

$$(98) \quad X_a = - \frac{\delta_{ao}}{\delta_{aa}}, \quad X_b = - \frac{\delta_{bo}}{\delta_{bb}}, \quad X_c = - \frac{\delta_{co}}{\delta_{cc}}$$

Die Größen der Einheitsverschiebungen, bei denen wir, wie schon bemerkt, mit Ausnahme von δ_{aa} den Einfluß der Normalkräfte vernachlässigen dürfen, folgen aus der Arbeitsgleichung.

Hierbei ist $m_a = -z \cos \beta$, $n_a = \cos(\varphi - \beta) \approx \cos \varphi$, $m_b = -x'$, $m_c = -1$,

$$E J_c \delta_{aa} = \int m_a^2 ds' + \frac{J_c}{F_c} \int n_a^2 ds'' = \cos^2 \beta \int z^2 ds' + \frac{J_c}{F_c} \int \cos^2 \varphi ds'',$$

$$E J_c \delta_{bb} = \int m_b^2 ds' = \int x'^2 ds',$$

$$E J_c \delta_{cc} = \int m_c^2 ds' = \int ds'.$$

Bei kleinen Winkeln kann: $\cos^2 \beta \int z^2 ds' \approx \int z^2 ds'$ gesetzt werden.

Bei Benutzung der SIMPSONSchen Integrationsregel erhalten wir die Einheitsverschiebungen in der Form

$$(98a) \begin{cases} EJ_c \delta_{aa} = \cos^2 \beta \int z^2 ds' + \frac{J_c}{F_c} \int \cos^2 \varphi ds'' = \frac{\Delta x}{3} \left[\cos^2 \beta \Sigma x' z^2 + \frac{J_c}{F_c} \Sigma x'' \cos^2 \varphi \right], \\ EJ_c \delta_{bb} = \int x'^2 ds' = \frac{\Delta x}{3} \Sigma x' x'^2, \\ EJ_c \delta_{cc} = \int ds' = \frac{\Delta x}{3} \Sigma x'. \end{cases}$$

Die Belastungsgrößen δ_{a0} , δ_{b0} und δ_{c0} werden für Eigengewicht und Verkehr getrennt ermittelt, da wir bei Eigengewichtsbelastung von dem Stützlinienbogen, bei Verkehrslast dagegen vom frei aufliegenden Balken als statisch bestimmtes System ausgehen.

b) Die Berechnung für Eigengewicht, Schwinden, Temperatur und Widerlagerausweichen.

Bei der Berechnung des Gewölbes für diese Lastfälle benutzt man der größeren Rechengenauigkeit wegen nicht den frei aufliegenden Balken oder den Kragarm, sondern das Stützliniengewölbe als statisch bestimmtes Grundsystem.

Das Belastungsglied δ_{a0} folgt aus $\delta_{a0} = \int M_0 m_a \frac{ds}{EJ(x)} + \int N_0 n_a \frac{ds}{EF(x)}$. Der Stützlinienbogen als statisch bestimmtes System ist momentenfrei, also $M_0 = 0$, $N_0 = \frac{H_{g_0}}{\cos \varphi}$, $n_a = \cos(\varphi - \beta) \approx \cos \varphi$. Demnach erhalten wir für δ_{a0} dieselbe Gleichung wie bei dem Zweigelenbogen

$$\delta_{a0} = \frac{H_{g_0}}{EF_c} \int \frac{F_c}{F(x)} ds = \frac{H_{g_0}}{EF_c} \int ds'', \quad \delta_{b0} = \delta_{c0} = 0.$$

Die Abminderung des Stützlinienschubes infolge der Bogenzusammendrückung $H_e = X_a$ beträgt demnach

$$(99) \quad H_e = -\frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} = -\frac{H_{g_0} \frac{F_c}{F_c} \int ds''}{\frac{J_c}{F_c} \cos^2 \beta \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds''} = -\frac{H_{g_0} \frac{F_c}{F_c} \Sigma x''}{\frac{J_c}{F_c} \cos^2 \beta \Sigma x' z^2 + \int x'' \cos^2 \varphi}.$$

Durch H_e wird der Stützlinienschub H_{g_0} abgemindert. Da H_e im Schwerpunkt der elastischen Gewichte angreift, haben die Eigengewichtsmomente das Aussehen wie die eines beiderseits eingespannten Balkens. Das ist selbstverständlich, denn wiederum muß ein geringer Prozentsatz des Eigengewichtes $g(x)$ durch Balkenwirkung getragen werden (Abb. 222). Um einen Überblick über die Größe dieser Balkenmomente zu erhalten, untersuchen wir wieder einen symmetrischen Parabelbogen $z = 4f\xi(1-\xi)$ mit $J(x) \cos \varphi = J_c$, $F(x) \cos \varphi = F_c$ und $\beta = 0$. Der elastische Schwerpunkt liegt bei

$$z_0 = \frac{\int z_1 dx}{\int dx} = \frac{2}{3} f.$$

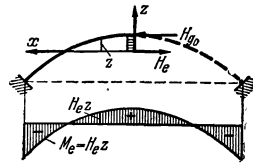


Abb. 222.

Damit ergeben sich die Ordinaten z , wenn wir das Achsenkreuz in den elastischen Schwerpunkt verlegen zu $z = \frac{f}{3}(1 - 3\xi^2)$, wobei jetzt aber

$$\xi = \frac{z}{l_1}; \quad \text{für } \xi = 0 \text{ ist } z = f/3, \quad \text{für } \xi = 1 \text{ ist } z = -\frac{2}{3} f.$$

Damit ergibt sich

$$\int z^2 ds' = 2 \int_0^{l_1} z^2 dx = 2 \int_0^1 z^2 \frac{1}{2} d\xi = \frac{4}{45} f^2 l, \quad \int ds'' = \int dx = l.$$

Da $\int \cos^2 \varphi ds''$ gegenüber $\int z^2 ds'$ sehr klein ist, dürfen wir wieder, ohne die Genauigkeit zu gefährden, $\cos^2 \varphi \approx 1$ setzen, womit $\int \cos^2 \varphi ds'' = l$ wird. Damit ergibt sich

$$(99a) \quad H_e = -H_{g_0} \frac{1}{1 + \frac{F_c}{J_c} \frac{4}{45} l^3} = -H_{g_0} \frac{1}{1 + \frac{4}{45} \frac{l^3}{i^2}}$$

Wir betrachten einen Bogen mit $f/l = 1/6$, $f^2/l^2 = 1/36$ und einer Gewölbstärke im Scheitel von $d = \frac{l}{80}$, $d^2 = \frac{l^2}{6400}$, $i^2 = \frac{d^2}{12}$ und erhalten damit für

$$H_e = -H_{g_0} \frac{1}{1 + \frac{4}{45} \frac{12 \cdot 6400}{36}} \approx 0,005 H_{g_0}.$$

Ebenso wie bei dem Zweigelenbogen muß demnach 1/2 % der Eigengewichtslast durch Balkenwirkung übertragen werden, wobei aber zu berücksichtigen ist, daß wir mit einem Pfeilverhältnis von $f/l = 1/6$ an Stelle von $f/l = 1/10$ gerechnet haben. Hätten wir den Bogen mit dem flacheren Pfeil zugrunde gelegt, so hätten wir annähernd einen dreifach größeren Wert für H_e erhalten, woraus wir ersehen, daß der eingespannte Bogen für flache Gewölbe weniger geeignet ist als der Zweigelenbogen, weil die Zwängungsspannungen aus der Bogenzusammendrückung und in gleicher Weise aus Schwinden, Temperatur und Widerlagerausweichen bei gleichen Pfeilverhältnissen mehrfach größer sind.

Für Schwinden, Temperatur und Widerlagerausweichen ist

$$\delta_{a0} = \omega_S Tl \pm \omega Tl + \Delta l$$

und demnach betragen die daraus folgenden Verminderungen des Gewölbeschubes

$$(99b) \quad H_S + H_T + H_W = -EFc \frac{\omega_S Tl \pm \omega Tl + \Delta l}{J_c \cos^2 \beta \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds''}.$$

Hieraus und aus H_e folgen die Balkenmomente

$$(100) \quad M = M_e + M_S + M_T + M_W = -(H_e \pm H_S + H_T + H_W) z \cos \beta.$$

Diese Balkenmomente, durch welche die Biegemomente aus Verkehr überlagert werden, sind sehr störend. Inwieweit die Balkenmomente durch äußere Eingriffe mittels hydraulischer Pressen beseitigt werden, wird anschließend an die Untersuchungen über die Verkehrslast erörtert werden.

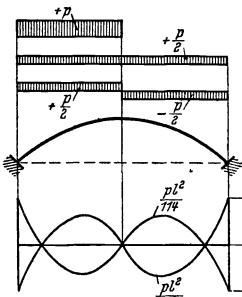


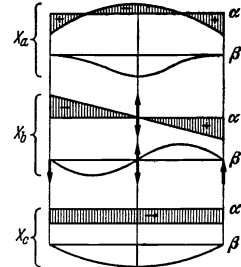
Abb. 223.

c) Die Berechnung für Verkehrslast.

Einen ungefähren Überblick über die Verkehrslastmomente erhalten wir wiederum, wenn wir den Bogen einseitig belasten und diese einseitige Belastung durch eine symmetrische mit $p/2$ und eine antisymmetrische mit $\pm p/2$ ersetzen. Bei einem Parabelbogen erzeugt die symmetrische Belastung keine Momente, weil der Parabelbogen die Stützlinie für eine gleichbleibende Last ist. Der Antimetriebelastung von $\pm p/2$ entsprechen hieraus Biegemomente, die denen eines einseitig eingespannten Balkens mit der Spannweite $l/2$ entsprechen (Abb. 223). Der Trägheitsmomentverlauf $J(x) \cos \varphi = J_c$ des Bogens entspricht einem konstanten Trägheitsmoment des Balkens. Hierfür ergibt sich das Moment am Kämpfer zu $\frac{p a^3}{2 \cdot 8} = \frac{p l^3}{64}$ und das maximale Feldmoment zu $\frac{p \cdot 9}{2 \cdot 128} p a^2 \approx \frac{p l^2}{114}$. Bei Berücksichtigung der genauen Lastscheiden erhält man mittels der Einflußlinien die etwas größeren Werte von

Der Trägheitsmomentverlauf $J(x) \cos \varphi = J_c$ des Bogens entspricht einem konstanten Trägheitsmoment des Balkens. Hierfür ergibt sich das Moment am Kämpfer zu $\frac{p a^3}{2 \cdot 8} = \frac{p l^3}{64}$ und das maximale Feldmoment zu $\frac{p \cdot 9}{2 \cdot 128} p a^2 \approx \frac{p l^2}{114}$. Bei Berücksichtigung der genauen Lastscheiden erhält man mittels der Einflußlinien die etwas größeren Werte von

$\frac{p^2}{59}$ bzw. $\frac{p^2}{110}$. Die Abb. 223 zeigt, daß die maximalen und minimalen Momente etwas größer sind als die Antimetriemomente, die aber einen raschen Überschlag ermöglichen, und zwar auch bei veränderlichem Trägheitsmoment, wobei wir uns der Tabellen des durchlaufenden Trägers bedienen können. Sehr wertvoll für einen Überschlag der Verkehrslastmomente sind die Zahlentafeln in dem Buch von STRASSNER¹, in welchem die maximalen und minimalen Verkehrslastmomente nicht nur für veränderliches Trägheitsmoment, sondern auch für jede in Frage kommende Überhöhung der Stützlinie gegenüber der Parabel angegeben sind. Die Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen ermitteln wir mittels der obigen Gl. (98), indem wir wieder von dem MAXWELLSCHEN Satz Gebrauch machen und die Belastungsglieder δ_{a0} , δ_{b0} , δ_{c0} durch δ_{0a} , δ_{0b} , δ_{0c} ersetzen. In gleicher Weise wie beim Zweigelenkbogen sind δ_{0a} , δ_{0b} , δ_{0c} die Biegelinien des mit den Biegemomenten aus $X_a = 1$, $X_b = 1$, $X_c = 1$ belasteten Balkens, deren Ermittlung schon beim Zweigelenkbogen besprochen wurde und aus denen wir durch Division durch δ_{aa} , δ_{bb} , δ_{cc} die Einflußlinien erhalten, s. hierzu Gl. (92). In der Abb. 224 sind die Zustandslinien für $X_a = 1$, $X_b = 1$, $X_c = 1$ angegeben und darunter die Biegelinien bzw. die Einflußlinien dargestellt.



α - Zustandslinie
 β - Einflußlinie
Abb. 224.

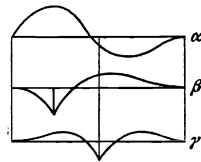


Abb. 225.

Aus den Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen des Gewölbes folgen die der Mittenmomente aus der Gleichung

$$(101) \quad M = M_0 + X_a m_a + X_b m_b + X_c m_c = M_0 - X_a z \cos \beta - X_b z' - X_c,$$

bzw.

$$(101a) \quad M = M_0 k - X_a z_k \cos \beta - X_b z'_k - X_c,$$

wenn man die Kernpunktmomente berechnen will. Die Abb. 225 zeigt den Verlauf der Einflußlinien der Biegemomente am Kämpfer, im Viertelpunkt und im Scheitel.

d) Die Verminderung der Balkenmomente durch Auspressen der Gewölbe im Scheitel mittels hydraulischer Pressen.

Die maximalen und minimalen Verkehrslastmomente sind bei parabelförmigen Gewölben, wie schon bei dem Zweigelenkbogen festgestellt wurde, genau gleich groß. Bei Gewölben, die gegenüber der Parabel überhöht sind, ist dies zwar nicht mehr der Fall, aber immerhin bereiten diese Unterschiede bei der Bemessung keine wesentlichen Schwierigkeiten. Diese entstehen erst durch die bedeutenden Umlagerungen infolge der Balkenmomente aus H_e , H_S und H_T , wie die Abb. 226 zeigt. Kleinen negativen Momenten im Scheitel stehen große positive gegenüber und am Kämpfer umgekehrt und bedingen eine wesentliche Gewölbeverstärkung. Nach dem gleichartigen Verfahren von FÄRBER und FREYSSINET sollen diese Balkenmomente dadurch beseitigt werden, daß man im Scheitel des Gewölbes hydraulische Pressen ansetzt und hiermit die Ausrüstung des Gewölbes tätigt.

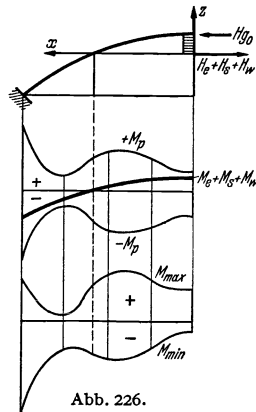


Abb. 226.

¹ STRASSNER, A.: Der Bogen und das Brückengewölbe. Berlin 1938.

Erst nach dem Auspressen des Gewölbes wird dann die Scheitelzone ausbetoniert. Dieses Verfahren wurde zum Ziele führen, wenn das Gewölbe wie auch der Baugrund rein elastisch wären. Aber sowohl das Schwinden wie das Kriechen des Betons sind plastische Eigenschaften, deren Einwirkung sich auf lange Zeit erstreckt. Das gleiche gilt auch meist für das Ausweichen des Baugrundes, denn man kann mit der Zeit ablaufende Vorgänge nicht durch einen zeitlosen Eingriff durch hydraulische Pressen beseitigen, wie die späteren Untersuchungen über den Einfluß des Kriechens und Schwindens zeigen werden.

Desgleichen führen auch die verschiedenen Methoden, die eine bessere Verteilung der maximalen und minimalen Momente durch eine von der Stützlinie abweichende Bogenform vorsehen, nicht zum Ziele. Man erreicht dadurch z. B. nur eine Verlagerung der ungünstigen Momente vom Scheitel nach den Achselpunkten. Zugleich wird damit aber die Berechnung unsicher, weil diese Verlagerung, wie die strenge Verformungstheorie zeigt, zusätzliche Verformungsmomente bedingt, für deren Berechnung man die Eigenfunktionen kennen muß.

Wohl aber lassen sich bei weitgespannten Bogen, die als Hohlgewölbe ausgeführt werden, die größten Druckspannungen dadurch verringern, daß man im Scheitel die obere Druckplatte auf Kosten der unteren verstärkt und am Kämpfer umgekehrt verfährt. Am Kämpfer ergibt sich übrigens schon dadurch eine gewisse Entlastung, daß mit voller Einspannung gar nicht gerechnet werden kann, denn auch bei dem besten Fels treten gewisse, wenn auch geringe Verdrehungen auf, durch die sich aber schon ganz wesentliche Entlastungen bezüglich der Kämpfermomente ergeben. Dafür wachsen selbstverständlich die Biegemomente im Scheitel an.

Die Theorie der Gewölbe mit elastischer Lagerung wird im nächsten Abschnitt besprochen. Die Berücksichtigung der elastischen Nachgiebigkeit des Baugrundes bereitet gar keine Schwierigkeiten und auch nur sehr wenig Mehrarbeit. Trotzdem macht man hiervon keinen Gebrauch, weil uns die Kenntnis der dazu notwendigen Materialkonstanten des Baugrundes fehlen. Ich empfehle anstatt einer genaueren Berechnung die Einspannstellen der Gewölbe um $d_K/2$ bis d_K rückwärts in die Widerlager zu verlegen und mit einem ideellen um die angegebenen Maße vergrößertem Gewölbe zu rechnen. Dabei bedeutet d_K die Kämpferstärke des Gewölbes. Man erhält hiermit richtigere Momente und vor allem auch eine der Wirklichkeit besser angepaßte Berechnung auf Knicken.

e) *Die Berechnung der Gewölbe mit elastischer Lagerung und die Berechnung der Reihengewölbe.*

Die Untersuchungen über das elastisch gelagerte Gewölbe wollen wir anschließend auch auf Gewölbereihen übertragen. Aus diesem Grunde werden die nachfolgenden Untersuchungen ganz allgemein gehalten. Wir lassen auf ein Fundament beliebiger Form die äußeren Kräfte $H = 1$, $V = 1$ und $M = 1$ einwirken. Unter jeder dieser Lasten ergeben sich zwei Verschiebungen und eine Verdrehung. Die gesamten auftretenden Verschiebungen und Verdrehungen unter dem Einfluß der drei Auflagerkräfte sind in der nachfolgenden Matrix angegeben.

(102)

$H = 1$	$V = 1$	$M = 1$
ϵ_{aa}	ϵ_{ab}	ϵ_{ac}
ϵ_{ba}	ϵ_{bb}	ϵ_{bc}
ϵ_{ca}	ϵ_{cb}	ϵ_{cc}

Für den Sonderfall, daß das Gewölbe bis auf den Fels durchgeführt wird, bleiben nur die Horizontalverschiebungen ϵ_{aa} , die Senkung ϵ_{bb} und die Verdrehung ϵ_{cc} übrig. Für den Fall, daß die elastischen Verschiebungen am linken und rechten Widerlager verschieden sind, kennzeichnen wir diese durch Indizes ϵ'_{aa} bzw. ϵ''_{aa} . Die Elastizitätsgleichungen lauten

$$(103) \left\{ \begin{array}{l} X_a (\delta_{aa} + \epsilon'_{aa} + \epsilon''_{aa}) + X_b (\delta_{ab} + \epsilon'_{ab} + \epsilon''_{ab}) + X_c (\delta_{ac} + \epsilon'_{ac} + \epsilon''_{ac}) + \\ \quad + \delta_{a0} + \epsilon'_{a0} + \epsilon''_{a0} = 0, \\ X_b (\delta_{ba} + \epsilon'_{ba} + \epsilon''_{ba}) + X_b (\delta_{bb} + \epsilon'_{bb} + \epsilon''_{bb}) + X_c (\delta_{bc} + \epsilon'_{bc} + \epsilon''_{bc}) + \\ \quad + \delta_{b0} + \epsilon'_{b0} + \epsilon''_{b0} = 0, \\ X_c (\delta_{ca} + \epsilon'_{ca} + \epsilon''_{ca}) + X_b (\delta_{cb} + \epsilon'_{cb} + \epsilon''_{cb}) + X_c (\delta_{cc} + \epsilon'_{cc} + \epsilon''_{cc}) + \\ \quad + \delta_{c0} + \epsilon'_{c0} + \epsilon''_{c0} = 0, \end{array} \right.$$

wobei $\epsilon_{a0}, \epsilon_{b0}, \epsilon_{c0}$ die Verschiebungen des Kämpferpunktes bei dem statisch bestimmten System unter dem Einfluß der Belastungen sind. Um die Vorzeichen der Verschiebungen ϵ des Fundamentes besser übersehen zu können, empfiehlt es sich in diesem Fall entsprechend der Abb. 219 den beiderseitigen Kragarm als statisch bestimmtes System zu wählen. Auch für den Fall elastischer Lagerung kann man die Trennung der Veränderlichen durchführen. Aus der Bedingung $\delta_{ac} + \epsilon'_{ac} + \epsilon''_{ac} = 0$ und $\delta_{bc} + \epsilon'_{bc} + \epsilon''_{bc} = 0$ folgt der elastische Schwerpunkt und aus $\delta_{ab} + \epsilon'_{ab} + \epsilon''_{ab} = 0$ die Neigung β der statisch Unbestimmten X_a gegenüber der Waagrechten. Die weitere Berechnung, die keiner weiteren Erläuterung bedarf, kann demnach auf Grund der früheren Matrix B oder C durchgeführt werden.

α) Wir betrachten nun Reihengewölbe nach Abb. 227; die in den letzten Jahren zahlreich aus Mauerwerk in Form von Kreis- oder Ellipsenbogen ausgeführt wurden. Bei n Gewölben ist das System $3n$ fach statisch unbestimmt. Wenn wir jedoch die elastischen Nachgiebigkeiten entsprechend der Matrix Gl. (102) der beiderseitigen Kämpfer eines Gewölbes kennen, so liegt nur noch ein dreifach statisch unbestimmtes Tragwerk vor, bei dem sogar die Trennung der Veränderlichen durchgeführt werden kann.

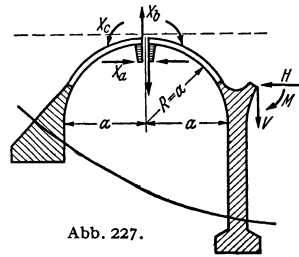


Abb. 227.

Um nun die elastischen Nachgiebigkeiten zu ermitteln, beginnen wir mit dem linken Gewölbe und lassen auf die linke Kämpferfuge des zweiten Gewölbes die drei Kräfte H, V, M einwirken. Nach Ermittlung der drei statisch unbestimmten Kräfte X_a, X_b, X_c der ersten Öffnung bestimmen wir die Biegemomente des Pfeilers 1, 2 als Funktion von H, V, M , womit uns die elastischen Verschiebungen der Matrix Gl. (102) für den linken Kämpfer des zweiten Gewölbes gegeben sind. Nun lassen wir die Kräfte H, V, M auf den linken Kämpfer der dritten Öffnung einwirken. Das zu untersuchende unsymmetrische Tragwerk der zweiten Öffnung ist links am Kämpfer elastisch und rechts am Pfeilerfuß fest eingespannt. Nun bestimmen wir die elastischen Bewegungen des linken Kämpfers der dritten Öffnung unter der Einwirkung von H, V, M nach vorhergehender Berechnung der statisch unbestimmten Kräfte X_a, X_b, X_c der zweiten Öffnung. Auf diese Weise ermitteln wir fortschreitend von links nach rechts für alle Kämpferpunkte die elastischen Nachgiebigkeiten, und für den Fall, daß das Gewölbe unsymmetrisch ist, auch von rechts nach links. Nach Feststellung der elastischen Nachgiebigkeit jedes einzelnen Kämpfers kann dann jedes Gewölbe für sich als ein am Kämpfer elastisch eingespannter Bogen berechnet werden. Das Verfahren entspricht vollständig dem Rechnungsgang, den wir für die Zweigelenk-Reihengewölbe dargestellt haben bzw. dem Rechenverfahren der durchlaufenden Träger und Rahmen, bei denen wir gemäß Gl. (46) die beiderseitigen Einspannmomente einer Öffnung aus zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten bestimmten.

Die mit dieser genauen Lösung verbundene Rechenarbeit ist gar nicht sehr groß, weil im allgemeinen die Gewölbe und die Pfeiler alle die gleiche Form haben. Der Unterschied besteht nur darin, daß bei den höheren Pfeilern ein neues elastisches Pfeilergewicht hinzutritt, durch welches der elastische Schwerpunkt und der Winkel β um ein geringes beeinflusst werden.

Es empfiehlt sich zur Erzielung einer einfachen Berechnung mit der Matrix B , d. h. mit einem rechtwinkligen Achsenkreuz zu arbeiten. Die Berechnung der Verlagerung des Achsenkreuzes von einer Öffnung zu der nächsten durch ein neues elastisches Pfeilerelement macht keine Mühe, wenn bei einer Gewölbereihe alle Gewölbe dieselbe Achsform haben. Zum Beispiel ergibt sich aus dem Schwerpunktsabstand

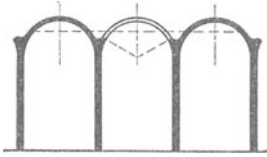


Abb. 227 a.

$$z_0 = \frac{\int x_1 ds'}{\int ds'}$$

der ersten Öffnung der Schwerpunktsabstand einer anderen Öffnung aus $z_0 = \frac{\int x_1 ds' + \Delta s \cdot z_1}{\int ds' + \Delta s}$,

wobei Δs , das infolge der Pfeilererhöhung neu hinzugekommene Pfeilerelement und z_1 der zugehörige Hebelarm bezogen auf das Achsenkreuz x_1, z_1 sind. In gleicher Weise lassen sich auch die Integrale $\int z^2 ds'$ und $\int x^2 ds'$ übertragen.

Sobald bei Gewölbereihen die Pfeiler sehr kräftig gegenüber den Gewölben ausgeführt werden, werden die Einwirkungen bei Belastung einer Öffnung auf die

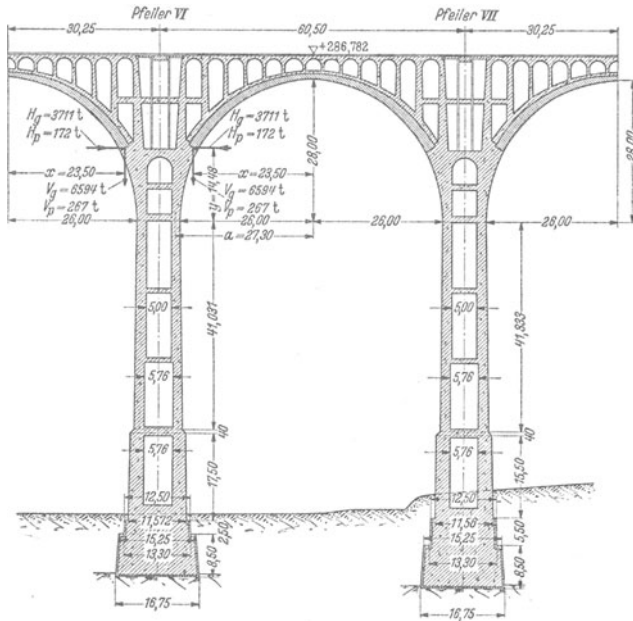


Abb. 228.

benachbarten Öffnungen sehr rasch abgedämpft, wodurch die Berechnung vereinfacht werden kann.

Bei der größten Gewölbereihebrücke, der 90 m hohen Kieflorstbrücke mit ihren 60 m weitgespannten Gewölben, wurde auf Vorschlag des Verfassers folgendes vereinfachtes Verfahren gewählt (Abb. 227 a).

In der ersten Rechnung wurde der elastische Schwerpunkt der n -ten Öffnung bei fester Einspannung des eigentlichen Gewölbes an den Kämpfern berechnet. Zur Bestimmung der elastischen Nachgiebigkeit der Kämpfer dieser Öffnung wurden nur die beiden benachbarten Gewölbe betrachtet, die zusammen mit den

zugehörigen Pfeilern Rahmen bilden. Hierfür wurde ebenfalls der elastische Schwerpunkt bestimmt, der nur um 27 cm unterhalb des elastischen Schwerpunktes des fest eingespannten Gewölbes lag. Alsdann wurde die elastische Nachgiebigkeit dieser Rahmen an den Kämpfern des n -ten Gewölbes unter dem Einfluß der H, V, M ermittelt und der elastische Schwerpunkt des n -ten elastisch eingespannten Gewölbes berechnet, der nur um 16 cm unter dem Schwerpunkt bei fester Einspannung und um 11 cm über dem elastischen Schwerpunkt des Rahmens lag. Dieser geringe Abstand der einzelnen Schwerpunkte zeigt, daß die Genauigkeit des gewählten Rechenverfahrens vollständig hinreichend ist, trotzdem hätte

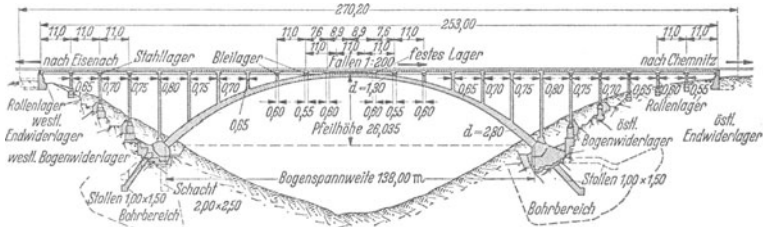


Abb. 229.

eine genaue Berechnung nach dem oben angegebenen Verfahren, das aber erst daran anschließend entwickelt wurde, nur wenig Mehrarbeit erfordert.

Die Abb. 228 zeigt einen Längenschnitt durch diese zur Zeit in Ausführung begriffene größte Steinbrücke und die Abb. 229 einen Längenschnitt der Teufels-talbrücke, die mit 135 m Spannweite zur Zeit die weitest gespannte Stahlbogenbrücke Deutschlands ist.

β) Einen Sonderfall des elastisch eingespannten Gewölbes stellt die Brücke der Abb. 230 dar, bestehend aus einem Gewölbe mit Zugband in fester Verbindung mit den Balken der Seitenöffnungen. Die elastische Nachgiebigkeit der Kämpfer besteht in der Zugbanddehnung $\epsilon_{aa} = \frac{l}{E_e F_e}$ und in

der Verdrehung der Kämpfer ϵ_{cc} , während die übrigen Werte s der Matrix der Gl. (102) gleich Null sind. Zur Bestimmung von ϵ_{cc} lassen wir auf den Balken, der frei aufliegend oder auch durchlaufend sein kann, das Moment $M = 1$ einwirken. Nunmehr können wir den elastischen Schwerpunkt des Gewölbes bestimmen und die statisch unbestimmten Größen mittels der Gl. (98) berechnen. Die Einflußlinien erhalten wir wieder als Zustandslinien für $X_a = 1, X_b = 1, X_c = 1$, von denen X_a in der Abb. 230 aufgezeichnet ist. Zu dem gleichen Resultat kommt man, wenn man von dem durchlaufenden Träger als Grundsystem ausgeht und als Überzählige die Zugbandkraft einführt.

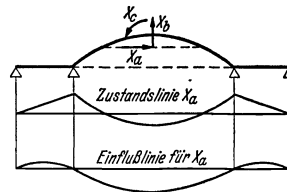


Abb. 230.

f) Die Berechnung des Eingelenkbogens.

Für die Berechnung des Eingelenkbogens sind die Gleichungen des eingespannten Bogens maßgebend. Der Eingelenkbogen unterscheidet sich vom eingespannten Bogen nur dadurch, daß der elastische Schwerpunkt mit dem Scheitelpunkt zusammenfällt. Das andere Extrem eines eingespannten Bogens ist der Zweigelenkbogen, der aus dem eingespannten hervorgeht, wenn die elastische Kämpfereinspannung zu Null wird ($\epsilon_{cc} = \infty$), womit der elastische Schwerpunkt auf die Verbindungslinie der beiden Kämpfergelenke sinkt.

Die Berechnung des Eingelenkbogens bedarf demnach keiner weiteren Erörterung. Von seiner Ausführung wird abgeraten, weil die strenge Verformungstheorie zeigt, daß infolge der Verformungen zwischen den Viertelpunkten und

dem Scheitel sehr ungünstige zusätzliche Biegemomente als Folge des Scheitelgelenkes auftreten, während man auf Grundlage der Näherungstheorie gerade umgekehrt zu günstigen Ergebnissen kommt.

g) Der Einfluß des Kriechens auf die Biegemomente der statisch unbestimmten echten Gewölbe bei Eigengewichtsbelastung (Balkenmomente).

Entsprechend den Darlegungen des Abschnittes B 1 unterscheiden wir sowohl im plastischen wie auch im elastischen Bereich eine Näherungstheorie und eine strenge Verformungstheorie. Den vorstehenden Ausführungen über die Gewölbe im elastischen Bereich lag die Näherungstheorie ($v = 0$ gegenüber den Ordinaten z) zugrunde. Die nachstehende Theorie des Kriechens soll auf derselben Grundlage aufbauen, außerdem wollen wir auch einen konstanten Elastizitätsmodul des Betons voraussetzen, obwohl dieser mit dem Alter des Betons zunimmt. Entwicklungen bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls sowie auch eine strenge Verformungstheorie finden sich in den Aufsätzen des Verfassers³ und⁴ IE 2 b.

Grundlage für die Kriechuntersuchungen sind die Gl. (9), mit denen wir auf Grundlage des Hookeschen Gesetzes die plastischen Formänderungen aus den elastischen berechnen können. Wir gehen von dem Stützlinienbogen aus, für den die Gewölbeschübe H_e , H_S und H_W , durch welche der Stützlinienschub H_{g_0} vermindert wird, durch die Gleichungen

$$(104) \quad H_e = -H_{g_0} \frac{\int ds EF(x)}{\delta_{aa}}, \quad H_S = -\frac{\omega_S Tl}{\delta_{aa}}, \quad H_W = -\frac{\Delta l}{\delta_{aa}}$$

gegeben sind, und zwar gelten diese Gleichungen sowohl für den fest wie auch den elastisch eingespannten Bogen, den Zweigelenkbogen und den Eingelenkbogen, die sich von dem elastisch eingespannten Gewölbe nur dadurch unterscheiden, daß der elastische Schwerpunkt sich in die Höhe der Kämpfergelenke bzw. des Scheitelgelenkes verlagert.

Der Einfluß des Kriechens auf den Zweigelenkbogen mit Zugband wird in einer nachfolgenden ergänzenden Betrachtung festgestellt.

Nach Ermittlung der statisch unbestimmten Kräfte im elastischen Bereich auf Grundlage der Näherungstheorie, können wir deren Einwirkung auf die Gewölbe durch Berücksichtigung des Kriecheinflusses ergänzen. Infolge der ständigen Verkürzung des Gewölbes durch das Kriechen des Betons vom Zeitpunkt $t = 0$ des Ausrüstens bis zum Zeitpunkt $t = t_n$ nach Abschluß des Kriechens ergibt sich für jedes Zeitintervall dt eine Spannweitenverkürzung, durch die ein noch unbekannter, mit der Zeit veränderlicher Horizontalschub $H(t)$ ausgelöst wird. Um ihn zu bestimmen, müssen wir von der nachstehenden Differentialgleichung ausgehen, die sich aus der Bedingung ergibt, daß für jedes Zeitintervall dt die Spannweitenänderung gleich Null ist.

$$\frac{\omega_S Tl}{\varphi_n} \frac{d\varphi(t)}{dt} + H_{g_0} \frac{d\varphi(t)}{dt} \int \frac{ds}{EF(x)} + (H_e + H_W) \delta_{aa} \frac{d\varphi(t)}{dt} + H(t) \delta_{aa} \frac{d\varphi(t)}{dt} + \frac{dH(t)}{dt} \delta_{aa} = 0.$$

Hierbei gibt das erste Glied die Spannweitenänderung in dem Zeitintervall dt infolge des Schwindens des Betons an. Die gesamte Längenänderung von $t = 0$ bis $t = t_n$ nach Abschluß des Schwindens beträgt $\omega_S Tl$. Wir nehmen nun den tatsächlichen Verhältnissen sehr gut entsprechend den Verlauf des Schwindens affin zu dem des Kriechens an. Demnach erzeugt die Schwindung bis zum Zeitpunkt t eine Verkürzung um $\omega_S Tl \frac{\varphi(t)}{\varphi_n}$, wobei φ_n das gesamte Kriechmaß bis zum

Zeitpunkt t ist. Entsprechend der grundlegenden Gl. (9) erhalten wir hieraus die Längenänderung für dt durch Differenzieren, also durch Multiplikation mit $\frac{d\varphi(t)}{dt}$.

Das zweite Glied gibt die Spannweitenverkürzung infolge des zentrischen Kriechens an, die man nach Gl. (9) aus der elastischen Verkürzung durch Multiplikation mit $\frac{d\varphi(t)}{dt}$ erhält.

Bei dem dritten Glied bedeuten $(H_e + H_W) \delta_{aa}$ gemäß Gl. (104) die elastischen Spannweitenänderungen infolge dieser im Zeitpunkt $t = 0$ entstehenden Horizontalschübe, aus denen sich die plastischen durch Multiplikation mit $\frac{d\varphi(t)}{dt}$ ergeben.

$H(t)$ ist der im Zeitpunkt t vorhandene, durch das Kriechen neu entstandene Horizontalschub, dessen Größe wir suchen. Der Horizontalschub $H(t)$ hätte eine elastische Verformung in Größe von $H(t) \cdot \delta_{aa}$ zur Folge, daher beträgt die plastische Formänderung, bezogen auf das Zeitintervall $H(t) \delta_{aa} \frac{d\varphi(t)}{dt}$.

Die bisherigen Formänderungen waren plastischer Natur. Nun wächst aber $H(t)$ im Zeitintervall dt um $dH(t)$ an, wodurch eine elastische Formänderung $\frac{dH(t)}{dt} \delta_{aa}$, aber keine plastische ausgelöst wird. Nach Gl. (104) ist

$$H_e \delta_{aa} = -H_{g_0} \int \frac{ds}{EF(x)} \quad \text{und} \quad \omega_S Tl = -H_S \delta_{aa},$$

wobei H_S der Horizontalschub des Schwindens infolge der üblichen Elastizitätstheorie ist. Damit vereinfacht sich die Differentialgleichung zu

$$(105) \quad \frac{dH(t)}{dt} + H(t) \frac{d\varphi(t)}{dt} + \left(H_W - \frac{H_S}{\varphi_n} \right) \frac{d\varphi(t)}{dt} = 0$$

und wir sehen, daß der Horizontalschub H_e ganz herausgefallen ist. Gl. (105) ist eine lineare Differentialgleichung von der Form

$$\frac{dy}{dx} + y p(x) + q(x) = 0.$$

Deren Lösung lautet bekanntlich: $y = e^{-\int p(x) dx} \left[C_1 - \int q(x) e^{\int p(x) dx} dx \right]$.

Für den Sonderfall der Gl. (105), bei der $q(x) = \kappa p(x)$ ist, vereinfacht sich die Lösung zu:

$$y = e^{-\int p(x) dx} \left[C_1 - \kappa \int p(x) e^{\int p(x) dx} dx \right],$$

$$y = e^{-\int p(x) dx} \left[C_1 - \kappa e^{\int p(x) dx} \right].$$

Hieraus ergibt sich nach Einführung der neuen Konstanten $C = C_1/\kappa$

$$y = \kappa \left[C e^{-\int p(x) dx} - 1 \right].$$

Die Größe der Konstanten C ist aus den Randbedingungen zu ermitteln. Demnach lautet die Lösung der Differentialgleichung (105)

$$H(t) = \left(\frac{H_S}{\varphi_n} - H_W \right) \left\{ 1 - C e^{-\int \frac{d\varphi(t)}{dt} dt} \right\}, \quad \text{da} \quad \kappa = \left(H_W - \frac{H_S}{\varphi_n} \right).$$

Nun ist für $t = 0$ der Horizontalschub infolge des Kriechens $H(t) = 0$. Hieraus folgt $C = 1$ und wir erhalten, da $\int \frac{d\varphi(t)}{dt} dt = \varphi(t)$ ist, als Lösung:

$$(105a) \quad H(t) = \left(\frac{H_S}{\varphi_n} - H_W \right) \left[1 - e^{-\varphi(t)} \right].$$

Wir betrachten jetzt die Einwirkung des Kriechens auf die einzelnen Schübe H_e , H_S und H_W getrennt.

α) Die Einwirkung des Kriechers auf den Horizontalschub aus Schwindem H_S . Wir setzen $H_W = 0$ und erhalten dann den veränderlichen Horizontalschub aus Schwindem.

$$(106) \quad H_S(t) = \frac{H_S}{m} \left[1 - e^{-\varphi(t)} \right].$$

$H_S(t)$ erreicht seinen Größtwert für $t = t_n$, $\varphi(t) = \varphi_n = m$

$$(106a) \quad H_S(t_n) = \frac{H_S}{m} \left[1 - e^{-m} \right],$$

wobei zur Abkürzung $\varphi_m = m$ gesetzt wurde. Das Kriechmaß m kann nach den Versuchen Werte bis $m = 4$ annehmen, d. h. die plastischen Formänderungen infolge des Kriechens können viernmal größer als die elastischen werden.

Die nachstehende Zusammenstellung zeigt uns, daß der Horizontalschub aus Schwinden infolge des Kriechens gegenüber dem Wert H_S der üblichen Näherungsrechnung ganz wesentlich abgemindert wird und damit auch die daraus folgenden Biegemomente $M_S(t) = H_S(t) z$.

(106b)

$m =$	0	1	2	3	4
$H_S(t) =$	1,000	0,632	0,433	0,317	0,245

$\cdot H_S$

β) Die Einwirkung des Kriechens auf den Horizontalschub H_W infolge Ausweichen der Widerlager im Zeitpunkt $t = 0$. Im Zeitpunkt $t = 0$ entsteht infolge des Ausweichens der Widerlager und der elastischen Formänderungen des Gewölbes der Horizontalschub $H_W = -\frac{\Delta l}{\delta_{aa}}$, während in diesem Zeitpunkt $H(t) = 0$ ist. Mit dem Fortschreiten des Kriechens tritt zu H_W der Horizontalschub $H(t)$. Im Zeitpunkt $t = t$ beträgt demnach

$$H_W(t) = H_W + H(t) = H_W - H_W [1 - e^{-\varphi(t)}]$$

und wir erhalten

(107)
$$H_W(t) = H_W e^{-\varphi(t)}$$

mit seinem Kleinstwert für $t = t_n$,

(107a)
$$H_W(t_n) = H_W e^{-m}$$

Die nachstehenden Zahlenergebnisse zeigen, daß $H_W(t)$ infolge des Kriechens immer kleiner wird und damit auch die zugehörigen Biegemomente $z H_W(t)$.

(107b)

$m =$	0	1	2	3	4
$H_W(t) =$	1,000	0,368	0,135	0,050	0,018

$\cdot H_W$

γ) Die Einwirkung des Kriechens auf den Horizontalschub H_e infolge der Bogenzusammendrückung. H_e ist aus der Differentialgleichung vollständig herausgefallen, d. h. der Horizontalschub H_e ändert sich infolge des Kriechens nicht und damit bleiben auch die zugehörigen Biegemomente unverändert.

(107c)
$$H_e(t) = H_e = \text{const.}$$

δ) Die Folgerungen aus den obigen Ableitungen. Obwohl sich der Bogen durch das Kriechen ständig verkürzt, vergrößert sich H_e nicht. Das hängt damit zusammen, daß jedes Bogenelement, abgesehen von der Druckkraft auch durch ein Biegemoment $H_e z$ beansprucht ist. Aus dem Biegemomentkriechen folgt für jedes Zeitintervall dt eine derartige Vergrößerung der Spannweite, daß dadurch die Verkürzungen des Bogens durch das zentrische Kriechen aufgehoben werden.

Die Biegemomente infolge des Schwindens werden durch das Kriechen ganz wesentlich abgemindert.

Die Biegemomente infolge einer Widerlagerausweichung sind nur im Zeitpunkt $t = 0$ des Ausrustens von Bedeutung. Im Laufe der Zeit verschwinden diese Biegemomente infolge der entlasteten Wirkung des Kriechens fast ganz. Wir ersehen daraus, daß jeder plötzliche (zeitlose) Eingriff in den Spannungszustand des Gewölbes durch das Kriechen des Betons wieder annähernd zu Null gemacht wird.

Daraus folgt aber auch, daß ein Auspressen des eingespannten Gewölbes im Scheitel, das im Zeitpunkt $t = 0$ vorgenommen wird, keine Bedeutung hat. Durch das Auspressen werden zwar die Biegemomente infolge des im Zeitpunkt $t = 0$ stattfindenden Ausweichens der Widerlager restlos beseitigt. Den gleichen Erfolg führt aber das Kriechen im Laufe des ersten oder der beiden ersten Jahre herbei.

Schwindens und der Bogenzusammendrückung lassen sich dagegen durch Auspressen nicht beseitigen, denn die Gl. (107) zeigt uns, daß die Einwirkungen infolge eines zeitlosen Eingriffes im Zeitpunkt $t = 0$ mit der Zeit wieder verloren gehen.

Zusammenfassend kann man feststellen, daß auf Grundlage der Näherungstheorie das Kriechen des Betons sehr günstige Wirkungen auslöst, weil die Zwängungsspannungen, die durch Balkenmomente $(H_e + H_S + H_W) z$ bedingt sind, ganz wesentlich zurückgehen. Nach der strengen Verformungstheorie, auf die wegen Raummangels ausführlich nicht eingegangen werden

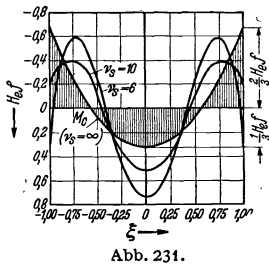


Abb. 231.

kann, ergeben sich aus den elastischen und plastischen Verformungen auch ungünstige Auswirkungen, die zu den günstigen aus der Näherungstheorie hinzutreten. So zeigt z. B. die Abb. 231, in welcher Weise bei einem eingespannten Bogen die Balkenmomente $H_e z$ durch die elastische und plastische Verformung bei einer Knicksicherheit von $\nu = 6, 10$ und ∞ und einem Kriechmaß von $m = 4$ verlagert werden. Bei hohen Kriechmaßen und kleiner Knicksicherheit kann sich sogar der Fall ergeben, daß an den Kämpfern an Stelle der negativen Momente positive auftreten.

Einen Einblick in das Wesen der elastischen und plastischen Verformungen geben uns die nachstehenden Gleichungen des geraden, gelenkig gelagerten Stabes, der durch eine Horizontalkraft und durch ein infolge einer Querbelastung hervorgerufenes Biegemoment \mathfrak{M} beansprucht wird. Durch die elastische Verformung vergrößert sich das Moment aus der Belastung auf $M^D = \mathfrak{M} + H\nu$. Die Knickwelle (Eigenfunktion) ist bekanntlich eine Sinusfunktion. Unter Voraussetzung, daß das ursprüngliche Moment ebenfalls nach dieser Eigenfunktion verläuft, ergibt sich für das tatsächliche Moment einschließlich der elastischen Verformung die einfache Gleichung

$$(108) \quad M^D = \mathfrak{M} \frac{\nu}{\nu - 1},$$

wobei ν die Knicksicherheit ist.

Bei Berücksichtigung der plastischen Verformung infolge des Kriechens ergeben sich noch größere Verbiegungen und das Biegemoment im Zeitpunkt t nach Aufbringen der Last beträgt

$$(108a) \quad M^D(t) = \mathfrak{M} \frac{\nu}{\nu - 1} e^{\frac{\varphi(t)}{\nu - 1}}.$$

Es erreicht seinen Größtwert bei $t = t_n$, $\varphi(t) = \varphi_n = m$. Die nachstehende Zahlentafel zeigt den Einfluß der Knicksicherheit und des Kriechmaßes m auf das endgültige Biegemoment

		$m =$	0	2	4
(108 b)	$\nu = 3$	$M^D(t) =$	1,50	4,08	11,08 $\cdot \mathfrak{M}$
	$\nu = 5$	$=$	1,25	2,16	3,40 $\cdot \mathfrak{M}$
	$\nu = 10$	$=$	1,11	1,39	1,73 $\cdot \mathfrak{M}$
	$\nu = \infty$	$=$	1,00	1,00	1,00 $\cdot \mathfrak{M}$

Diese Zahlen zeigen, daß das Kriechen auch sehr ungünstige Wirkungen auslösen kann, vor allem wenn gleichzeitig das Kriechmaß m sehr groß und die Knicksicherheit ν klein ist.

h) Der Einfluß des Kriechens des Betons auf das unechte Gewölbe mit Zugband.

Bei den unechten Gewölben mit Zugbändern wird gemäß VI B 1 die Näherungstheorie der echten Gewölbe sowohl im elastischen wie auch im plastischen Bereich zu einer strengen Theorie. Demgemäß wird auch die im vorhergehenden Abschnitt gebrachte Näherungstheorie des Kriecheinflusses bei den in sich verankerten Bogenbrücken, ebenso wie bei vorgespannten Balken, zu einer strengen Theorie. Nur müssen wir jetzt berücksichtigen, daß δ_{aa} gemäß der Gl. (89) sich aus den beiden Anteilen der Bogenzusammendruckung und der Zugbanddehnung zusammensetzt.

$$\delta_{aa} = \delta_{aa}^B + \delta_{aa}^Z = \left[\int z^2 \frac{ds}{EJ(x)} + \int \cos^2 \varphi \frac{ds}{EF(x)} \right] + \frac{l}{E_e F_e},$$

desgleichen auch der Gewölbeschub

$$H_e = H_{eD} + H_{eZ} = -H_{e0} \frac{\int ds |EF(x) + l| F_e F_e}{\delta_{aa}},$$

wobei nach Gl. (89) auf die Bogenverkürzung der Anteil

$$H_{eD} = -H_{e0} \frac{\int ds |EF(x)}{\delta_{aa}^B}$$

und der Rest auf die Zugbanddehnung entfällt.

Bei der Aufstellung der Differentialgleichung ist nun zu beachten, daß bei der elastischen Verschiebung im Zeitintervall dt infolge $dH(t)$ die Einheitsverschiebung $\delta_{aa} = \delta_{aa}^B + \delta_{aa}^Z$, bei den plastischen Verschiebungen infolge $H_e = H_{eD} + H_{eZ}$ und $H(t)$ dagegen nur δ_{aa}^B maßgebend sind, weil das Zugband keinen plastischen Verformungen unterworfen ist. Demnach lautet die Differentialgleichung

$$\frac{\omega_s T l}{\varphi_n} \frac{d\varphi(t)}{dt} + H_{g_0} \frac{d\varphi(t)}{dt} \int \frac{ds}{EF(x)} + (H_{eD} + H_{eZ}) \delta_{aa}^B \frac{d\varphi(t)}{dt} + H(t) \delta_{aa}^B \frac{d\varphi(t)}{dt} + \frac{dH(t)}{dt} \delta_{aa} = 0.$$

Wir setzen wieder $\omega_s T l = -H_S \delta_{aa}$, $H_{eD} \delta_{aa}^B = -H_{g_0} \int \frac{ds}{EF(x)}$ und zur Abkürzung $\frac{\delta_{aa}^B}{\delta_{aa} + \delta_{aa}^Z} = \mu$ und erhalten damit

$$(109) \quad \frac{dH(t)}{dt} + H(t) \mu \frac{d\varphi(t)}{dt} + \left(H_{eZ} - \frac{H_S}{\mu \varphi_n} \right) \mu \frac{d\varphi(t)}{dt} = 0.$$

Diese Differentialgleichung entspricht vollständig der Gl. (105), so daß wir die Lösung direkt anschreiben können. Diese ist

$$(109a) \quad H(t) = \left(\frac{H_S}{\mu \varphi_n} - H_{eZ} \right) \left[1 - e^{-\mu \varphi(t)} \right],$$

wobei

$$\mu = \frac{\delta_{aa}^B}{\delta_{aa}} = \frac{\delta_{aa}^B}{\delta_{aa}^B + \delta_{aa}^Z}$$

bedeutet.

H_{eZ} war der Horizontalschub infolge der Zugbanddehnung. In gleicher Weise kann aber H_{eZ} auch der Horizontalschub sein, der durch eine Zugbandverkürzung im Zeitpunkt $t = 0$ infolge der Vorspannung mittels hydraulischer Pressen entsteht.

Wir müssen nun noch die Größenordnung des Faktors μ , durch den sich die Lösung des Bogens mit Zugband von dem ohne Zugband unterscheidet, feststellen. Nach Gl. (89) ist

$$EF_c \delta_{aa} = \frac{F_c}{J_c} \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds'' + kl.$$

Dagegen ist

$$EF \delta_{aa}^B = \frac{F_c}{J_c} \int z^2 ds' + \int \cos^2 \varphi ds''.$$

Für den Parabelbogen mit $J(x) \cos \varphi = J_c$, $F(x) \cos \varphi = F_c$ haben diese Werte die übersichtlichere Form

$$EF_c \delta_{aa} = \left[\frac{8}{15} \frac{f^2 l}{i^2} + l + kl \right],$$

$$EF \delta_{aa}^B = \left[\frac{8}{15} \frac{f^2 l}{i^2} + l \right].$$

Hiermit erhalten wir für

$$(109b) \quad \mu = \frac{\delta_{aa}^B}{\delta_{aa}} = \frac{1 + \frac{8}{15} \frac{f^2}{i^2}}{1 + k + \frac{8}{15} \frac{f^2}{i^2}}.$$

Bei dem Zahlenbeispiel zur Gl. (89a) ergaben sich

$$k = 4,2, \quad \frac{f^2}{i^2} = 400, \quad \frac{8}{15} \frac{f^2}{i^2} = 213.$$

Demnach erhalten wir

$$\mu = \frac{1 + 213}{1 + 4,2 + 213} = 0,98.$$

Wir ersehen daraus, daß bei einem Bogen mit Zugband durch die Dehnung des Zugbandes das Kriechmaß von $\varphi(t)$ auf rd. 0,98 $\varphi(t)$ ermäßigt wird und daß bei dieser geringfügigen Abminderung der Einfluß der Zugbanddehnung außer acht bleiben kann. Ganz anders liegen aber die Verhältnisse bei den durch Seile vorgespannten Balkenbrücken, die einen Sonderfall des Zweigelenkbogens darstellen.

Dort ist f^2/i^2 sehr klein und infolgedessen ergeben sich hierbei Werte von μ , die bis unter 0,10 herabsinken, so daß durch die Zugbanddehnung das Kriechmaß auf den zehnten Teil ermäßigt werden kann. Diese Feststellung, daß bei den vorgespannten Balken der Einfluß des Kriechens sehr klein ist und daß er um so kleiner wird, je höher die Zuganker oder Seile vorgespannt werden, war eine der Grundlagen für die Schaffung der vorgespannten Vollwandbalkenbrücken, welche für die weitere Entwicklung des Stahlbetons von größter Bedeutung sein werden.

i) Die Berücksichtigung der Bewehrungen bei der Ermittlung des Kriecheinflusses.

Den bisherigen Untersuchungen über den Einfluß des Kriechens haben wir das unbewehrte Gewölbe zugrunde gelegt. In dem Abschnitt V C haben wir gezeigt, daß das Kriechen des Betons eine Umlagerung der Druckkräfte und der Biegemomente von dem Betonquerschnitt auf die Bewehrungen bedingt, und daß dadurch die Kriech- und Schwindmaße abgemindert werden. Die am Schluß dieses Abschnittes V C wiedergegebene Zahlentafel zeigt, daß bei den üblichen Bewehrungen der Gewölbe, die selten 1 % des Betonquerschnittes überschreiten (d. h. $\alpha = 0,10$), die Abminderungen des Kriech- und Schwindmaßes etwa 15 bis 25 % betragen.

Will man bei den Kriechuntersuchungen den Einfluß der Bewehrungen berücksichtigen, dann sind die unbehinderten Kriechmaße durch die behinderten Kriechmaße zu ersetzen (s. hierzu die Arbeiten ³, ⁴ in IE 2 b des Verfassers).

h) Die gegenseitige Beeinflussung der Gewölbe und der aufgeständerten Fahrbahnen.

Bei durchgehender Belastung sind die Senkungen des Gewölbes nur gering, so daß hierdurch die Fahrbahn­längsträger nur in kleinem Maße berührt werden. Bei halbseitiger Belastung dagegen ergeben sich sehr wesentliche Verbiegungen, an denen die Fahrbahn­längsträger teilnehmen müssen und wodurch das Gewölbe entlastet wird. Diese gegenseitige Beeinflussung wird um so stärker, je größer die Konstruktionshöhe der Fahrbahn­träger im Vergleich zur Bogenstärke wird. Der Vorteil in der Entlastung des Bogens ist aber gegen den Nachteil, daß die Längsträger zusätzliche Momente aufnehmen müssen, gering, weil die Längsträger im Gegensatz zu dem Gewölbe keine Druckvorspannung haben, durch die die Aufnahme der Biegemomente erleichtert wird. Günstiger liegen die Verhältnisse, wenn die Fahrbahn­längsträger vorgespannt werden, wodurch die Biegun­gzugspannungen ganz oder zum größten Teil ausgeschaltet werden.

Wenn die Tragsäulen an den Gewölben und an den Fahrbahn­längsträgern gelenkig angeschlossen sind, dann sind die letzteren als Träger auf elastisch senkbaren Stützen zu berechnen. Während sich bei den Durchlauf­trägern auf elastisch senkbaren Stützen bekanntlich Fünfmomentengleichungen ergeben, ist bei dem obigen Problem die Matrix voll besetzt, weil bei Belastung einer Stütze sich auch alle übrigen Stützen elastisch heben und senken. Durch Spaltung der Belastung in einen symmetrischen und antisymmetrischen Anteil läßt sich jedoch die Anzahl der Unbekannten auf die Hälfte abmindern. Noch schwieriger ist die Berechnung, wenn die Säulen steif angeschlossen sind, womit sich ein Rahmentragwerk auf elastisch senkbaren Stützen ergibt. Hier kommt man am raschesten mittels Iteration zum Ziel.

l) Die Knicksicherheit der Bogenbrücken.

Bei den Gewölben unterscheiden wir eine symmetrische und eine antisymmetrische Knickung. Für alle Gewölbe mit Scheitelgelenken (Dreigelenk- und Eingelenkbogen) ist die symmetrische, für die Gewölbe ohne Scheitelgelenk (Zweigelenk- und eingespannter Bogen) dagegen die antisymmetrische Knickung maßgebend (Abb. 232a bis d). Bei sehr großen Pfeilhöhen dagegen ist auch für die Gewölbe mit Scheitelgelenken die antisymmetrische Knickung maßgebend.

Bei der antisymmetrischen Knickung ändert sich der Horizontalschub im Gegensatz zur symmetrischen Knickung nicht. Die erstere erfolgt demnach dehnungslos, die zweite dagegen mit Dehnung. Wir sprechen von einem dehnungslosen Knicken und einem Knicken mit Dehnung.

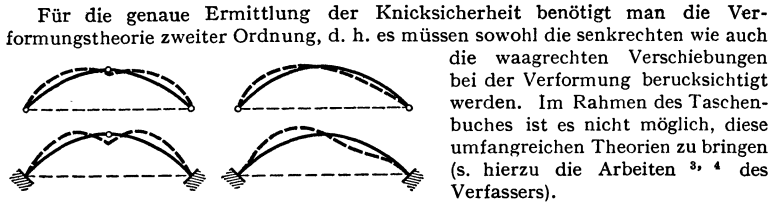


Abb. 232 a—d.

Für die genaue Ermittlung der Knicksicherheit benötigt man die Verformungstheorie zweiter Ordnung, d. h. es müssen sowohl die senkrechten wie auch die waagrechten Verschiebungen bei der Verformung berücksichtigt werden. Im Rahmen des Taschenbuches ist es nicht möglich, diese umfangreichen Theorien zu bringen (s. hierzu die Arbeiten ^{3, 4} des Verfassers).

Nach den Bestimmungen über Bogenbrücken DIN 1075 ist für den Nachweis der Knicksicherheit die EULERSche Formel maßgebend:

$$(110) \quad N_{zul} = \frac{1}{3} \pi^2 \frac{EJ}{l_K^2}$$

Als freie Knicklänge l_K ist einzusetzen

bei dem eingespannten Bogen $1/3$ der Bogenlänge,
 bei dem Zweigelenkbogen $1/2$ der Bogenlänge,

bei dem Dreigelenkbogen $l_K = 1,28 s \sqrt{\frac{1 - 2(t/s)^2}{1 + 8(t/s)^2}}$, wenn $\frac{t}{s} < 0,186$ oder $1/2$ der Bogenlänge, wenn $\frac{t}{s} > 0,186$.

Hierbei ist N_{zul} die größte Normalkraft des Bogens im Viertelpunkt,
 J das arithmetrische Mittel der Trägheitsmomente,

E der Elastizitätsmodul, der mit 210000 kg/cm² einzusetzen ist, obwohl der federnde Elastizitätsmodul ganz wesentlich höher ist. Die Gründe hierfür wurden in dem Abschnitt I E ausführlich besprochen.

Die Näherung, daß für J das gemittelte Trägheitsmoment einzusetzen ist, kann bei dem Drei- und Zweigelenkbogen etwas zu ungünstig sein, bei dem eingespannten Bogen mit nach den Kämpfern hin zunehmenden Trägheitsmomenten können sich bis rd. 25% zu günstige Werte ergeben.

m) Die Berechnung der Bogenbrücken gegenüber Winddruck und exzentrischen Lasten.

Hierbei müssen wir unterscheiden zwischen den Brückenquerschnitten mit großer Verdrehungssteifigkeit (massive oder Hohlquerschnitte) und solchen, die nur aus zwei oder mehr Tragrippen bestehen, bei denen keine wesentliche Verdrehungssteifigkeit vorhanden ist. Zu dem letzteren gehören auch die Querschnitte in Form von Plattenbalken.

α) Die Bogenbrücken mit massiven oder hohlen Querschnitten. Bei der Übertragung der Windkräfte nach den Widerlagern wirkt das Gewölbe als ein an den Kämpfern eingespannter Balken.

Der Vektor des Biegemomentes steht hierbei immer senkrecht auf der Leibungslinie des Gewölbes. Die damit verbundene Richtungsänderung dieses Momentenvektors wird durch die gleichzeitig auftretenden Drillungsmomente ermöglicht. In der Abb. 233 sind der Verlauf der Biegemomente M_B und der Drillungsmomente M_D , desgleichen auch die Richtungen ihrer Vektoren angegeben.

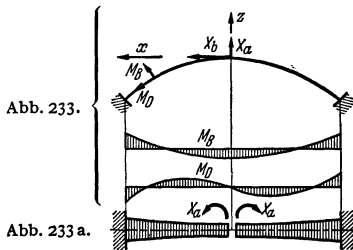


Abb. 233.

Abb. 233 a.

Wir durchschneiden nun das Gewölbe im Scheitel und betrachten die beiderseitigen an dem Kämpfer eingespannten Kragarme als Grundsystem. Nach Abb. 233 b sind die an der Schnittstelle vorhandenen drei statisch unbestimmten Größen das Biegemoment X_B mit seinem Vektor senkrecht zur Bogenleibung,

das Drillungsmoment X_b mit seinem Vektor in der Bogenachse und die Querkraft X_c .

Sobald das Gewölbe symmetrisch ist, wird die Querkraft $X_c = 0$ und ebenso das Drillungsmoment $X_b = 0$. Es verbleibt als einzige Unbekannte das Biegemoment X_a (Abb. 233 a). Wir müssen nun zunächst die Biegemomente \mathfrak{M}_B und Drillungsmomente \mathfrak{M}_D des statisch bestimmten Systems ermitteln. Hierzu bestimmen wir zunächst nach Abb. 234 für eine Anzahl Gewölbepunkte die statischen Momente \mathfrak{M}_I und \mathfrak{M}_{II} der Windkräfte um die Achsen I und II , wobei alle Windkräfte dieses Kragarmes oberhalb der Achse I und rechts der Achse II in Rechnung zu stellen sind. Um die SIMPSONSche Integrationsregel anwenden zu können, teilen wir den Kragarm in eine gerade Anzahl (6 oder 8) Längenelemente Δx ein und ermitteln für die zugehörigen Gewölbepunkte die statischen Momente \mathfrak{M}_I und \mathfrak{M}_{II} .



Abb. 233 b.

Durch Transformation der Momente \mathfrak{M}_I und \mathfrak{M}_{II} auf das Achsenkreuz \mathfrak{M}_B , \mathfrak{M}_D erhalten wir hieraus die statisch bestimmten Biege- und Verdrehungsmomente \mathfrak{M}_B und \mathfrak{M}_D :

$$(111) \quad \begin{cases} \mathfrak{M}_B = \mathfrak{M}_I \sin \varphi + \mathfrak{M}_{II} \cos \varphi \\ \mathfrak{M}_D = \mathfrak{M}_I \cos \varphi - \mathfrak{M}_{II} \sin \varphi. \end{cases}$$

Das statisch unbestimmte Scheitelmoment X_a folgt aus der Gleichung $X_a \delta_{aa} + \delta_{ao} = 0$. Bei der Aufstellung der Verschiebungsgrößen mit Hilfe der Arbeitsgleichung ist jetzt neben der Biegearbeit auch die Verdrehungsarbeit zu berücksichtigen.

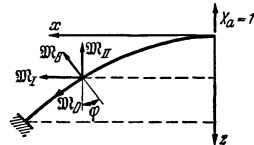


Abb. 234.

$$\delta_{aa} = \int m_B^2 \frac{ds}{E J_H} + \int m_D^2 \frac{ds}{G J_D} = \int \cos^2 \varphi \frac{ds}{E J_H} + \int \sin^2 \varphi \frac{ds}{G J_D},$$

$$\delta_{ao} = \int \mathfrak{M}_B m_B \frac{ds}{E J_H} + \int \mathfrak{M}_D m_D \frac{ds}{G J_D} = \int \mathfrak{M}_B \cos \varphi \frac{ds}{E J_H} - \int \mathfrak{M}_D \sin \varphi \frac{ds}{G J_D},$$

da $m_B = 1 \cdot \cos \varphi$, $m_D = -1 \cdot \sin \varphi$ ist.

Hierbei ist $E J_H$ die Biegesteifigkeit des Gewölbquerschnittes bezogen auf die annähernd senkrechte Schwerachse und $G J_D$ seine Verdrehungssteifigkeit, hierbei ist

$$G = \frac{m}{2(m+1)} E \approx 0,45 E \approx \frac{E}{2,22}.$$

Für Beton im Bereich der Gebrauchsspannungen ist $m = 9$ und $G = 0,45 E$. Die Größe von J_D folgt aus dem Membrangleichnis von PRANDTL (vgl. S. 172 bzw. S. 174). Hiernach ergibt sich für einen länglichen Massivquerschnitt $b > h$

$$(112) \quad J_D = \frac{1}{3} h^3 (b - 0,63 h)$$

und für einen Hohlquerschnitt, bei dem nur die Umfangswände in Rechnung zu stellen sind, die Zwischenwände aber keinen wesentlichen Beitrag zur Verdrehungssteifigkeit geben (Abb. 235).

$$(112a) \quad J_D = \frac{B H + b h}{\frac{1}{B_m S_1} + \frac{1}{H_m S_1}} \quad \text{wobei} \quad B_m = \frac{B+b}{2} \quad H_m = \frac{H+h}{2}.$$

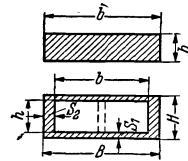


Abb. 235.

Damit ergibt sich das statisch unbestimmte Biegemoment in Scheitel für $\frac{J_H^c}{J_H} ds = ds'$, $\frac{J_D^c}{J_D} ds = ds^*$, wobei J_H^c und J_D^c sich auf den Scheitelquerschnitt beziehen:

$$(113) \quad X_a = -\frac{\delta_{ao}}{\delta_{aa}} = -\frac{\int \mathfrak{M}_B \cos \varphi \, ds' - 2,22 \frac{J_H^c}{J_D^c} \int \mathfrak{M}_D \sin \varphi \, ds^*}{\int \cos^2 \varphi \, ds' + 2,22 \frac{J_H^c}{J_D^c} \int \sin^2 \varphi \, ds^*}.$$

Für die Auswertung der Integrale benutzt man wieder zweckmäßig die SIMPSONSche Regel. Für eine Anzahl Zahlenbeispiele hat JAKOBSEN¹ für bestimmte Bogenformen eine geschlossene Integration durchgeführt. Die endgültigen Biegungs- und Drillungsmomente, die für alle Bogenarten nach Abb. 233 verlaufen, folgen aus

$$(114) \quad \begin{cases} M_B = \mathfrak{M}_B + X_a m_B = \mathfrak{M}_B + X_a \cos \varphi, \\ M_D = \mathfrak{M}_D + X_a m_D = \mathfrak{M}_D - X_a \sin \varphi. \end{cases}$$

Eine Berechnung auf Wind braucht nur durchgeführt zu werden, wenn die Gewölbebreite im Verhältnis zur Spannweite kleiner als $\frac{1}{10}$ ist. Das ist bei Massiv- oder Hohlgewölben nur bei sehr weit gespannten Brücken der Fall. Eine vollständige oder auch teilweise Zuweisung der Windkräfte an die über dem Gewölbe liegende

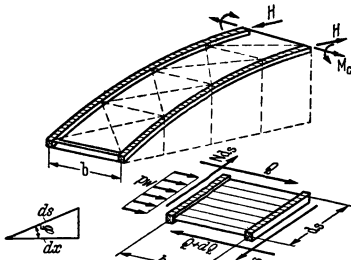


Abb. 236.

Fahrbahn ist unrichtig, weil die Fahrbahn gegenüber dem Gewölbe nur eine geringe Steifigkeit besitzt. Diese Annahme ist um so mehr abwegig, weil bei einer Übertragung durch die Fahrbahn diese starke Biegungszugspannungen erhält, während das Gewölbe auf Druck beansprucht ist und deshalb die Biegespannungen aus M_B nur durch eine Umlagerung der Druckspannungen übernimmt.

β) Die Bogenbrücken mit aufgelösten Querschnitten. In Frage kommen hier vor allem die Brücken mit angehängter Fahrbahn oder auch Gewölbe unter der Fahrbahn, die nur aus einzelnen

Rippen bestehen. Infolge ihrer nur unwesentlichen Verdrehungssteifigkeit können die Drillungsmomente M_D nicht aufgenommen werden, und infolgedessen ergeben sich durch Wind in den einzelnen Bogenrippen zusätzliche Biegemomente in der Tragwandebene mit waagrechttem Vektor.

Im allgemeinen werden, vor allem bei weit gespannten Gewölben, die beiden Bogenrippen durch ein leichtes Fachwerk zu einem in waagrechtlicher Richtung biegezugfesten Träger verbunden (Abb. 236). Das Fachwerk können wir uns durch eine dünne Schale ersetzt denken, die Bogenrippen und die Schale bilden einen I-Träger mit sehr dünnem Steg. In diesem Steg (Schale) ist ein reiner Verzerungszustand vorhanden, der bedingt ist durch die Querkräfte aus dem Wind, der auf die Bogenrippen wirkt. Die Schubspannungen in dem Steg sind hinreichend genau auf seine ganze Breite b , wie auch aus der Schalentheorie hervorgeht, konstant.

Aus dem Drehgleichgewicht ergibt sich in Richtung der Bogenachse die an das Gewölbe durch Schub abzugebende Kraft N zu

$$N \, ds \cdot b = Q \cdot ds \quad \text{bzw.} \quad N = \frac{Q}{b}.$$

N zerlegt sich in eine senkrechte und eine waagrechte Komponente; diese sind am Längenelement dx :

$$(115) \quad dH = \frac{Q}{b} \, ds \cos \varphi = \frac{Q}{b} \, dx, \quad dV = \frac{Q}{b} \, ds \sin \varphi = \frac{Q}{b} \, dx \, \text{tg } \varphi.$$

Damit haben wir nun die auf eine Bogenrippe in der Tragwandebene einwirkenden waagrecht und senkrechten Kräfte gefunden (Abb. 237) und können die Biegemomente in der Tragwandebene berechnen. Auf die zweite Bogenrippe wirken die entgegengesetzten Kräfte, da die Summe der in der Tragwandebene auftretenden Kräfte für seitlichen Winddruck gleich Null sein muß.

¹ JAKOBSEN: Winddruck auf Bogenbrücken. Beton u. Eisen 39 (1940) S. 316.

Wir sind nun in der Lage, die statisch bestimmten Biegemomente des Gewölbes zu berechnen und hieraus durch Erfüllung der Randbedingungen auch bei einem Zweigelenbogen oder einem eingespannten Bogen die statisch unbestimmten Größen und damit die endgültigen Biegemomente zu ermitteln.

Diese Darlegungen gelten auch für Rippengewölbe unter der Fahrbahn, die durch eine Schale oder Fachwerkverbände miteinander verbunden sind.

Die obigen Erörterungen zeigen das grundverschiedene Verhalten der Gewölbe mit und ohne Verdrehungssteifigkeit. Bei dem ersteren wird die Balkenwirkung gegenüber Wind zwischen den Kämpfern durch Drillungsmomente, bei dem letzteren dagegen durch Biegemomente in der Tragwandebene ermöglicht.

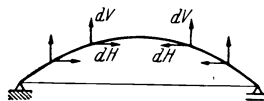


Abb. 237.

n) Die Herstellung der Bogenbrücken.

Die Herstellung der Gewölbe muß in Lamellen erfolgen. Und zwar ordnet man abwechselnd große und kleine Lamellen an. Hierfür sind zweierlei Gründe maßgebend. Einerseits soll dadurch verhindert werden, daß durch die Setzungen der Lehrgerüste Risse entstehen. Nach Betonieren der großen Lamellen sind etwa 80 bis 90 % der Gesamtlasten schon aufgebracht, so daß beim Betonieren der kleinen Zwischenlamellen, durch welche die großen Lamellen miteinander verbunden werden, nur noch geringe Setzungen auftreten können, durch welche keine Risse ausgelöst werden. Andererseits soll aber durch das Betonieren in Lamellen auch erreicht werden, daß ein großer Teil der Schwindung schon erledigt ist, bevor eine Verbindung zwischen den großen Lamellen geschaffen wird. Je größer die Hauptlamellen im Verhältnis zu den Zwischenlamellen sind, um so mehr wird die statisch wirksame Schwindung herabgesetzt.

Bei dem Ausrüsten der Bogenbrücken können bei nicht sachgemäßer Durchführung leicht große Biegemomente auftreten, die besonders im ersten Stadium der Absenkung sehr gefährlich werden können, weil das Gewölbe dann nur geringe Druckspannungen besitzt. Eine sachgemäße Ausrüstung setzt die Ermittlung der bei der Absenkung auftretenden Biegelinien voraus. Bei dem Dreigelenkbogen sind diese nach B 3 dreiecksförmig, bei den statisch unbestimmten Gewölben dagegen sind die Senkungen affin zu den Biegelinien der Momente $H_e z$ (Abb. 238). Einfluß auf die Senkungen haben:

- a) die elastische Bogenzusammendrückung,
- β) die plastische Bogenzusammendrückung,
- γ) das Schwinden des Betons,
- δ) das Ausweichen der Widerlager,
- e) die elastischen Verkürzungen der Lehrgerüste bei Berücksichtigung der Holzstöße und die Nachgiebigkeit der Pfähle.

Alle diese Größen müssen in Rechnung gestellt werden. Das Gewölbe muß um die Ordinaten dieser Biegelinien überhöht hergestellt werden, damit es nach dem Ausrüsten und nach Abklingen der plastischen Verkürzungen die gewünschte Höhenlage hat.

Um Sicherheit zu haben, daß die Ausrüstung, die am besten mittels Spindeln bewerkstelligt wird, zur Vermeidung von zusätzlichen Biegemomenten genau proportional diesen Biegelinien erfolgt, teilt man die Biegelinien in eine Anzahl Unterabschnitte ein und geht zu dem nächsten erst über, nachdem man sich überzeugt hat, daß die vorhergehende Teilabsenkung richtig durchgeführt wurde.

o) Brücken mit steifen Eiseneinlagen (System Melan-Spangenberg).

Bei der Bauweise Melan werden steife Stahleinlagen, d. h. selbsttragende Stahlbogen einbetoniert. Infolge deren Tragfähigkeit kann das Gerüst leichter

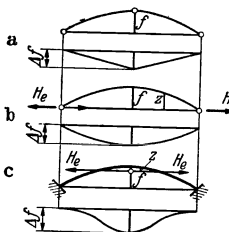


Abb. 238.

gehalten werden. Nach dem erweiterten Verfahren nach SPANGENBERG werden die Stahlbogen so stark ausgeführt, daß sie in der Lage sind, das gesamte Betongewicht des Bogens zu tragen, so daß das Lehrgerüst ganz erspart bzw. auf den Teil verringert werden kann, der für die Montage des Stahlbogens erforderlich ist. Um Formänderungen des Stahlbogens während des Betonierens und damit Rissebildungen schon während der Herstellung auszuschalten, muß zuerst das gesamte Betongewicht in Form einer Kieslast aufgebracht werden, der dann lamellenweise durch den Beton ersetzt wird.

Den Vorteilen in der Ersparnis an Lehrgerüst stehen aber schwerwiegende Nachteile gegenüber.

α) Nachteile in wirtschaftlicher Hinsicht. In den meisten Fällen werden die zusätzlichen Kosten für den Stahlbogen viel größer als die Ersparnis an dem Gerüst; denn bei nur geringem Mehrverbrauch an Stahl kann man schon eine Stahlbrücke als endgültiges Bauwerk herstellen.

β) Besonders ungünstig sind diese Brücken in statischer Hinsicht. Der große Vorteil der Bogenbrücke besteht ja darin, daß durch die hohen Druckspannungen die Biegespannungen so überlagert werden, daß Zugspannungen nicht auftreten können, und vielfach führt man bei Brücken kleinerer Spannweite den Überbau sehr schwer aus, um genügend hohe Druckvorspannungen zu erhalten. Bei den vorgespannten Balkenbrücken erzeugt man sogar diese sehr erwünschten Druckspannungen künstlich durch Seile, die mittels hydraulischer Pressen vorgespannt werden. Bei dem System MELAN-SPANGENBERG lagert man die Bogendruckkräfte von dem Beton auf die steifen Stahleinlagen um. Der seiner Druckspannungen beraubte Beton muß nun die Biegemomente wie ein gewöhnlicher Balken durch Biegezugspannungen aufnehmen. Auch aus dem nachträglich erfolgenden Aufbau der Fahrbahn ergeben sich für den Beton infolge des Schwindens zusammen mit dem Kriechen des Betons keine Druckspannungen, es kann sogar, wie aus der Kriechtheorie der Säulen hervorgeht, zentrischer Zug in dem Beton auftreten.

Durch die steifen Stahleinlagen verwandelt man demnach den Betonbogen in einen Biegebalken, während wir heute gerade das umgekehrte Bestreben haben, dem Balken durch Vorspannen die Eigenschaften des Bogens zu verschaffen. Die einzige Begründung für das System MELAN-SPANGENBERG wäre nur gegeben, wenn man bei großen Spannweiten mit den zulässigen Betonspannungen nicht auskommen würde. Dies ist aber bei den zu erwartenden Spannungen der neuen Bestimmungen auch bei den größten in Frage kommenden Spannweiten nicht der Fall. Bei diesen großen Spannweiten kann man die Gerüstkosten durch ein Betonieren in Ringen, wobei der erste Ring schon hilft, die weiteren Betonlasten zu tragen, ganz wesentlich ermäßigen.

In Sonderfällen, wo die Einrüstung nur durch Freivorbau mittels Stahlbögen möglich ist, scheint mir richtiger zu sein, das Gewölbe bei gleichzeitiger Vorbelastung auf dem stählernen Lehrgerüst herzustellen und das Stahlbetonhohl-gewölbe in Ringen aufzubauen, um den Stahlverbrauch möglichst einzuschränken. Abgesehen von dem geringen Aufwand an Stahl im Stahlbetongewölbe wird der Stahlbogen nach Fertigstellung des Betongewölbes wiedergewonnen.

C. Die Balken- und Rahmenbrücken ohne Vorspannung.

Die Balkenbrücken setzen sich zusammen aus den Fahrbahnplatten und den Längsträgern, die durch Querträger zu einem Trägerrost verbunden werden.

I. Die Fahrbahnplatten.

Ebenso wie bei den Hochbauten unterscheiden wir Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung und kreuzweis gespannte Platten, die für Balkenbrücken ganz besonders geeignet sind, da wir damit Plattenspannweiten bis zu 12 und 14 m erreichen können.

Die Berechnung der Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung ist auch bei Berücksichtigung der Einzellasten in den amtlichen Bestimmungen (DIN 1075)

festgelegt und bedarf keiner weiteren Erläuterung. Es sei nur bemerkt, daß in diesen Platten selbstverständlich bei Belastung durch Einzellasten auch Biegemomente senkrecht zu den Haupttrageisen auftreten, die eine kräftige Querbewehrung erforderlich machen, für die in den DIN 1075 Faustformeln angegeben sind. Besonders stark sind diese Biegemomente senkrecht zu den Haupttrageisen an den Übergängen zu den aussteifenden Querträgern und hier genügen im allgemeinen die in den Bestimmungen festgelegten Mindestbewehrungen nicht. Diese negativen Stützmomente berechnet man am besten nach der Theorie der kreuzweise gespannten Platte. Bei Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung sind die zu erzielenden Spannweiten sehr beschränkt. Man erreicht dabei mit 30 cm Stärke nur Spannweiten von etwa 5,50 bis 6,00 m.

Bei weit gespannten Brücken sind aber weit gespannte Platten sehr erwünscht, weil damit die Anzahl der Hauptträger eingeschränkt werden kann, deren Höhe mit der Spannweite anwächst und die die Ursache dafür sind, daß mit zunehmenden Spannweiten der Brücke das auf die Flächeneinheit bezogene Brückengewicht sehr rasch anwächst. Die Möglichkeit dazu bieten uns die kreuzweise gespannten Platten, mit denen sich gut die doppelten Spannweiten erreichen lassen, so daß es in vielen Fällen möglich ist, mit nur zwei Hauptträgern auszukommen. Dafür ist aber die Berechnung dieser kreuzweise gespannten Platten, im Gegensatz zu denen des Hochbaues wegen der auftretenden Einzellasten aus Dampfwalzen, Lastwagen und Raupenfahrzeugen sehr schwierig. Je größer die Spannweiten werden, um so größer wird auch die Anzahl der in Frage kommenden Einzellasten.

Bei unseren ebenen Tragsystemen ermitteln wir die ungünstigsten Laststellungen für die Schnittkräfte mittels der Einflußlinien. Bei den zweidimensionalen, kreuzweise gespannten Platten treten sinngemäß an Stelle der Einflußlinien nunmehr die Einflußfelder. Da hierauf im Rahmen des Taschenbuches nicht näher eingegangen werden kann, wird auf das einschlägige Schrifttum¹ verwiesen. Es ist damit zu rechnen, daß die weitere Entwicklung der massiven Balkenbrücken unter Verwendung der kreuzweise gespannten Platten zu wesentlich größeren Spannweiten führen wird als sie bisher ausgeführt wurden.

2. Die Hauptträger.

Die Hauptträger wirken zusammen mit den Fahrbahnplatten als Plattenbalken, je größer die Spannweiten dieser Träger werden, um so mehr liegt das Bedürfnis vor, abweichend von den Bestimmungen, die wirkwirkende Breite der Platte entsprechend den Ergebnissen der strengen Elastizitätstheorie voll in Rechnung zu stellen. In den Bestimmungen ist die mitwirkende Breite als Funktion der Plattendicke angegeben ($b = b_0 + 2 b_s + 12 d$), während sie tatsächlich unabhängig von der Plattendicke nur von der Spannweite der Träger und deren Abstand abhängig ist. Die im Abschnitt VI B 2 angegebenen Gleichungen und Zahlentafeln über die mitwirkende Breite gestatten eine richtige Berechnung dieser Plattenbalken, bei denen aber auch die Überlagerung der Spannungen aus der Plattenbalkenwirkung mit denen aus der Plattenwirkung zu berücksichtigen ist. Gerade bei den weit gespannten Balkenträgern, bei gleichzeitiger Anwendung von weit gespannten kreuzweisen Platten, lassen sich bei einer genauen Ermittlung der mitwirkenden Breite wesentliche Ersparnisse erzielen.

Die Berechnung der frei aufliegenden Balkenträger ist so einfach, daß weitere Erläuterungen überflüssig sind. Die Träger über mehrere Felder können als statisch unbestimmte Durchlauf- und Rahmenträger oder als statisch bestimmte Gerberträger ausgeführt werden.

Bezüglich der Biegemomente aus Eigengewicht sind die Gerber- und die durchlaufenden Träger gleichwertig, weil wir die Gelenke der Gerberträger an

¹ BRITNER, E.: Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten. Wien 1938. — PUCHER, A.: Die Momenteneinflußfelder rechteckiger Platten. Heft 90 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin 1938. — PUCHER, A.: Über die Singularitätenmethode an elastischen Platten. Ing.-Arch. 12 (1941) S. 76. — КОЕПСКЕ, В.: Über das Randwertproblem an rechteckigen Platten. Diss. Techn. Hochschule Berlin 1940, im Buchhandel unter dem Titel: Umfangsgelagerte Rechteckplatten mit drehbaren und eingespannten Rändern. Borna 1941.

den Stellen der Momentennullpunkte des durchlaufenden Trägers anordnen und damit eine gleichartige Aufteilung der M_0 -Momente in Stütz- und Feldmomente erzwingen können. Dagegen sind die Gelenkträger den Durchlaufträgern bezüglich der Verkehrslastmomente unterlegen, denn in den Öffnungen des Gerberträgers ohne Gelenke müssen die Verkehrslasten von frei aufliegenden Balken abgetragen werden. Als Folge dieser größeren Verkehrslastmomente ergibt sich wiederum ein größeres Eigengewicht.

Der zweite Nachteil der Gerberträger liegt in den Gelenken, an denen für die Übertragung der Querkräfte noch nicht einmal die halbe Trägerhöhe zur Verfügung steht. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Gelenkstellen nicht nur durch Querkräfte, sondern auch durch Zugkräfte infolge der Lagerreibung beansprucht werden. Aus diesen Gründen sind Gelenke immer Punkte, deren konstruktive Durchbildung Schwierigkeiten bereitet. Deshalb ist den Durchlaufträgern unbedingt der Vorzug zu geben. Der einzige Vorteil des Gerberträgers besteht darin, daß er statisch bestimmt ist und daß durch Stützensenkungen keine zusätzlichen Biegemomente entstehen. Die zusätzlichen Zwängungsspannungen der Durchlaufträger werden aber meistens überschätzt, weil infolge der plastischen Eigenschaften des Betons durch das Kriechen diese Biegemomente infolge der Stützensenkungen stark abgemindert werden, vor allem dann, wenn die Senkungen der Pfeiler gleichzeitig mit der Ausrüstung der Brücke oder wenigstens in den ersten Monaten nach der Ausrüstung erfolgen. Zu beachten ist des weiteren, daß symmetrische Stützensenkungen nur geringe Zusatzmomente auslösen. Gefährlich werden nur unsymmetrische Setzungen, die sich in einen Symmetrie- und in einen Antimetrieteil zerlegen lassen. Nur wenn mit starken unsymmetrischen Setzungen zu rechnen ist, dann liegt ein Grund vor, zu den in statischer Hinsicht ungünstigeren Gerberträgern überzugehen.

Große Spannweiten lassen sich mit Durchlaufträgern nur erreichen, wenn die Trägerhöhe und damit die Trägheitsmomente und Querschnittsflächen von der Feldmitte nach dem Auflager hin stark zunehmen. Die Vorteile dieser Träger mit veränderlicher Höhe bestehen vor allem darin, daß dadurch das Eigengewicht in Feldmitte, das für die Größe der Eigengewichtsmomente ausschlaggebend ist, klein gehalten wird.

Des weiteren ergibt sich infolge der starken Zunahme der Trägheitsmomente nach den Stützen hin eine günstigere Aufteilung der M_0 -Momente in Feld- und Stützenmomente. Zum Beispiel ergibt sich für einen eingespannten Träger konstanten Trägheitsmomentes ein Feldmoment von $M_F = g l^3 0,0417$ und ein Stützmoment von $M_{St} = -g l^3 0,0833$. Wenn wir dagegen dem Stützquerschnitt die zweifache Höhe wie dem Feldquerschnitt geben, dann wird dadurch das Feldmoment auf etwa $M_F = g l^3 0,0206$ verringert, während sich das Stützmoment prozentual viel geringer auf $M_{St} = -g l^3 0,1045$ vergrößert. Die geringen Feldmomente gestatten jedoch einen leichteren Feldquerschnitt, wodurch die Biegemomente in Feldmitte noch weiter vermindert werden. Dadurch ergibt sich aber auch eine Verminderung der Stützmomente, so daß durch diese Maßnahmen das Feldmoment vielleicht auf den dritten Teil abgemindert wird, während die Stützmomente ungefähr die gleiche Größe besitzen wie bei dem Träger von gleichbleibender Höhe.

Aber nicht nur die Biegemomente, sondern auch die Schubspannungen werden durch die veränderliche Balkenhöhe stark abgemindert, einerseits schon dadurch, daß die Trägerhöhe zugleich mit den Querkräften anwächst, andererseits aber auch durch die Spreizung der Biegezug- und Druckkräfte, durch die bedingt wird, daß an Stelle der Gleichung $T' = b_0 \tau_0 = \frac{Q}{z}$ die erweiterte Gleichung $T' = b_0 \tau_0 = \frac{Q - \frac{M}{h} \operatorname{tg} \alpha}{z}$ tritt. Die Folge davon ist, daß die größten Schubspannungen ungefähr in den Viertelpunkten der Öffnungen auftreten und nach den Auflagern hin wieder etwas abnehmen. Diese Abminderung der Schubspannungen ermöglicht es, daß die Stege der hohen Träger schmaler ausgebildet werden können, wodurch sich wiederum eine Verminderung des Eigengewichtes ergibt (s. hierzu die Abb. 52).

Die Theorie der durchlaufenden Träger bei Berücksichtigung der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente wurde schon in Abschnitt III ausführlich erörtert, so daß weitere Ausführungen hierüber unnötig sind. Die dem Abschnitt III beigefügten Zahlentafeln über die Drehwinkel bei veränderlichem Trägheitsmoment gestatten ein rasches und zuverlässiges Überschlagen derartiger Balkenbrücken.

Wie schon dargelegt, sind bei derartigen Trägern mit stark veränderlichem Trägheitsmoment gemäß Abb. 239 die Feldmomente aus Eigengewicht gegenüber den Stützmomenten verschwindend gering. Die Querschnittsbildung muß sich demnach diesem Momentenverlauf anpassen. Dieser bedingt im Bereich der negativen Momente eine untere Druckplatte, deren Stärke nach der Stütze hin stark anwächst. Man kommt damit zu einem Hohlkastenquerschnitt, der auch den großen Vorteil hat, daß eine einseitige Belastung nach Abbildung 239a keine zusätzlichen Biegemomente hervorruft, denn wir können die exzentrischen Lasten unter Hinzufügen eines Verdrehungsmomentes durch symmetrische von gleicher Größe ersetzen, woraus wir ersehen, daß bei derartigen Hohlquerschnitten immer eine Belastung auf die ganze Brückenbreite maßgebend ist.

Die Verdrehungsmomente können von dem Hohlkasten bei sehr geringen Schubspannungen übernommen werden. Die Berechnung dieser Schubspannungen kann mit Hilfe des Seifenhautgleichnisses von PRANDTL erfolgen (s. auch Abschn. *Festigkeitslehre*, S. 172).

Der Gewichtersparnis wegen läßt man vielfach in Feldmitte und an den Enden der Seitenöffnungen die untere Druckplatte weg, womit an diesen Stellen die Verdrehungssteifigkeit zum größten Teil verloren geht. Infolge davon erzeugen exzentrische Lasten außerhalb des Kernes in den Randbalken größere Momente

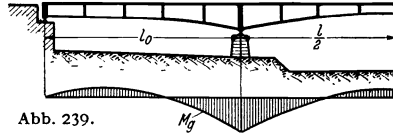


Abb. 239.

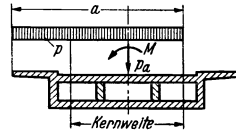


Abb. 239a.

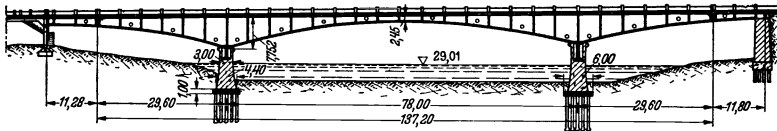


Abb. 240.

als eine durchgehende Belastung auf die ganze Brückenbreite. Da aber andererseits die Länge, auf welcher die untere Druckplatte und damit die Verdrehungssteifigkeit fehlt, gering ist, ergeben sich daraus nur kleine zusätzliche Biegemomente. Jedoch empfiehlt es sich in dem Bereich, wo die untere Druckplatte fehlt, insbesondere in Feldmitte, kräftige Querträger anzuordnen, durch welche die einzelnen Längsträger gezwungen werden, gemeinsam an der Übertragung dieser Lasten mitzuarbeiten. Die große Bedeutung möglichst steifer Querträger wird im nächsten Abschnitt noch näher erörtert.

Mit der Berechnung der Trägheitsmomente, bzw. besser gesagt, der veränderlichen Steifigkeiten, ist eine gewisse Ungenauigkeit verbunden und damit auch in der Verteilung der M_0 -Momente auf das Feld und die Stütze. Einerseits ermitteln wir die Trägheitsmomente auf Grund einer mitwirkenden Breite, die nicht mit der strengen Lösung übereinstimmt, und andererseits wechselt auch der Elastizitätsmodul mit den Beanspruchungen. Diese vielleicht ungenaue Berechnung der Verteilung der M_0 -Momente auf das Feld- und Stützmoment ist jedoch bedeutungslos, weil ein statisch unbestimmter Balken erst zum Bruch kommt, wenn der Feld- und Stützquerschnitt in ihrer Tragfähigkeit erschöpft

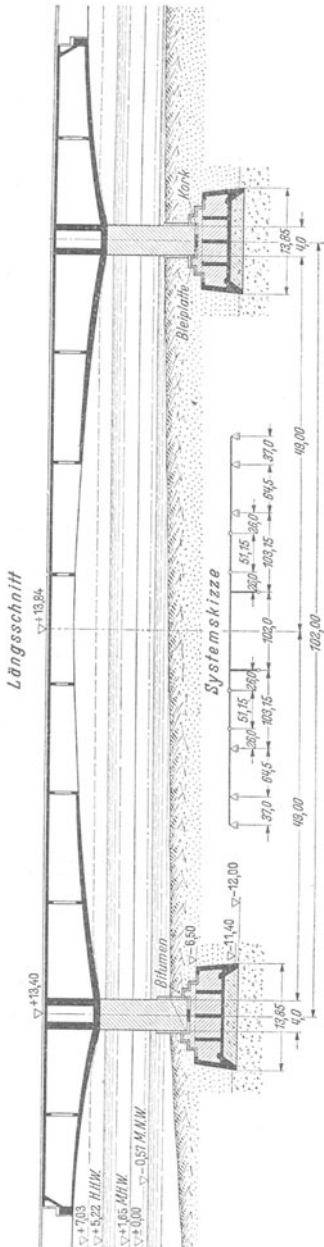


Abb. 241.

sind, d. h. es findet demnach bis zum Bruchzustand eine Verlagerung der Feld- und Stütz-momente statt von dem schwächeren Querschnitt mit der kleineren Steifigkeit EJ nach dem stärkeren Querschnitt hin.

Für den Beweis dieser Feststellung liegen zwar keine Laboratoriumsversuche vor, dafür aber unzählige aus der Praxis, bei denen wegen unrichtiger Bewertung der mitwirkenden Breite die Verteilung des M_0 -Momentes auf den Feld- und den Stützquerschnitt unrichtig bestimmt wurde. Außerdem läßt sich diese Feststellung auch auf rein theoretischem Wege auf Grundlage des Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit folgern. Das Ergebnis dieser Umlegung der Biegemomente zwischen den Stütz- und Feldmomenten besteht darin, daß beim Bruchzustand sich ein mit der Berechnung übereinstimmender Spannungszustand bildet.

Die größte Spannweite bisher erreichte Spannweite besitzt die in Abb. 240 dargestellte von H. Lossier konstruierte Brücke über die Seine bei Villeneuve-Saint-Georges, die aber nicht als durchlaufender Träger, sondern als Gerberträger ausgebildet ist. Ich habe schon in Abschnitt VII A darauf hingewiesen, daß mit durchlaufenden Trägern bei gewöhnlichem Stahlbeton auch noch etwas größere Spannweiten zu erreichen sind, insbesondere, wenn man die Stützen biegesteif mit den Balken verbindet. Aber die Nachteile, die sich bei diesen großen Spannweiten ergeben, sind nicht unerheblich, da hiermit außerordentlich starke Massierungen der Zugeisen in 6 bis 8 Lagen erforderlich werden, wodurch das Rüteln dieses auf Zug beanspruchten Betons fast unmöglich gemacht wird. Die Folge davon ist, daß an diesen wichtigsten auf Zug beanspruchten Querschnittsteilen nicht die gleiche Betongüte wie in den Druckzonen erzielt werden kann. Das gleiche gilt auch für den Teil der Stege, der durch starke Aufbiegungen gegenüber den Zugspannungen aus den Querkräften gesichert werden muß. Die Folge der hohen Biegungsspannungen und Eisenmassierungen sind zahlreiche Haarrisse und eine verminderte Lebensdauer.

In der Abb. 241 ist eine vom Verfasser über die Süderelbe bei Hamburg entworfene Rahmenbrücke mit einer Öffnung von 102 m dargestellt, die wohl als die größte in gewöhnlichem, nicht vorgespannten Stahlbeton zu erreichende Spannweite bezeichnet werden darf. Selbstverständlich gelten auch für diesen Entwurf die oben geschilderten Nachteile.

Große Spannweiten bei gleichzeitiger Ausschaltung der Biegezugspannungen bzw. bei Ausschaltung der Haarrisse und mit unbeschränkter Lebens-

dauer lassen sich nur mit den vorgespannten Konstruktionen des nachfolgenden Abschnittes D erreichen.

3. Die Querträger.

Diese haben die Aufgabe, die einzelnen Längsträger möglichst gleichmäßig zur Lastübertragung nach den Auflagern heranzuziehen. Längsträger und Querträger bilden einen Trägerrost (Abb. 242), dessen Berechnung insbesondere für Einzellasten außerordentliche Mühe bereitet. Aus diesem Grunde gibt man oft der Lösung dieser Aufgabe durch Versuche gegenüber der rein mathematischen den Vorzug¹. Sobald wir aber den Querträgern annähernd die gleiche Konstruktionshöhe geben wie den Längsträgern, dann können, wie sich auf Grund der Formänderungen leicht nachweisen läßt, die im Verhältnis zu den Längsträgern kurzen Querträger gegenüber den Längsträgern als starr angesehen werden, und für die Verteilung der Lasten auf die einzelnen Längsträger wird das Geradliniengesetz maßgebend. Die Querträger wirken dann als starre Träger auf elastischer Unterlage und ihre Biegemomente können bei Vernachlässigung der Mitwirkung der benachbarten Querträger in statisch bestimmter Weise berechnet werden. Damit ist aber auch die Verteilung der Lasten auf die Längsträger gegeben.



Abb. 242.

Diese Wirkungsweise soll an einem Beispiel erläutert werden. Bei dem aus fünf Längsträgern bestehenden Brückenquerschnitt der Abb. 243 soll der Querträger, der die gleiche Konstruktionshöhe wie die Längsträger besitzt, am Rande durch eine Last $P = 1 t$ belastet werden. In diesem Falle verteilt sich die Last P nach dem Geradliniengesetz auf die fünf Längsträger. Zur Ermittlung der Auflagerdrücke berechnen wir das Trägheitsmoment $J = 2 (2a)^2 + 2a^2 = 10a^2$,

$$W = \frac{10 a^2}{2 a} = 5 a.$$

Die Lasten der Randträger folgen aus

$$A_1 = \frac{P}{5} + \frac{P 2 a}{5 a} = 0,6 P,$$

$$A_5 = \frac{P}{5} - \frac{P 2 a}{5 a} = -0,20 P.$$

Aus den Auflagerdrücken folgen in statisch bestimmter Weise die Biegemomente der Abb. 243c. Die Nachrechnung der Formänderungen des Querträgers zu denen der weitgespannten Längsträger zeigt, daß bei annähernd gleicher Konstruktionshöhe diese Berechnungsweise hinreichend genau ist, wenn die Spannweite einer frei aufliegenden Brücke wenigstens doppelt so groß ist als deren Breite. Es ist nun noch die Frage zu beantworten, inwieweit die benachbarten Querträger sich an dieser Lastverteilung beteiligen.

Wenn entsprechend der Abb. 242 Hauptquerträger mit Nebenquerträgern abwechseln, dann ist nicht damit zu rechnen, daß die weiter entfernten hohen Nachbarquerträger in nennenswerter Weise mitarbeiten. Falls dagegen im Gegensatz zur Abb. 242 nur Hauptquerträger angeordnet werden, so arbeiten die benachbarten Querträger an der Übertragung dieser Einzellast mit, weil sich die Längsträger auf die kurze Strecke bis zum nächsten Querträger kaum verbiegen. Aber auch in diesem Fall dürfen insgesamt höchstens zwei Querträger in Rechnung gestellt werden.

Die Abb. 243b zeigte, daß der linke Längsträger bei dieser Berechnungsweise negative Lasten bekommt. In Wirklichkeit wird dies gar nicht oder nicht in

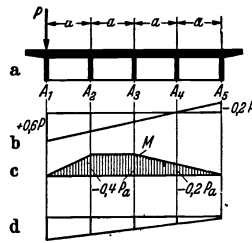


Abb. 243.

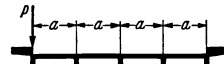


Abb. 244.

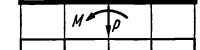


Abb. 244 a.

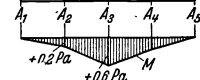


Abb. 244 b.

¹ SCHAECHTERLE, K.: Wirklichkeitstreue Erfassung des Kräftespiels in räumlichen Tragwerken. Bautechn. 17 (1939) S. 521 und F. LEONHARDT: Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung. Berlin 1940.

solchem Maße der Fall sein, sondern es wird sich annähernd eine Verteilung der Auflagerdrücke nach Abb. 243 d einstellen, wenn man — immer unter Zugrundelegen des Geradliniengesetzes — auch die Torsionssteifigkeit dieses Plattenbalkenquerschnittes heranzieht, die schon eine merkliche Entlastung und eine gleichmäßigere Verteilung der Last auf die einzelnen Längsträger bedingt.

Sobald der Plattenbalkenquerschnitt durch Einfügen einer unteren Platte in einen Hohlquerschnitt verwandelt wird, wird die Verdrehungssteifigkeit so groß, daß daraus gemäß Abb. 244 bei gleichen Längsträgern eine gleichmäßige Lastverteilung mit $P/5$ für jeden Längsträger erzwungen wird. Sind die Eiseneinlagen der einzelnen Längsträger verschieden groß, so erfolgt die Verteilung proportional den einzelnen Bewehrungen. Der Querträger wird hierbei durch Biegemomente nach Abb. 244 b beansprucht. Fehlt die untere Platte, so ergibt sich als Übergang von Abb. 244 a zu Abb. 243 b eine Verteilung der Auflagerdrücke nach Abb. 243 d.

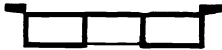


Abb. 245.

Aus diesen nur richtungweisenden Ausführungen ergeben sich folgende Lehren.

Es ist wichtig, wenigstens einigen Querträgern eine annähernd gleiche Konstruktionshöhe wie den Längsträgern zu geben. Insbesondere sollten ein starker Querträger in Feldmitte bzw. zwei starke Querträger symmetrisch zur Brückenmitte angeordnet werden. Besonders günstig ist eine Ausbildung des Brückenquerschnittes als Hohlkasten. Wenn dies wegen der Gewichtersparnis in Brückenmitte nicht durchgeführt wird, sollte dies wenigstens im Bereich der negativen Momente der durchlaufenden Träger, wo eine untere Druckplatte wegen dieser negativen Momente sehr erwünscht ist, erfolgen. Es genügt aber auch, wenn die untere Druckplatte gemäß Abb. 245 auf einen Teil der Brückenbreite angeordnet wird, weil auch hiermit schon eine sehr wesentliche Erhöhung der Verdrehungssteifigkeit verbunden ist.

D. Balkenbrücken mit Vorspannung.

1. Die mit Seilen in Form von Hängebrücken vorgespannten Balkenbrücken (System Dischinger).

Das Grundsätzliche über diese Brückenkonstruktionen wurde schon im Abschnitt A erläutert und hierbei wurde darauf hingewiesen, daß von dem aus den Balken und den Seilen bestehenden Hängewerk nur das Eigengewicht der Brücke getragen wird, während die Verkehrslasten fast ausschließlich von den Balken allein getragen werden müssen. Der Grund dafür liegt darin, daß infolge der großen Seildehnung das Hängewerk wesentlich weicher als der Balken ist.

Deshalb kann das Seil nur durch künstliche Vorspannung mittels hydraulischer Pressen zum Tragen des Eigengewichtes gezwungen werden. Mit Hilfe der Gl. (89 a) des Parabelbogens, der einer konstanten Eigengewichtslast entspricht, wollen wir nun dafür den Beweis führen. Diese Gleichung gilt für den frei aufliegenden Balken der Abb. 178, da bei diesem das Eigengewicht ebenfalls konstant ist und infolgedessen die Abstände z des Seiles von der neutralen Faser nach einer Parabel verlaufen. Die Gl. (89 a) lautet, wenn wir an Stelle des Eigengewichtes g die Verkehrslast p setzen:

$$H_e = -H_p \frac{1}{1 + \frac{8}{15} \frac{f^2}{l^2} \frac{1}{1+k}}, \quad \text{wobei } k = \frac{E F_c}{E_e F_e}.$$

Hierbei bedeutet nunmehr H_p den statisch bestimmten Seilzug infolge der Verkehrslast p , wobei die gesamte Last durch das Sprengwerk getragen wird und H_e der Teil ist, der infolge der Betonzusammendrückung von dem Balken übernommen werden muß. Die Trägerhöhe sei zu $d = \frac{l}{16}$ angenommen, dann ergibt sich der Pfeil f des Zugbandes zu etwa $\frac{l}{22}$ bzw. $f^2 = \frac{l^2}{484}$. Für den Plattenbalken-

querschnitt beträgt $i^2 \approx \frac{d^2}{12} = \frac{l^2}{3070}$ und $\frac{l^2}{i^2} = \frac{3070}{484} = 6,35$. Das Verhältnis der Moduli des Betons und der Seile ist: $\frac{E}{E_e} = \frac{320000}{1600000} = \frac{1}{5}$. Das Verhältnis der Querschnittsflächen $\frac{F}{F_e}$ ergibt sich aus der Bedingung, daß die Druckkraft im Beton ebenso groß ist, wie die Zugkraft der Seile. $F_c \sigma_b = F_e \sigma_e$. Die Seilspannung betrage 5000 kg/cm², die Betonspannung 40 kg/cm² (Brücke mittlerer Spannweite). Damit ist $\frac{F_c}{F_e} = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{5000}{40} = 125$ und $k = \frac{125}{25} = 25$. Damit erhalten wir

$$H_e = -H_p \frac{1}{1 + \frac{8}{15} \frac{6,35}{26}} = -H_p \cdot 0,89.$$

Hieraus folgt, daß von der Verkehrslast p 90 % von dem Balken und nur 10 % von dem Hängewerk getragen werden. Bei einem Verhältnis von $\frac{p}{g} = \frac{1}{3}$ würde demnach die Seilspannung durch die Verkehrslasten nur um 3 % erhöht werden und bei einem durchlaufenden Balken ist dieser Wert noch geringer.

Im Gegensatz zu den Hängebrücken aus Stahl, bei denen die Seile infolge der Verkehrslast Wechsellasten über 1000 kg/cm² und außerdem an den Übergängen zu den Sattelagern infolge der Pendelbewegungen der Pylonen hohe Biegunsspannungen erhalten, haben die Seile der vorgespannten Stahlbetonbalkenbrücken im wesentlichen nur eine ruhende Last zu tragen.

Wir müssen uns jetzt noch mit dem Einfluß des Kriechens und des Schwindens auf die Größe der Vorspannkraft beschäftigen. Bei dem Zweigelenbogen mit Zugband ergab sich der mit der Zeit veränderliche Horizontalschub infolge des Kriechens nach Gl. (109a) nach Abschluß des Kriechens zu:

$$H(t) = \left(\frac{HS}{\mu \varphi_n} - H_e Z \right) [1 - e^{-\mu \varphi_n}].$$

Hierbei war nach Gl. (109b)

$$\mu = \frac{1 + 8/15 \cdot l^2/i^2}{1 + k + 8/15 \cdot l^2/i^2} = \frac{\delta_{aa}^P}{\delta_{aa}^a}.$$

Bei dem Zweigelenbogen ohne Zugband ist $\mu = 1,00$ und bei dem Zahlenbeispiel des Zweigelenbogens mit Zugband war $\mu = 0,98$, d. h. die Kriechmaße φ_n wurden durch die Elastizität des Zugbandes so gut wie gar nicht beeinflusst. Grundverschieden davon liegen die Verhältnisse dagegen bei den vorgespannten Balken mit ihrem geringen Abstand des Zugbandes von der neutralen Achse des Balkens und ihren großen Steifigkeitszahlen k . Setzt man die obigen Werte für k und l^2/i^2 in die Gleichung für μ ein, so erhält man

$$\mu = \frac{1 + 8/15 \cdot 6,35}{1 + 25 + 8/15 \cdot 6,35} = 0,15.$$

Das ideale Kriechmaß $\mu \varphi_n$ geht demnach auf etwa $\frac{1}{7}$ zurück. Der Spannungsabfall in den Seilen infolge des Kriechens ist demnach verhältnismäßig gering und wird um so kleiner, je größer die Schonzeit des Betons ist. Der noch verbleibende

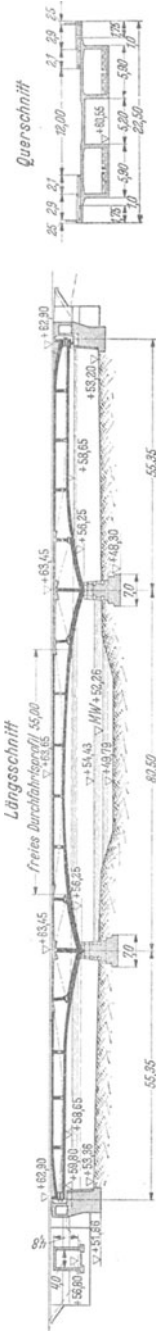


Abb. 246.

Spannungsabfall läßt sich durch ein- bis zweimaliges Nachspannen fast restlos beseitigen, insbesondere wenn man bei dem letzten Anspannen etwas überspannt.

Wenn man formtreu vorspannt, so daß der Balken nach der Ausrüstung keine Durchbiegungen hat und das gesamte Eigengewicht durch die Seile getragen wird, erhält man so hohe Druckvorspannungen, daß hierdurch die Biegespannungen aus Verkehr unter Vermeidung von Zugspannungen vollständig überlagert werden.

Eine derartig formtreu vorgespannte durchlaufende Balkenbrücke entsprechend der Abb. 179 mit einer Mittelöffnung von 80,0 m ist zur Zeit im Bau.

Sobald man aber geringe Zugspannungen bis zu $\sigma_{bz} \leq \frac{\sigma_{bd}}{4}$ zuläßt, wodurch die Grenze festgelegt ist, bis zu der man nach dem Stadium I mit homogenem Querschnitt rechnen darf, dann lassen sich an den Seilen wesentliche Ersparnisse erzielen. In der Abb. 246 ist eine vorgespannte Brücke dargestellt, bei der in der Fahrbahnplatte über der Mittelstütze geringe Zugspannungen auftreten. Der

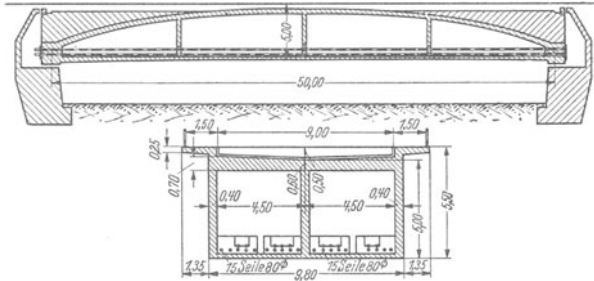


Abb. 247.

Arbeitsvorgang hierbei ist folgender: Der gestrichelte Teil der Fahrbahnplatte über den Mittelstützen wird erst nach dem Vorspannen der Seile hergestellt und die Seile werden in dieser Platte im Bereich der negativen Momente einbetoniert. Infolge des Fehlens der oberen Platte bei der Vorspannung verlagert sich der Schwerpunkt am Stützquerschnitt nach unten, während zu gleicher Zeit die Seile, da sie in der Fahrbahnplatte einbetoniert werden, nach oben rücken, womit sich für die Seile ganz wesentlich vergrößerte Hebelarme ergeben. Damit läßt sich etwa $\frac{1}{3}$ des Seilgewichtes ersparen.

Durch die Biegemomente infolge Verkehr ergaben sich damit in der Fahrbahnplatte Zugspannungen, die aber sehr gering gehalten werden können, wenn man im Bereich der negativen Momente die Fahrbahnplatte verstärkt. Bei dem Entwurf der Abb. 246 wurde eine Verstärkung an der Stütze selbst bis 70 cm angenommen, wodurch die Zugspannungen auf 10 kg/cm^2 ermäßigt werden konnten. Die Zugspannungen aus dem Schwinden werden durch gleichzeitiges Kriechen des gedruckten Querschnittes beseitigt.

Trotz des Einbetonierens der Seile läßt sich auch späterhin noch die Seilspannung, falls es notwendig sein sollte, regulieren. In den Endfeldern kann das Nachspannen von den Balkenenden aus und im Mittelfeld durch eine Vergrößerung des Pfeiles des Hängewerkes erfolgen, indem die Seile an den Umlenkstellen nach unten gezogen werden unter gleichzeitigem Einsetzen von etwas längeren Pendeln.

Infolge dieser Maßnahmen gelang es, den Stahlbedarf bei diesem Entwurf für Seile, Rundseile, Lager und Verankerungen auf nur 165 kg/m^2 Brückenfläche zu ermäßigen.

Um an Umlenkungen der Seile zu sparen, wurde an den Enden der Seitenöffnungen die obere Druckplatte des Betonquerschnittes nach unten gezogen, anstatt die Seile nach oben abzubiegen.

Nach dieser neuen Ausbildung der vorgespannten durchlaufenden Balkenbrücken lassen sich wegen der günstigeren Hebelarme an den Stützen größere

Spannweiten und zwar bis 180 m herstellen, wobei nur 40% des Stahls gegenüber einer Stahlbrücke benötigt werden.

Die vorgespannten Balken, insbesondere die frei aufliegenden, eignen sich auch für Eisenbahnbrücken. In der Abb. 247 ist ein derartiger Entwurf mit 50 m Spannweite dargestellt, der für den *N*-Lastenzug berechnet wurde. Trotz der hohen Verkehrslasten bleibt der Balken frei von Zugspannungen und selbst bei verdoppelter Verkehrslast sind die Zugspannungen nicht größer, als bei nicht vorgespannten Stahlbetonbalken. Die Durchbiegungen bei Verkehr sind fast vierfach kleiner als in den BE vorgeschrieben sind.

Eine derartige, für den *N*-Lastenzug berechnete Reichsbahnbrücke mit 40 m Spannweite ist zur Zeit im Bau.

2. Die durch ihr Eigengewicht vorgespannten Fachwerkbrücken (System Finsterwalder).

Die Grundsätze der Konstruktion und der Vorspannung dieser Brücken durch ihr Eigengewicht selbst wurden in Abschnitt A besprochen.

Die Berechnung erfolgt nach der Theorie der Fachwerke, jedoch müssen dabei auch die Nebenspannungen berücksichtigt werden, da das System bei Vorspannung nicht formtreu bleibt, sondern sich durchbiegt, hierbei wird der Obergurt durch Biegemomente beansprucht, die um so geringer sind, je niedriger die Konstruktionshöhe des Obergurtes ist. Aber auch für die schon vor der Ausrüstung fertig gestellten Druckstäbe, die biegesteif mit dem Obergurt verbunden sind, ergeben sich zusätzliche Biegemomente infolge der Längungen des Untergurtes und der Diagonalen bzw. der Verkürzung des Obergurtes. Diese sind aber wesentlich geringer als bei den nicht vorgespannten Stahlbetonfachwerkbrücken und werden durch das Kriechen des Betons noch weiter abgemindert.

Diese Brücken benötigen einen etwas größeren Stahlaufwand, als die mit Seilen vorgespannten Balkenbrücken, aber dafür ist wegen Wegfalls der Seile der Einheitspreis des zur Verwendung kommenden Stahles geringer.

In der Abb. 248 ist ein Entwurf eines derartigen durch sein Eigengewicht vorgespannten durchlaufenden Fachwerkträgers nach System FINSTERWALDER, dessen Mittelöffnung 80 m beträgt, wiedergegeben. Die Stäbe, die erst nach der Vorspannung einbetoniert werden, sind hierbei durch Schraffierung gekennzeichnet.

E. Die Brücken mit kombinierter Bogen- und Balkenwirkung (Scheibenbogenbrücken).

Die bekannteste Scheibenbogenbrücke ist die 100 m weitgespannte Tiberbrücke in Rom, deren Längenschnitt in der Abb. 249 dargestellt ist. Infolge der Bogenzusammendrückung werden bei dem flachen eingespannten Gewölbe, wenn man mit einem für Druck- und Zugzonen gleichen Elastizitätsmodul rechnet, nur 62% durch Gewölbewirkung und 38% durch Balkenwirkung getragen, die sich im wesentlichen in einem Auskragen von den Widerlagern aus zeigt. Durch die Temperatur- und Schwindwirkungen, durch die sich Verkürzungen des Gewölbes in der gleichen Größenordnung ergeben, werden ebenfalls sehr große Biegemomente erzeugt.

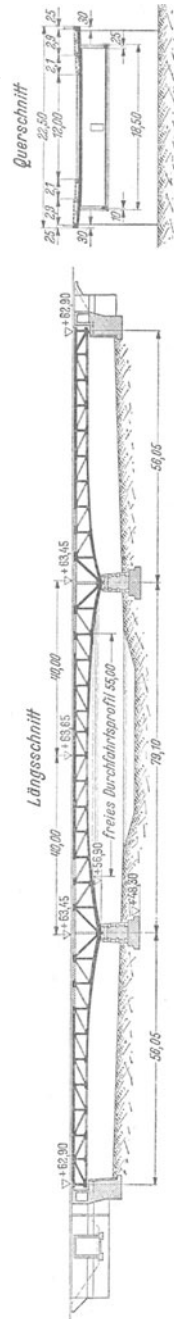


Abb. 248.

Diese werden in einem gewissen Umfang dadurch abgemindert, daß infolge der hohen Biegungsspannungen an den Einspannstellen die Steifigkeiten EJ absinken; auch dürften die auf Pfählen gegründeten Widerlager gegenüber den starken Schwankungen des Horizontalschubes aus Temperatur und Schwinden etwas nachgeben, wodurch der Spannungszustand verbessert wird.

Der Verfasser hat sich schon vor zwei Jahrzehnten bemüht, diese Zwängungsspannungen durch einen Ersatz des eingespannten durch einen Dreigelenkscheibenbogen auszuschalten, wobei entsprechend der Abb. 182a durch ein Tieflegen der Kämpfergelenke ein beliebiger Anteil der Lasten der Gewölbe- und der Kragwirkung zugewiesen werden kann.

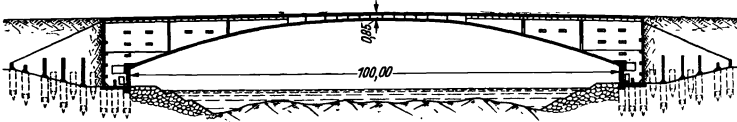


Abb. 249.

Einen weiteren derartigen Entwurf einer Dreigelenkscheibenbogenbrücke hat der Verfasser 1931 bei dem Wettbewerb der Dreirosenbrücke Basel eingereicht. Im Jahre 1932 wurde von der Wayss & Freytag A.G. eine Brücke dieses Systems über den Neckar bei Heilbronn mit 106 m Spannweite zur Ausführung gebracht.

Im Jahre 1940 hat dann der Verfasser eine Lösung dieses Problems auch bei fester Kämpfereinspannung gefunden, die es gestattet, sehr weitgespannte Scheibengewölbe mit Pfeilverhältnissen von $l/f \geq 20$ auszuführen, ohne daß in dem Scheibenbogen Zugspannungen auftreten. Eine derartige Brücke mit 180 m

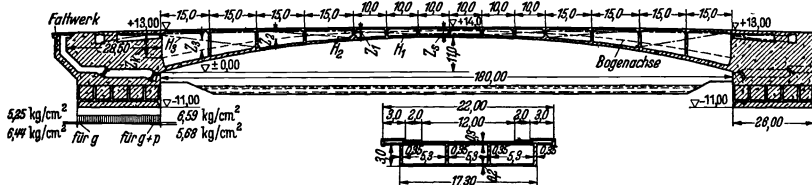


Abb. 250.

Spannweite zeigt die Abb. 250 (s. hierzu die Arbeit unter 1. in VI A 6). Im endgültigen Zustand ist die Brücke auf dem einen Widerlager auf schräg gestellten Doppelpendeln gelagert, wodurch die Einspannung sichergestellt wird und durch den Neigungswinkel dieser Pendel wird die Größe des nun statisch bestimmten Horizontalschubes festgelegt. Man hat es demnach in der Hand, den Horizontalschub so zu wählen, daß ein gewünschter Anteil der Eigenlast durch Bogen- bzw. Balkenmomente übertragen wird und daß in wirtschaftlicher Hinsicht die Gesamtkosten des Überbaues und der Gründungen ein Minimum werden. Bei einem gewöhnlichen eingespannten Bogen wird die resultierende Kraft weit hinter der vorgesehenen Fundamentfläche liegen und umgekehrt würde sie sich bei einem eingespannten Balken weit vor dem Fundament befinden. Durch die Kombination der Bogen- und Balkenwirkung kann sie dagegen genau an der Fundamentmitte geleitet werden. Sehr wesentlich ist aber, daß in diesen flachen Bogen alle Zwängungsspannungen infolge Bogenzusammendrückung, Schwinden und Temperatur fast restlos beseitigt werden, denn anderenfalls könnte man ja einen solch flachen eingespannten Bogen gar nicht ausführen.

58 % des gesamten Eigengewichtes werden hierbei durch Balkenwirkung und nur 42 % durch Bogenwirkung übertragen. Damit ergeben sich selbstverständlich für den eingespannten Balken große Biegemomente und die Eigengewichtsdruckspannungen sind zu gering im Verhältnis zu den Biegungsspannungen aus

Eigengewicht, zu denen noch die aus Verkehr hinzukommen. Um die Biegungsspannungen ganz auszuschalten, wird das Tragwerk durch drei Seilstränge so vorgespannt, daß die Biegungsspannungen aus Eigengewicht ganz wegfallen. Zu dem echten Gewölbeschub, der durch die Pendel in die Bodenscheibe eingeleitet wird, tritt jetzt noch ein unechter Gewölbeschub durch die drei Seilstränge.

Dieser durch die Seilstränge erzeugte Horizontalschub ist von dem Scheitel nach den Kämpfern abgestuft und damit den Betonquerschnitten, die am Scheitel am kleinsten und am Kämpfer am größten sind, angepaßt. Im Scheitel wird nur der Seilstrang Z_1 , am Kämpfer dagegen werden alle drei Stränge wirksam.

An der Übertragung der Verkehrslast beteiligen sich die Seile fast nicht, wohl aber entsteht durch die schrägen Pendel an den Widerlagern ein gewisser echter Horizontalschub, der aber so gering ist, daß bei weitem der größte Teil der Verkehrslast durch den eingespannten Balken nach den Widerlagern übertragen werden muß. Dazu ist aber der vorgespannte Balken in der Lage; denn die Druckspannungen sind infolge der echten und unechten Horizontalschübe so groß, daß durch die Biegemomente aus Verkehr keine Zugspannungen ausgelöst werden können.

Dieses neue Brückensystem weist demnach nachstehende Vorteile auf:

1. Es lassen sich damit eingespannte Bogen mit großer Spannweite mit einem Pfeilverhältnis $\frac{f}{l} < \frac{1}{20}$, für das noch nicht einmal Dreigelenkbogen in Frage kommen könnten, ausführen.
2. In diesem Tragwerk treten auch bei Verkehr keine Betonzugspannungen auf.
3. Die echten auf die Widerlager wirkenden Schübe können so gewählt werden, daß die Reibungszahl zwischen dem Fundament und der Bodenscheibe auch bei Kies- und Sandboden in den zulässigen Grenzen bleibt.
4. Die Lage der Resultierenden des Fundamentes ist durch Verkehrslasten, durch die Temperatur- und Schwindwirkungen kaum beeinflußt, sie bleibt immer annähernd in der Fundamentmitte. Als Folge dieser annähernd mittigen Fundamentpressungen können die Widerlager klein gehalten werden.

Stahlbau.

Von

Dr.-Ing. Prof. FERD. SCHLEICHER,
Berlin.

Einleitung.

Stahlbau. Die stählernen Bauwerke im Brückenbau, ingenieurmäßigen Hochbau und Industriebau, Laufbahnen und Gerüste von Kranen, Stahlwasserbau, Maste, Türme, Behälter und ähnliches mehr. In allen diesen Anwendungsgebieten des Stahlbaus ist gewalzter Flußstahl der hauptsächlichste Werkstoff, wobei die einzelnen Teile miteinander durch Schweißnähte, Nietung, Schrauben u. dgl. verbunden werden. Enge Beziehungen sind vorhanden zwischen Stahlbau und Schiffbau, Wagenbau u. a. m. In gemeinsamer Arbeit des Bauingenieurs mit Maschinenbauer und Elektrotechniker entstehen: Bewegliche Brücken, Wehrverschlüsse, Laufkrane, Abraumförderbrücken, Gasbehälter u. a. m.

Geschichtliches. „Die Geschichte des Eisenbaus ist bis in die neueste Zeit die Geschichte der eisernen Brücken“ (GRÜNING).

Die Tragglieder der ersten eisernen Brücken sind aus *Guß Eisen*, mit schmiedeeisernen Verbindungsmitteln. Erste eiserne Straßenbrücke 1779 in England (über den Severn bei Coalbrookdale), 1796 die erste eiserne Brücke Deutschlands (über das Striegauer Wasser bei Laasan, Schlesien).

Es folgt die Zeit des *Schweiß Eisens*, dem Baustoff der meisten eisernen Brücken und Hochbauten bis etwa 1895. Unzählige Bauwerke aus Schweiß Eisen sind noch im Betrieb und werden noch lange ihren Dienst tun. Bei Umbauten und Verstärkungen solcher älteren Bauwerke sind die besonderen Eigenschaften des Schweiß Eisens zu berücksichtigen.

Etwa seit 1895 herrscht der Baustoff Flußeisen, nach heutigem Sprachgebrauch als *Flußstahl* bezeichnet. Zu dem normalen Baustahl traten in neuerer Zeit die sog. *hochwertigen Baustähle*, 1923 der bereits wieder verlassene Hochbaustahl St 48 und 1925 der Siliziumbaustahl St Si, der zum Baustahl St 52 weiter entwickelt wurde.

Zur Geschichte des Stahlbrückenbaus vgl. man G. C. MEHRTENS: Eisenbrückenbau, 3 Bde., Leipzig 1908, 1920 und 1923, für die neueste Entwicklung auch G. SCHAPER: Grundlagen des Stahlbaues, 6. Aufl. Berlin 1933.

Der Stahlbau ist seit etwa 1925 wieder in voller Weiterentwicklung begriffen. Neue Werkstoffe (St 52), die Einführung der Schweißtechnik, die Versuchsforschung über die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Verbindungen, sowie anderes mehr brachten zusammen mit neuen großen Bauaufgaben eine starke Weiterentwicklung der Stahlbauweise. Berechnung und Gestaltung erfuhren große Verbesserungen.

Wegen der vielen Neuerungen erschien es zweckmäßig, das Schwergewicht der Ausführungen auf die Behandlung gewisser *Grundlagen* zu verschieben. Das klassische Gebiet des *Stahlbrückenbaues* wurde ziemlich ausführlich dargestellt, bei den anderen Teilgebieten des praktischen Stahlbaues mußten allerdings wegen des begrenzten Raumes starke Beschränkungen in Kauf genommen werden. Vor allem mit Rücksicht auf den Anfänger erschien dies jedoch als der kleinere Nachteile.

Auf dem Gebiete des Stahlbaues sind zahlreiche und teilweise sehr eingehende behördliche Bestimmungen und DIN-Normblätter zu beachten, deren Inhalt laufend geändert bzw. weiterentwickelt wird. Für die praktische Arbeit muß davon unbedingt jeweils die neueste und vollständige Ausgabe benutzt werden, mit Auszügen ist nur wenig geholfen. Es erschien daher besser, von der Aufnahme dieser Vorschriften abzusehen. Man entnehme sie z. B. aus der regelmäßig ergänzten Loseblattsammlung GORTSCH-HASENJÄGER: Technische Baubestimmungen für das Deutsche Reich. Der wesentliche Inhalt der Bestimmungen usw. ist im Text natürlich sinngemäß berücksichtigt worden und Einzelhinweise auf die einschlägigen Bestimmungen sind an vielen Stellen gegeben. Es wurde auch grundsätzlich davon abgesehen, Profiltabellen und ähnliche Hilfsmittel aufzunehmen, die z. B. im *Taschenbuch Stahl im Hochbau* oder im *Stahlbaukalender* in größter Vielseitigkeit leicht zugänglich sind. Es wurde so Raum gewonnen, einige Themen wesentlich ausführlicher zu behandeln als sonst im Rahmen des Taschenbuches möglich gewesen wäre.

I. Grundlagen.

A. Werkstoffe.

Baustahl. Hauptbaustoff der Tragwerke deutscher Stahlbauten sind gewalzte Profile aus *Baustahl*, insbesondere in der Güte St 37 und St 52. Über deren Herstellung¹ und Eigenschaften² vgl. den Abschnitt *Baustoffe*, S. 406. Zu den Walzwerkerzeugnissen treten noch Gußeisen (nur für kleine Lager und untergeordnete Bauglieder), ferner Stahlguß und Schmiedestahl.

Für kleinere Brücken und Ingenieurbauwerke wird hauptsächlich Flußstahl St 37 verwendet. In gewissen Fällen, z. B. im Hochbau oder für Kranerüste und Kranbahnen kommen Handelsbaustahl und St 00 in Betracht, deren Eigenschaften im wesentlichen mit denen von St 37 übereinstimmen, bei denen jedoch die für diesen vorgeschriebenen strengen Abnahmeprobe teilweise entfallen. Die zulässigen Spannungen sind daher für St 00 etwas niedriger festgesetzt worden als bei St 37 und Handelsbaustahl. Für deutsche Stahlbrücken kommt heute praktisch ausschließlich Walzmaterial in Güte St 37 und St 52 in Frage, die bei der Abnahme im Lieferwerk zahlreichen Kontrollproben unterworfen werden.

Walzmaterial für geschweißte Stahlbauten ist hinsichtlich seiner *Schweißbarkeit* besonders zu prüfen, worüber Sondervorschriften erlassen sind. Einzelheiten über die Verwendungsmöglichkeiten, die geforderten Werkstoffeigenschaften und die sonstigen Anforderungen an die einzelnen Stahlsorten sind der jeweils neuesten Ausgabe der einschlägigen Vorschriften zu entnehmen, die von Zeit zu Zeit den Bedürfnissen und den Fortschritten der Stahlbauweise angepaßt werden. Eine Übersicht über den jeweiligen Stand der Vorschriften für Baustähle bietet der Stahlbau-Kalender, 8. Jg., Berlin 1942; ausführliche Angaben über Werkstoffe findet man auch im Taschenbuch: Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940.

Bei schweren und großen Tragwerken ist es oft schwierig, die großen Kräfte auf einwandfreie Weise aufzunehmen. Daher die Entwicklung von Stahlsorten mit höherer Festigkeit σ_B und höherer Fließgrenze σ_F , so daß für gleich große Kräfte nur kleinere Stabquerschnitte notwendig sind. Man vgl. hierzu F. BOHNY: „Der hochwertige Stahl im Eisenbau“ auf S. 135 des Berichtes über die Internat. Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien 1929.

Von den Zwischenstufen dieser Entwicklung sind, weil in vielen Brücken eingebaut, zu nennen:

Nickelstahl (mit etwa 1,0 bis zu 3,5 % Ni) kommt als zu teuer für neue Brücken kaum mehr in Betracht. Die Eigenschaften der seit etwa 1900 im Brückenbau verwendeten Nickelstähle entsprechen ungefähr denen von St 52. Größtes deutsches Bauwerk aus Nickelstahl (mit etwa 1,1 % Ni, 0,5 % Cr und 0,3 % C) ist die 1915 fertiggestellte Hängebrücke über den Rhein in Köln-Deutz (184 m Stützweite). In großem Umfange wurde Nickelstahl bei amerikanischen Brücken verwendet, z. B. in der Gerberbrücke über den St. Lorenzstrom bei Quebec (549 m Stützweite) sowie bis in die jüngste Zeit bei mehreren der größten Hängebrücken, bei denen besonderer Wert darauf gelegt werden mußte, das Eigengewicht des Tragwerks niedrig zu halten.

Hochgekohlte Baustähle, das sind Kohlenstoffstähle mit 0,3 bis 0,35 % C, gegenüber etwa 0,12 % C bei normalem Flußstahl St 37, fanden ebenfalls seit etwa 1900 Anwendung. Sie erreichen Mindestfestigkeiten von 4,4 bis 5,5 t/cm². Deutsche Anwendungen unter anderen bei Brücken über den Nordostseekanal, in USA. z. B. für die 298 m weiten Fachwerkbogen der 1917 fertiggestellten Hellgate-Brücke in New York.

Für die weitere Entwicklung der hochwertigen Baustähle war das Vorgehen der Deutschen Reichsbahn bahnbrechend.

St 48, ein hochgekohlter Flußstahl, wurde von 1923 ab bei der Deutschen Reichsbahn eingeführt. Die zulässige Spannung von St 48 war 1,3mal so groß

¹ Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens, 14. Aufl. Düsseldorf 1937.

² DAEVES, K: Werkstoff-Handbuch Stahl und Eisen, 2. Aufl. Dusseldorf 1937.

wie für St 37, was bereits einen großen Fortschritt darstellte. Heute ist St 48 zugunsten von St 52 verlassen, der die bei St 48 noch vorhandenen Schwierigkeiten der Herstellung und Bearbeitung vermeidet und vor allem eine weitere Erhöhung der Festigkeitszahlen brachte.

St Si und St 52. Eine stürmische Weiterentwicklung führte 1925 zum *Siliziumstahl St Si* (der im Gegensatz zu dem älteren amerikanischen Siliziumstahl etwa 0,8 bis 1,2% Si und nur 0,08 bis 0,18% C enthielt) und 1929 zum *hochwertigen Bau-stahl St 52*, der sich rasch durchsetzte und im ganzen voll bewährte. St 52 enthält weniger Si als der St Si, dagegen verschiedene besondere Legierungszusätze. Flußstahl St 52 wurde in zahlreichen Sorten von sehr verschiedener Zusammensetzung hergestellt. Aus den vielen früher auf dem Markte befindlichen Sorten St 52 scheinen sich aber nunmehr einige wenige je nach den geforderten Eigenschaften und dem Verwendungszweck auszuwählende Typen hervorzuheben, mit denen alle Wünsche zu erfüllen sind. Vgl. auch IV, A 3, S. 1614.

St 52 bietet gegenüber St 37 den Vorteil einer um die *Hälfte* höheren Fließgrenze und Festigkeit, so daß er entsprechend höher belastet werden kann. Da er nur einen verhältnismäßig geringen Mehrpreis bedingt, gestattet er nicht nur, mit viel kleinerer Querschnittsfläche der tragenden Teile auszukommen, sondern er bringt bei erheblicher Verminderung des Eigengewichtes der Tragwerke zugleich Ersparnisse an Stahlgewicht und Kosten. Durch den St 52 sind erst viele Bauten möglich gemacht worden, die ohne ihn nicht auf gleich elegante und wirtschaftliche Weise auszuführen waren. Der Flußstahl St 52 ist wohl der wichtigste Fortschritt, den die neuere Geschichte des Stahlbaus zu verzeichnen hat. St 52 leitete, zusammen mit der Einführung der Schweißtechnik in den Stahlbau, nach mancher Richtung eine ganz neue Entwicklung ein.

Leichtmetalle finden auch im Bauwesen seit etwa 1930 ein immer umfangreicheres Anwendungsgebiet. Die Festigkeitszahlen der heute für Tragwerke noch allein in Betracht kommenden *Aluminiumlegierungen* erreichen etwa die für Flußstahl St 37 bekannten Werte. Für Bauwerke, bei denen kleines Eigengewicht notwendig ist, können Aluminiumlegierungen trotz ihres derzeit noch hohen Preises sogar wirtschaftliche Vorteile bieten, beträgt ihr Raumgewicht doch nur etwa $\frac{1}{3}$ des Wertes für Stahl.

Bauwerke aus Leichtmetallen werden im wesentlichen nach den gleichen Grundsätzen gestaltet wie Stahlbauten. Dabei ist selbstverständlich entsprechend auf die abweichenden Eigenschaften des Werkstoffes Rücksicht zu nehmen, insbesondere gilt dies für die Verarbeitung in der Werkstatt. Über die Eigenschaften der Leichtmetalle usw. vgl. Abschnitt *Baustoffe*, S. 430.

Wohl die erste große Anwendung von Leichtmetall im Brückenbau erfolgte beim Umbau der Straßenbrücke über den Monongahela-Fluß in Pittsburgh, Pa., wo man eine Fahrbahntafel und einen Fahrbahnrost aus einer hochwertigen Aluminiumlegierung (von $\sigma_B = 4,2 \text{ t/cm}^2$ und $\sigma_F = 3,5 \text{ t/cm}^2$, bei 12% Bruchdehnung) einbaute. Wegen des viel geringeren Eigengewichtes der neuen Fahrbahnkonstruktion konnte das alte Haupttragwerk der Brücke weiter benutzt werden³. Vgl. auch VI, C 3 h, S. 1708.

Auch für den Umbau der alten Brooklyn-Brücke über den Eastriver in New York wurde die Verwendung von Aluminiumlegierungen vorgeschlagen. Die Hängebrücke sollte danach⁴ eine neue Fahrbahnkonstruktion und einen neuen Versteifungsbalken aus der bei der Pittsburger Brücke verwendeten Aluminiumlegierung erhalten, im Kabel und in den Türmen aber unverändert bleiben.

Die vielseitige Anwendung von Leichtmetallen auf den Nachbargebieten des Stahlbaus, z. B. im Kranbau, bei Flugzeugen und Luftschiffen ist bekannt. Mit einem weiteren Vordringen der Leichtmetalle im Bauwesen auch für Tragwerke ist zu rechnen, unbeschadet der Bestrebungen des sog. *Leichtbaus*, d. h. der Ausführung von Tragwerken mit einem möglichst geringen Aufwand von Werkstoff.

³ Vgl. J. HOPPE: Bauingenieur 15 (1934) S. 476.

⁴Vgl. F. SCHLEICHER: Bauingenieur 16 (1935) S. 357.

B. Walzwerkserzeugnisse.

Walzwerkserzeugnisse bilden das hauptsächlichste Ausgangsmaterial des Stahlbaus. Die für den Stahlbau wichtigsten genormten Walzprofile sind nachstehend aufgeführt.

1. Formstahl.

I-Stahl (Abb. 1 a), $h = 8$ bis 60 cm hoch. Außer den sog. Normalprofilen stehen an ebenfalls genormten Profilen noch zur Verfügung der Fachwerkbau-I-Stahl (**IF 14**) sowie drei Wagenbau-I-Stähle (**IW**).

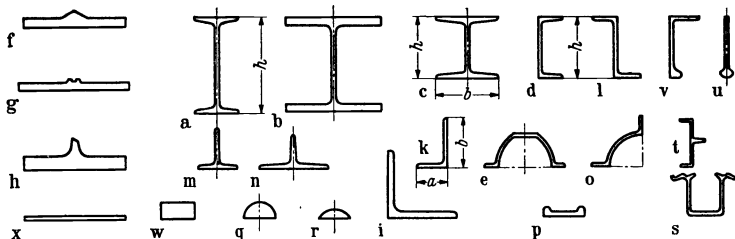


Abb. 1.

IP-Stahl, breit- und parallelflanschig (Abb. 1 b), $h = 10$ bis 100 cm.

I-Stahl, breitflanschig, mit 9% Neigung der inneren Flanschenflächen (Abb. 1 c), $h = b = 10$ bis 18 cm. Werden auch mit verstärktem Steg gewalzt, z. B. **I 10 · 10 V**.

L-Stahl (Abb. 1 d), $h = 8$ bis 40 cm. Außerdem wird eine Reihe von Schiffbau-L-Eisen (**LS**) mit besonders starkem Steg und Flansch gewalzt. Weitere L-förmige Sonderprofile für den Wagenbau (**LW**), Fachwerkbau (**LF**) und Stellschrankbau (**LS**).

Weitere I- und L-Profile für den Stahlskelettbau nach DIN 1031, ferner I- und Pokalprofile für den Grubenausbau.

U-Stahl (Belagstahl) (Abb. 1 e) mit 43 bis 110 mm Höhe.

Neben die gewalzten Formstähle treten in immer stärkerem Maße *Leichtträger*, die auf kaltem Wege aus warmgewalztem Bandstahl gebogen (gebördelt oder umgekantet) werden. Auch die sog. gebördelten Bleche seien hier erwähnt.

2. Sonder-Walzprofile für geschweißte Bauteile.

T-Stahl, aus den verschiedenen I- und IP-Profilen erzeugt durch Teilung in Stegmitte oder Flanschnähe.

Wulstflachstahl (System Dörnen) (Abb. 1 f).

Nasenprofile (Dortmund-Hoerder Hüttenverein) (Abb. 1 g).

Krupp St-Profile (Abb. 1 h).

3. Stabstahl.

L-Stahl, gleichschenkelig (Abb. 1 i) mit $a = b = 15$ bis 200 mm Schenkellänge. In neuester Zeit werden außer den genormten Abmessungen auch Winkel von 250 mm Schenkelbreite gewalzt, solche von 300 mm sind geplant.

L-Stahl, ungleichschenkelig (Abb. 1 k), mit verschiedenen Verhältnissen der Schenkelbreiten a/b . Als Beispiele für Winkel mit $a = 75$ mm Breite des kürzeren Schenkels seien genannt **L 75 · 75 · 7**, **L 75 · 90 · 7**, **L 75 · 100 · 7**, **L 75 · 130 · 8**, **L 75 · 150 · 9**, **L 75 · 170 · 10**.

Bemerkung. Die für den Stahlbau in Betracht kommenden L-Stähle besitzen Abrundungen gemäß Abb. 1 i. Es werden jedoch auch scharfkantige L-Stähle gewalzt, mit $b = 10$ bis 60 mm Schenkellänge.

L-Eisen (Abb. 1 l), $h = 3$ bis 20 cm, dazu Sonderprofil für den Wagenbau **LW7**.

I-Stahl. Hochsteiger I-Stahl mit $b:h = 1:1$ (Abb. 1m) und $h = 1,5$ bis 16 cm Höhe. Breitfußiger I-Stahl mit $b:h = 2:1$ (Abb. 1n) und $b = 6$ bis 20 cm breit, dazu Sonderprofile für Wagenbau (IW) und Schiffbau (IS).

Zum Stabstahl werden auch alle I- und L-Profile von weniger als 80 mm Höhe gezählt, die in größerer Auswahl zur Verfügung stehen, allerdings zum Teil nicht mehr in das „vereinfachte Walzprogramm“ aufgenommen sind.

Stabstahl wird noch mit vielen anderen Querschnittsformen gewalzt: Quadratisch, kreisförmig (Rundstahl) und sechseckig (Sechskantstahl), ferner Quadrantstahl (Abb. 1o), Hespenstahl (Abb. 1p), Halbrundstahl (Abb. 1q und 1r), Sprosseneisen (Abb. 1s), Anschlagseisen (Abb. 1t) und viele andere, vgl. Sonderlisten der Verkaufsvereinigungen.

Gelegentlich werden im Stahlbau auch Profile verwandt, die hauptsächlich im Schiffbau gebraucht werden: Flach-Wulststahl \downarrow (Abb. 1u) mit 130 bis 300 mm Höhe, Winkel-Wulststahl \downarrow (Abb. 1v), begrenzt durch die Abmessungen $\downarrow 115 \cdot 65 \cdot 7$ und $\downarrow 380 \cdot 100 \cdot 18$.

Ausführliche Tabellen über die Abmessungen und die statischen Werte der Querschnitte von Formstahl und Stabstahl, vgl. Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, den Stahlbau-Kalender 8 (1942) oder die einschlägigen DIN-Normblätter.

Außer den deutschen Normalprofilen werden gelegentlich auch andere Querschnittsformen verwendet, deren Walzen bei den Lieferwerken eingeschnitten vorhanden sind. So z. B. die sog. alten I-Profile mit ungeraden Profilvernummern, die zur Vereinfachung des Walzprogrammes entfallen sind, oder ausländische Profile, insbesondere in den englischen Abmessungen. Derartige Profile können zwar in Sonderfällen Vorteile bieten, vorherige Kuckfrage beim Walzwerk ist vor Verwendung zur Sicherstellung der Lieferbarkeit erforderlich. Bei normalen Stahlbauten sollte man sich jedoch unbedingt auf die Querschnitte des deutschen Normalprofilbuches beschränken.

Eine Übersicht über die wichtigsten *Sonderprofile* für den Stahlskelettbau, Leichtprofile, Ankerschienen, Stahluren, Stahlfenster, Geländer und Glasdächer sowie für architektonische Zwecke findet man in dem Heft: Spezialprofile im Bauwesen, Reihe Stahl überall 3 (1930) Nr 3. Man vergleiche auch die Sonderlisten der Verkaufsvereinigungen und Hersteller.

Die Zahl der von deutschen Walzwerken hergestellten Profile ist auch nach der Vereinfachung der Walzprogramme noch unwirtschaftlich groß. Allein vom Stabeisenverband werden noch etwa 1500 (gegen früher 7500) Profile gehandelt. Die Gesamtzahl der gewalzten Profile wurde im Jahre 1939 (Dtsch. Bergwerksztg. 1939 Nr. 145, S. 53) unter Einrechnung der zahlreichen nur von einzelnen Walzwerken hergestellten Sonderprofile auf fast 100000 geschätzt.

4. Rechteckstahl.

Flachstahl mit $b = 8$ bis 150 mm Breite, $t = 3$ bis 100 mm Dicke (Abb. 1w). Flachstahl wird auf eingeschnittenen Walzen hergestellt und ist daher nur in abgestuften Abmessungen erhältlich. Die Kanten sind leicht abgerundet.

Breitflachstahl (Universaleisen) mit Breiten von 151 bis 1000 mm und $t \geq 3$ mm, wird auf verstellbaren Universalwalzwerken hergestellt, so daß jede beliebige Querschnittsabmessung erhältlich ist (Abb. 1x).

Bandstahl, warm gewalzt, ist 9,5 bis 500 mm breit und $t = 0,75$ bis 8 mm dick lieferbar, Breitbandstahl bis 1250 mm Breite. Kaltgewalzter Bandstahl kommt für den Stahlbau nur in Sonderfällen in Betracht.

5. Bleche.

a) Ebene Bleche.

Grobbleche mit $t \geq 4,76$ mm Dicke. Die Blechwalzwerke sind von sehr großer Leistungsfähigkeit. Die größte Blechlänge ist abhängig von Blechbreite und Dicke t . Grobbleche werden z. B. nach den besonderen Walzlisten für Stahlbleche von Thyssen, Mülheim (Ruhr) bis zu einem Stückgewicht von 27 t gewalzt. Danach sind für $t = 20$ mm Bleche von $2 \cdot 25$, $3 \cdot 18$ oder $4 \cdot 12$ m² Größe lieferbar.

Mittelbleche mit $3 \leq t < 4,76$ mm.

Feinbleche dünner als 3,0 mm.

Außer den normalen Blechen mit glatter Oberfläche werden auch *Bleche mit nicht ebener Oberfläche* geliefert:

Riffelbleche mit waffelförmigen Rippen.

Warzenbleche mit einzelnen runden Erhöhungen.

Raupenbleche mit länglichen Erhöhungen.

Waffelbleche. Das waffelförmige Muster wird bei Blechdicken bis 5 mm vertieft eingepreßt.

b) Gewölbte Bleche.

Buckelbleche (Abb. 2a) sind nach beiden Richtungen gewölbt, Stich meist $f = \frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{16} l$, werden im warmen Zustand in ihre Form gepreßt. Grundrißform beliebig. Die Auflagerung erfolgt überall auf der gleichen Höhe.

Tonnenbleche (Abb. 2b). Der mittlere Teil ist eine Zylinderfläche meist von $f = \frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{16} l$ Stich. Tonnenbleche werden an den Enden meist wie Buckelbleche geformt, so daß ebenfalls eine ebene Randauflagerung entsteht. Die einzelnen Teile werden durch Schweißung oder Nietung zusammengesetzt.

Buckel- und Tonnenbleche erhalten gegebenenfalls zur Entwässerung an der tiefsten Stelle ein gestanztes oder gebördeltes Loch. Ihre Stützweite beträgt i. d. R. bis etwa 2 m. Größere Abmessungen sind nach Vereinbarung mit dem Lieferwerk möglich, Blechdicken 4 bis 10 mm. Buckelbleche für Leichtfahrbahnen von Straßenbrücken wurden in neuester Zeit bis etwa $4 \cdot 7$ m Größe ausgeführt, bei nur $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{30}$ Stich.

Wellbleche verschiedener Form: Flachwellblech (Abbildung 3a), Trägerwellblech (Abb. 3b).

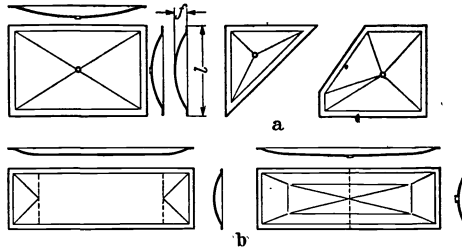


Abb. 2.

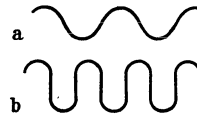


Abb. 3.

6. Sonstige Werkstoffe.

Stahlformguß. Bauteile von verwickelter Gestalt, z. B. Brückenlager, erhalten ihre endgültige Form durch Gießen in Formen. Die Eigenschaften von Stahlguß Stg 52 · 81 S entsprechen etwa denen von St 52 (mind. $5,2 \text{ t/cm}^2$ Zugfestigkeit, σ_F mind. $2,5 \text{ t/cm}^2$).

Geschmiedeter Stahl St C 35 · 61 wird für Auflagerrollen, Gelenke und andere örtlich hochbelastete Bauteile verwendet. $\sigma_B = 5,0$ bis $6,0$ und σ_F mind. $2,8 \text{ t/cm}^2$.

Gußeisen für Auflager Ge 14 · 91 mit mind. $1,4 \text{ t/cm}^2$ Zugfestigkeit und mind. $2,8 \text{ t/cm}^2$ Biegefestigkeit. Gußeisen tritt im ganzen Stahlbau für tragende Teile immer mehr zurück. Bei der Verwendung von Gußeisen ist darauf zu achten, daß der hohen Druckfestigkeit nur eine verhältnismäßig kleine Zugfestigkeit gegenübersteht.

C. Anstrengung, Sicherheit und zulässige Spannungen.

I. Elastische Eigenschaften.

Der Spannungszustand und die Formänderungen in einem Stahltragwerk können für jeden Belastungsfall in ausreichender Annäherung nach den Regeln der Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie berechnet werden, sobald die elastischen Eigenschaften des Baustoffes bekannt sind. In manchen Fällen wird es auch möglich sein, diese aus Messungen der zugehörigen Formänderungen und Dehnungen zu entnehmen.

Die elastischen Eigenschaften von Baustahl werden durch den Zugversuch¹ festgestellt. Man vgl. darüber die Abschnitte *Festigkeitslehre*, S. 150 und *Baustoffe*, S. 413. Die *Proportionalitätsgrenze* σ_P und die *Elastizitätsgrenze* σ_E können danach für einen bestimmten Werkstoff nicht als unveränderliche, eindeutige Größen betrachtet werden. Die Größe von σ_P und σ_E ist vielmehr in gewissen Grenzen von der Meßgenauigkeit abhängig.

¹ SACHS, G. u. G. FIEK: Der Zugversuch. Leipzig 1926.

Die *Proportionalitätsgrenze* σ_P ist die Spannung, bis zu der zwischen Spannung und gesamt Formänderung Proportionalität besteht. Sie wird zwar in der Werkstoffprüfung nicht mehr angewendet und in den Abnahmevorschriften für deutschen Baustahl ist demgemäß kein Mindestwert für σ_P vorgeschrieben. Der Begriff σ_P ist jedoch für statische Betrachtungen usw. nicht entbehrlich. Für die Berechnungen des Stahlbaus kann σ_P nach Versuchen bei St 37 zu 1,8 bis 2,2 t/cm² angenommen werden, bei St 52 zu 2,5 bis 3,8 t/cm². Niedrigere Werte σ_P kommen gelegentlich vor.

Da Baustahl dem Hookeschen Gerade-Linien-Gesetz bis zu ziemlich hohen Spannungen in guter Annäherung genügt, besteht in der Regel gute Übereinstimmung zwischen den (selbstverständlich mit genügend genau zutreffenden Annahmen) theoretisch ermittelten Werten und den tatsächlich vorhandenen Spannungen und Formänderungen. Die durch Niete und andere Verbindungsmittel bedingten Spannungsspitzen bleiben dabei im allgemeinen ohne nennenswerten Einfluß auf die Formänderungen des Tragwerks.

Die Formänderungen von Baustahl sind, solange die *Elastizitätsgrenze* σ_E nicht erreicht wird, praktisch elastisch und gehen daher mit der Entlastung wieder zurück. Die Höhe der Elastizitätsgrenze σ_E ist jedoch, wie bereits erwähnt, von der Genauigkeit abhängig, mit der die bleibenden Formänderungen gemessen werden. Nach DIN 1602 (Werkstoffprüfung: Begriffe) gelten als Elastizitätsgrenze die Spannungen, bei denen die bleibende Dehnung je nach Vereinbarung 0,003 bis 0,01% der Meßlänge beträgt. Die zugrundeliegende Grenze ist jeweils anzugeben, z. B. $\sigma_{0,003}$ oder $\sigma_{0,01}$.

Für die meisten Überlegungen des Stahlbaus ist es ausreichend, wenn man σ_E und σ_P in erster Annäherung zusammenlegt. W. GEHLER² schlägt vor, diese Spannungsgrenze so zu wählen, daß die zugehörige bleibende Dehnung 0,0033% der Meßlänge erreicht. Bei Baustahl sind die bleibenden Formänderungen in dem praktisch wichtigen Bereich jedenfalls in der Regel klein und die Abweichungen vom Hookeschen Gesetz geringfügig.

Erst mit der Annäherung an die *Fließgrenze* σ_F (für Zugspannungen auch *Streckgrenze*, für Druckspannungen *Quetschgrenze* genannt) treten erhebliche bleibende Formänderungen auf. An der Fließgrenze σ_F ergeben sich schnell zunehmende Formänderungen bei gleichbleibender oder gar etwas zurückgehender Spannung. Die Fließgrenze von Baustahl ist meist deutlich ausgeprägt. Soweit das nicht der Fall ist, wird sie nach DIN 1602 gemäß $\sigma_F = \sigma_{0,2}$ durch eine bleibende Dehnung von 0,2% der Meßlänge bestimmt (*Dehngrenze*). Die Fließgrenze stellt (im Gegensatz zur Proportionalitäts- und Elastizitätsgrenze) im wesentlichen eine feste Größe dar.

Die derzeit gültigen Werkstoffnormen verlangen für Flußstahl St 37 usw. keinen Mindestwert der Fließgrenze. Nach Versuchen ist für St 37 im Mittel $\sigma_F = 2,4$ bis 2,8 t/cm², für St 52 fordern die Lieferbedingungen der deutschen Reichsbahn $\sigma_F \geq 3,6$ bzw. 3,4 t/cm². Vgl. Abschnitt *Baustoffe*, Tabelle 6, S. 408.

Die Dehnung von Baustahl an der Fließgrenze erreicht 2% der Länge und mehr. Bis an die Fließgrenze belastete Bauwerke werden daher in vielen Fällen allein durch die zugehörigen großen, überwiegend bleibenden Formänderungen unbrauchbar, auch dann, wenn unter ruhender Belastung noch lange kein Zusammenbruch zu fñhren wäre. So würde z. B. eine Brücke bei übermäßig großer Durchbiegung für schnellfahrende Lasten gefährlich. In anderen Fällen, z. B. bei einem durch Druckkräfte belasteten Stab, wachsen die zusätzlichen Biegungsspannungen schnell mit den Formänderungen an, so daß mit dem Erreichen der Fließgrenze die Gefahr des Zusammenbruchs bestehen kann.

2. Sicherheit bei ruhender Belastung.

Von *statischer* oder *ruhender Beanspruchung* spricht man, wenn die Belastung so langsam aufgebracht wird, daß nennenswerte Schwingungen des Tragwerkes

² GEHLER, W.: Sicherheitsgrad und Beanspruchung. Bericht über die II. Internat. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien 1929, S. 221.

und Erschütterungen vermieden werden. Die Spannungen wachsen dann langsam bis zu ihrem Höchstwert an, der hinsichtlich seiner Sicherheit beurteilt werden soll. Die ruhende Belastung wird dabei stillschweigend als einmalig vorausgesetzt. Bei veränderlicher oder beliebig oft wiederholter Be- und Entlastung gelten andere Zusammenhänge wie bei ruhender Beanspruchung. Man vgl. *E*, wechselnde Beanspruchung, insbesondere *E* 3, S. 1550, Dauerfestigkeit und Lebensdauer.

Vergleicht man die in einem Stahltragwerk vorhandenen Normalspannungen σ , wie es früher üblich war, nur mit der Zugfestigkeit σ_B des Baustoffes, so hat man in der sog. „Bruchsicherheit“ $\nu_B = \sigma_B/\sigma$ kein brauchbares Maß für die vorstehend erwähnten Gefahren. Es kann nicht erwartet werden, daß die Erschöpfung der Tragfähigkeit erst eintritt, wenn alle Lasten und (unter gewissen Voraussetzungen) auch die Spannungen auf die ν_B -fache Größe angewachsen sind. Aus diesen und anderen Gründen wird die Höhe der Beanspruchung durch bestimmte Spannungen im Stahlbau heute i. d. R. mit der Fließgrenze σ_F verglichen. Größere bleibende Formänderungen und die damit verbundenen Nachteile sollen dabei durch einen genügenden Abstand der auftretenden Spannungen von der Fließgrenze ausgeschlossen werden.

Liegt ein einfacher, sog. einachsiger Spannungszustand σ vor, wie es z. B. in den Stäben eines idealen Fachwerkes der Fall ist, so ist die *Sicherheit gegen Fließen* gleich $\nu_F = \sigma_F/\sigma$, d. h. Belastung und Spannung können bis auf das ν_F -fache vergrößert werden, bevor Fließerscheinungen bzw. wesentliche bleibende Dehnungen eintreten.

Für die meisten Stahlbauten aus St 37 darf die größte Zug- oder Biegespannung, die bei Belastung durch die sog. Hauptkräfte auftritt, nach den einschlägigen Vorschriften höchstens den Wert $\sigma'_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ erreichen. Die Fließgrenze von gewöhnlichem Flußbaustahl beträgt in der Regel mindestens $\sigma_F = 2,4 \text{ t/cm}^2$. Die zugehörige theoretische Sicherheit gegen Fließen ist dann $\nu'_F = 2,4/1,4 = 1,71$. Bei Belastung des Stahltragwerks durch alle in Frage kommenden Kräfte (Haupt- und Zusatzkräfte) darf die Spannung den Wert $\sigma'_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$ nicht überschreiten, was $\nu''_F = 2,4/1,6 = 1,5$ entspricht.

Die Sicherheitszahl ν_F wird im Einzelfall um so kleiner sein können, je zuverlässiger alle in Betracht kommenden Belastungen zu erfassen sind und je genauer und zutreffender es gelingt, die tatsächlichen Spannungsverhältnisse, wenigstens an den am höchsten beanspruchten Stellen, durch die Festigkeitsberechnung darzustellen. Die Sicherheit $\nu_F > 1$ muß jedenfalls groß genug sein, um die unvermeidlichen Unsicherheiten aller Rechnungsannahmen, die Streuung in den Baustoffeigenschaften usw. auszugleichen.

3. Fließbedingung bei ruhender Belastung.

Es erhebt sich die Frage, welche verschiedenen Spannungszustände hinsichtlich der Fließgefahr untereinander gleichwertig sind. Man vgl. auch Abschnitt *Festigkeitslehre* S. 155. Die *Fließbedingung* verknüpft die Spannungskomponenten, deren gleichzeitige Wirkung den Baustoff zum Fließen bringt^{3, 4, 5}.

a) *Fließbedingung nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit*. Diese ist nach unserem derzeitigen Wissen für Baustahl und andere dehnbare Metalle gut brauchbar. Danach kann die *Vergleichsspannung*

$$\sigma_V = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 \} + 3 \{ \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \}} \quad (1)$$

als Maß für die Höhe der Beanspruchung oder der Anstrengung durch den allgemeinen Spannungszustand mit den Komponenten $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ benutzt

³ SCHLEICHER, F.: Über die Sicherheit gegen Überschreiten der Fließgrenze bei statischer Beanspruchung. *Baugenieur* 9 (1928) S. 253.

⁴ ROß, M. u. A. EICHINGER: Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr, III, Metalle. *Disk.-Ber. Nr. 34 Eidgen. Mat. Prof. Anst. Zürich* 1929.

⁵ LÖDE, W.: Der Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Fließen der Metalle. *Forsch. Arb. Ing.-Wes.* Heft 303. Berlin 1928.

werden, und die Anstrengung durch zwei verschiedene Spannungszustände ist dann gleich hoch, wenn die Vergleichsspannungen σ_V gleich groß sind. Die Sicherheit gegen Fließen ist $\tau_F = \sigma_F / \sigma_V$. Fließen tritt ein, wenn $\sigma_V = \sigma_F$ ist (*Fließbedingung*). Näheres darüber und Vergleich mit Versuchsergebnissen s SCHLEICHER³.

Wie ROß und EICHINGER⁴ gezeigt haben, erhält man diese Fließbedingung auch mittels einer Verbesserung und Verallgemeinerung der MOHRschen Hypothese der größten Schubspannung, wobei die nur von den Hauptschubspannungen τ_{12} , τ_{23} , τ_{31} abhängige sog. *resultierende Verschiebung* das Maß für die Anstrengung des Elementes darstellt. Der Wert der zugehörigen Vergleichsspannung

$$\sigma_V = \sqrt{2 (\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2)} \tag{2}$$

stimmt mit Gl. (1) überein, da zwischen den Hauptspannungen σ_1 , σ_2 , σ_3 und den Hauptschubspannungen die Beziehungen

$$2 \tau_{23} = \sigma_2 - \sigma_3, \quad 2 \tau_{13} = \sigma_3 - \sigma_1, \quad 2 \tau_{12} = \sigma_1 - \sigma_2$$

bestehen.

Von der Höhe der mittleren Normalspannung

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

hängt die Vergleichsspannung σ_V bei Baustahl nicht ab. Überlagert man dem gegebenen Spannungszustand einen allseitig gleichen Zug oder Druck $\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_z$, so wird an der Vergleichsspannung σ_V und damit auch an der Fließgefahr nichts geändert. Insbesondere ist die Vergleichsspannung für den Spannungszustand mit den Komponenten

$$(\sigma_x - \sigma_m), \quad (\sigma_y - \sigma_m), \quad (\sigma_z - \sigma_m), \quad \tau_{xy}, \quad \tau_{yz}, \quad \tau_{zx},$$

der sich ohne Raumdehnung (kubische Dehnung $e = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 0$) auswirkt, ebenso groß wie für den ursprünglichen Spannungszustand.

Für den *ebenen Spannungszustand* vereinfacht sich der Ausdruck für die Vergleichsspannung in

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \tau_{xy}^2} \tag{3}$$

Für das Beispiel des reinen Schubs ist danach das Maß der Anstrengung $\sigma_V = 1,73 \tau$ und die Fließbedingung $\tau_F = 0,58 \sigma_F$. Bei gleich großer Belastung nach zwei Richtungen $\sigma_1 = \sigma_2$ ist $\sigma_V = \sigma_1$, die Fließspannung wird also durch die gleichgroße Spannung in der zweiten Richtung nicht vermindert. Bei entgegengesetztem Vorzeichen der beiden Hauptspannungen tritt dagegen eine Abminderung ein, der Grenzfall entspricht der reinen Schubbelastung.

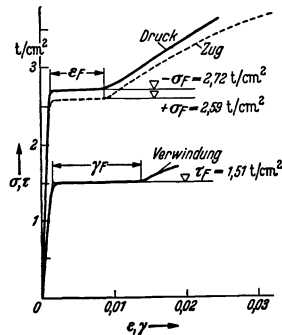


Abb. 4. (Nach Versuchen von M. ROß und A. EICHINGER.)

b) Versuchsergebnisse. Die Vergleichsspannung an der Fließgrenze ist nach zahlreichen sorgfältigen Versuchen für Baustahl und andere dehnbare Metalle mit ausgeprägter Fließgrenze praktisch konstant. Die Versuchswerte von LODE⁵ und ROß-EICHINGER⁴ entsprechen sehr gut der Fließbedingung $\sigma_V = \sigma_F$, die größte Abweichung vom Mittelwert beträgt nur etwa 3 v. H. Die Versuchsreihen liegen in dem Bereich $-\frac{1}{3} < \sigma_m / \sigma_F < +\frac{2}{3}$. In diesem Bereich war ein Einfluß von σ_m auf die Fließbedingung nicht festzustellen. Durch die Versuche ist insbesondere auch das theoretische Verhältnis der Fließgrenzspannungen $\tau_F / \sigma_F = 0,58$ bestätigt worden.

Durch die verschiedenen Versuchsreihen ist der Beweis erbracht, daß die Fließbedingung $\sigma_V = \sigma_F$ für Baustahl den wirklichen Zusammenhängen bei ruhender Belastung mindestens sehr nahekommt, jedenfalls viel besser als die älteren Fließbedingungen.

Abb. 4 zeigt als Beispiel die σ - ϵ -Linien (für Zug und Druck) sowie die τ - γ -Linie (bei Beanspruchung durch Verdrehung, d. h., bei reinem Schub) nach Ver-

suchen, die von ROß und EICHINGER⁶ mit dünnwandigen Hohlzylindern aus dem gleichen Flußstahlmaterial durchgeführt wurden. Der Verlauf der drei Kurven ist durchaus gleichartig. Die Fließgrenze bei reinem Schub beträgt 0,57 des Mittelwertes der beiden Fließgrenzen für Zug und Druck, und auch die *Größe der Fließbereiche* γ_F bzw. ϵ_F entspricht der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit, nach der für den ohne Raumdehnung (entsprechend $\mu_F = 0,5$) erfolgenden plastischen Anteil der Formänderungen eine plastische Schiebung $\gamma_F = 1,73 \epsilon_F$ zu erwarten ist.

Vorstehendes gilt nur für die *Fließbedingung*, die aus den früher genannten Gründen bei Baustahl in erster Linie interessiert. Über *Bruchzustände* und *Bruchbedingungen* vgl. etwa bei ROß und EICHINGER⁴.

c) **Ältere Fließbedingungen.** Eine Übersicht der älteren Fließbedingungen, die im Stahlbau Anwendung finden, ist gegeben bei SCHLEICHER⁷.

Schubspannungshypothese. Danach soll nur die größte Schubspannung für den Fließbeginn maßgebend sein, ohne Rücksicht auf die Höhe der mittleren Hauptspannung. Für den Fall der reinen Schubbeanspruchung würde $\tau_F = 0,5 \sigma_F$ folgen, was den erwähnten Versuchen widerspricht, die im Mittel eine um 15% höhere Verhältniszahl τ_F/σ_F ergeben haben.

Hauptspannungshypothese. Die größte der drei Hauptspannungen σ_1 gibt für sich allein keinen brauchbaren Maßstab für die Höhe der Anstrengung, wie man für das Beispiel des reinen Schubs unmittelbar erkennt.

Hauptdehnungshypothese. Nach dieser soll die größte lineare Dehnung ϵ_1 für die Fließgefahr allein ausschlaggebend sein, die Größe der beiden anderen Hauptdehnungen ϵ_2 und ϵ_3 dagegen ohne Einfluß. Die zugehörige Vergleichsspannung

$$\sigma_V = E \cdot \epsilon_1$$

ist im älteren Schrifttum bezeichnet als *Ersatzspannung*, *ideelle Hauptspannung* oder *maßgebende Spannung*.

Z. B. für den Fall des ebenen Spannungszustandes $\sigma_x = \sigma$, $\sigma_y = 0$, $\tau_{xy} = \tau$ wird demgemäß als „ideelle Spannung“ (mit $\mu = 0,3$)

$$\sigma_V = 0,35 \sigma + 0,65 \sqrt{\sigma^2 + 4 \tau^2}$$

angegeben. Für den Grenzfall der reinen Schubbelastung erhält man danach

$$\tau_F/\sigma_F = 0,77 \text{ (für } \mu = 0,3) \text{ bzw. } 0,67 \text{ (für } \mu = 0,5),$$

welche Werte weit über den Versuchsergebnissen liegen: Die im deutschen Schrifttum noch weit verbreitete Hauptdehnungshypothese ist als Maß für die Höhe der Anstrengung von Stahltragwerken unbrauchbar.

Eine umfassende Darstellung der hier berührten Fragen findet man bei H. FROMM: Grenzen des elastischen Verhaltens beanspruchter Stoffe, in dem von F. AUERBACH und W. HORT herausgeg. Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, Bd. 4, 1. Hälfte, Leipzig 1931, S. 359.

4. Zulässige Spannungen bei ruhender Belastung.

Bei den Tragwerken des Stahlbaus kommt in den meisten Fällen die überwiegende Belastung durch *Normalspannungen* in Frage. Um bei einfacher Zug- oder Druckbelastung eine verlangte Sicherheit ν_F gegen Fließen zu bekommen, darf die größte auftretende Normalspannung den Wert $\sigma_{zul} = \sigma_F/\nu_F$ nicht überschreiten. Bei der *Bemessung des Querschnitts* wird also die *zulässige Spannung* σ_{zul} als größte Zug- oder Biegespannung zugrunde gelegt. Umgekehrt ist beim *Spannungsnachweis* für jeden Querschnitt zu zeigen, daß die Spannungen unter der zulässigen Grenze bleiben, d. h. es muß $\sigma \leq \sigma_{zul}$ sein.

Für St 37 ist nach den Deutschen Vorschriften für Stahlbauten in den meisten Fällen für die Bemessung der Querschnitte $\sigma'_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ zugrunde zu legen, bei Berücksichtigung aller in den Bestimmungen angegebenen Belastungskräfte

⁶ ROß, M. u. A. EICHINGER: Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. Disk.Ber. Nr. 14 Eidgen. Mat. Prof. Anst., Zürich 1926, Abb. 13 und 22.

⁷ SCHLEICHER, F.: Der Spannungszustand an der Fließgrenze. Z. angew. Math. Mech. 6 (1926) S. 199.

$\sigma'_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$. Diese Werte sind unter Annahme einer Fließgrenze $\sigma_F \geq 2,4 \text{ t/cm}^2$ festgesetzt. Für Baustähle mit höherer Fließgrenze werden die zulässigen Spannungen im Verhältnis der Fließgrenzen erhöht. Für Baustahl St 52 mit $\sigma_F \geq 3,6 \text{ t/cm}^2$ sind die entsprechenden Werte $\sigma_{zul} = 3,6/2,4 \cdot 1,4 = 2,1$ bzw. $2,4 \text{ t/cm}^2$.

Bei Belastung etwa des Stegbleches eines vollwandigen Balkens durch *Schubspannungen* allein darf der Wert $\tau_{zul} = 0,8 \sigma_{zul}$, z. B. die Spannung $\tau_{zul} = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ t/cm}^2$ für St 37, nicht überschritten werden. Dieser zulässigen Schubspannung entspricht aber nur eine kleinere Sicherheit gegen Fließen als bei Zugbelastung. Der Fließgrenze $\sigma_F = 2,4 \text{ t/cm}^2$ bei Zugbelastung entspricht (vgl. C 3a, S. 1536) bei reiner Schubbelastung eine Fließspannung von $\tau_F = 0,58 \cdot 2,4 = 1,39 \text{ t/cm}^2$. Die Sicherheit gegen Fließen unter Schubbelastung ist also nur $\nu_F = 1,39/1,12$ oder $0,58/0,80 \cdot 1,71 = 1,24$, gegenüber $1,71$ bei Zugbelastung.

Bei vollwandigen Biegeträgern treten Normalspannungen in der Längsrichtung σ und Schubspannungen τ gleichzeitig auf. Da die τ bei gewöhnlichen Biegeträgern in ihrer Bedeutung manchmal stärker gegenüber den σ zurücktreten, wird die Bemessung häufig nur für die Biegungsspannungen allein, d. h. unter Vernachlässigung der Schubspannungen, durchgeführt. Diese weit verbreitete Übung mag in vielen Fällen unbedenklich sein, es ist jedoch zu beachten, daß die Fließeicherheit bei größeren Schubspannungen leicht auf ein unzulässiges Maß absinken kann, zumal die zulässige Schubspannung mit $0,8 \sigma_{zul}$ bisher verhältnismäßig zu hoch festgesetzt ist. Eine Ermäßigung auf $\tau_{zul} = 0,6 \sigma_{zul}$ brachte erst die Neufassung 1941 von DIN 1073.

Bei Trägern mit größeren Schubspannungen empfiehlt sich die Ermittlung der Anstrengung nach Gl. (3). Z. B. für einen Biegeträger mit $\sigma = 1,4$ und $\tau = 0,56 \text{ t/cm}^2$ (das ist nur die Hälfte des zulässigen Wertes) ist $\sigma_V = \sqrt{1,4^2 + 3 \cdot 0,56^2} = 1,70 \text{ t/cm}^2$ und die Fließeicherheit nur noch $\nu_F = 2,4/1,70 = 1,41$ statt des normalen Wertes $1,71$. Bei gleichzeitiger Ausnutzung beider zulässigen Spannungen $\sigma = 1,4$ und $\tau = 1,12 \text{ t/cm}^2$ würde schon die Vergleichsspannung nur für Hauptkräfte die Fließgrenze erreichen, nämlich $\sigma_V = 2,39 \text{ t/cm}^2$ entsprechend $\nu_F = 1,0$.

In den heutigen Vorschriften ist zwar noch keine Bestimmung über die bei ebenen Spannungszuständen für den Spannungsnachweis zugrunde zu legende Vergleichsspannung enthalten. Nach vorstehenden Beispielen empfiehlt sich jedoch in diesem Zusammenhang eine gewisse zusätzliche Vorsicht, damit die Stahlbauwerke eine möglichst gleichmäßige Sicherheit erhalten. Da die Schubspannungen bei Trägern mit schweren Gurtungen an den Rändern des Stegbleches nur wenig unter dem Mittelwert $\tau_m = Q/bt$ bleiben, könnte man sonst den Zahlen des letzten Beispiels nahe kommen, ohne daß gegen den Wortlaut der Bestimmungen verstoßen wird.

Die ersten Anfänge zur Einführung eines besonderen Maßstabes für die Anstrengung bei ebenen Spannungszuständen in die Vorschriften des Stahlbaus liegen bereits vor. Der § 42 der BE⁸ (Beulsicherheit der Stegbleche) und der daran anschließende Entwurf für das Normblatt DIN E 4114 (Knick- und Beulvorschriften für den Stahlbau) baut auf der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit auf, dagegen benutzen die „Vorl. Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken“, 2. Ausgabe, Berlin 1939, noch den Maßstab der „zulässigen Hauptspannung“.

D. Spannungsausgleich und Tragfähigkeit bei ruhender Belastung.

1. Tragfähigkeit.

Die Abmessungen der einzelnen Teile von Stahltragwerken werden in der Regel so bestimmt, daß die größte Anstrengung genügend weit unter der Fließgrenze bleibt, um so erhebliche bleibende Formänderungen auszuschließen. Die *Tragfähigkeit* ist jedoch in vielen Fällen noch keineswegs erschöpft, wenn die größte

⁸ BE = Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn, 4. Aufl. Köln 1939.

Anstrengung die Fließgrenze erreicht. Die Formänderungen nehmen dann lediglich sehr viel schneller zu als die Spannungen.

Als Grenze der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes bei allgemeinen Spannungszuständen kann für Baustahl die Anstrengung $\sigma_V = \sigma_P$ angenommen werden (d. h. die gleiche Abhängigkeit wie für den Eintritt des Fließens) und die Elastizitätsgrenze σ_E in genügender Annäherung als mit σ_P identisch, entsprechend $\sigma_V = \sigma_E \approx \sigma_P$.

Für Anstrengungen $\sigma_V > \sigma_E$ kann man die gesamte Formänderung bei Baustahl jeweils in zwei Teile zerlegen, die beide aus dem verallgemeinerten Hookeschen Gesetz ermittelt werden können: Der elastische Teil der Formänderungen mit Hilfe des Elastizitätsmoduls E und der Querszahl μ (für Baustahl i. M. $\mu = 0,3$), der bleibende Teil der Formänderungen mit einem von der Höhe der Anstrengung σ_V bzw. der Größe der bleibenden Verzerrung abhängigen Plastizitätsmodul D (statt E) und einer Querszahl $\mu = 0,5$. Der bleibende Anteil der Formänderungen, der in erster Annäherung gleich der Abweichung vom Hookeschen Gesetz angenommen werden kann, erfolgt daher ohne Volumdehnung. Wichtig ist dabei, daß sich Baustahl auch für die Anstrengungen $\sigma_V > \sigma_E$ in guter Annäherung als *quasi-isotrop* verhält. Vgl. S. 6 bei ROß und EICHINGER, Fußnote 4 auf S. 1535.

Bei *homogenen Spannungszuständen*, d. h. wenn dieser an allen Stellen der gleiche ist, ergeben sich mit Überschreitung der Proportionalitätsgrenze keine Änderungen, außer daß die gesamten Verzerrungen schneller ansteigen als die Spannungen. Die nach der vollständigen Entlastung verbleibenden unelastischen Verzerrungen sind nach Vorstehendem ebenfalls homogen, und es bleiben daher in einem *einzelnen* Stab oder Bauteil auch keine Spannungen zurück.

Anders bei den *nicht-homogenen Spannungszuständen*, die von der Stelle abhängen. Hier ändert sich das Spannungsbild mit der Form der Spannungs-Dehnungslinie $\epsilon = \epsilon(\sigma)$ und der Belastungshöhe, sobald die P -Grenze überschritten ist. Da die zugehörigen plastischen Verzerrungen nicht homogen sind, verbleibt nach dem Fortfall der äußeren Belastungskräfte ein entsprechender Selbstspannungszustand.

2. Spannungsausgleich bei Biegung.

Im Fall der Biegung eines Balkens gilt die geradlinige Spannungsverteilung gemäß der NAVIERSchen Hypothese, solange die Randspannung $\sigma = M/W$ die P -Grenze nicht überschreitet. Nun haben Versuche (E. MEYER¹) und theoretische Überlegungen (GRÜNING² und DOMKE³) gezeigt, daß die Längsdehnungen ϵ im Falle der Biegung eines Stabes auch bei beliebiger Form der Spannungsdehnungslinie $\epsilon = \epsilon(\sigma)$ *linear* verlaufen. Wenigstens gilt dies für kleine Verbiegungen. Die Querschnitte bleiben daher, wenn man von der Schubverzerrung absieht, auch noch für über der P -Grenze liegende Spannungen eben. Aus der Bedingung der „ebenen Querschnitte“ bzw. der linearen Dehnungen läßt sich aber für jede gegebene σ - ϵ -Linie leicht die Verteilung der Normalspannungen σ über den Querschnitt ermitteln. Es braucht nur zu jeder Dehnung ϵ die zugehörige Spannung σ entnommen zu werden.¹

Man erkennt, daß die über σ_P -liegenden Spannungen nur langsamer anwachsen können als die zugehörigen Dehnungen ϵ . Die größten Spannungen müssen also entsprechend hinter den Werten zurückbleiben, die man bei Voraussetzung einer unbeschränkten Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes errechnen würde, d. h. mit Überschreitung der P -Grenze tritt ein sog. *Spannungsausgleich* ein. Die Verteilung der Biegungsspannungen ist in Abb. 5 für die angegebene σ - ϵ -Linie und für verschiedene Werte der Randdehnung dargestellt. Man sieht daraus, daß der Proportionalitätsbereich (in allen Spannungslinien durch Punkte bezeichnet) mit zunehmender Randdehnung immer kleiner wird. Die Randspannung ist dabei zunächst durch σ_F begrenzt. Erst nach sehr erheblichen Formänderungen wird

¹ MEYER, E.: Z. VDI 52 (1908) S. 167.

² GRÜNING, M.: Die Statik des ebenen Tragwerkes, Berlin 1925, S. 153.

³ DOMKE, O.: Die Theorie des Eisenbetons. Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. 1, Berlin 1930, S. 269.

die größte Spannung über σ_F ansteigen, so daß die Wirkung der *Verfestigung* des Baustahls sichtbar wird (vgl. Fall 5).

Je nach der Größe des Querschnittsteiles, in dem Fließerscheinungen eintreten, können so größere oder kleinere plastische Verbiegungen auftreten. Die gegen-

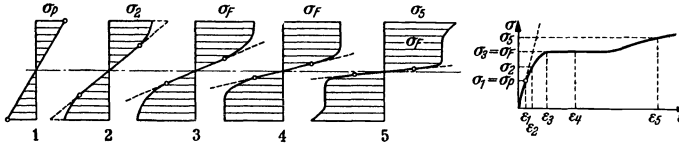


Abb. 5.

seitigen Verdrehungen zweier benachbarter Querschnitte können dabei ein vielfaches des Wertes bei elastischer Biegung erreichen, sie verhalten sich für die fünf Randdehnungen, die für die Abb. 5 zugrunde gelegt sind, wie 1:2:4:8:20. Da sich die bleibenden Verbiegungen auf den Stabteil mit den Biegungsspannungen $\sigma > \sigma_E$ beschränken, ist der Balken nach der Entlastung nicht etwa über die ganze Länge stetig gekrümmt, sondern (je nach der Länge des Fließbereiches) nur im mittleren Teil geknickt.

3. Ausgleich von Spannungsspitzen.

In einem *Zugstab mit Bohrung* entspricht die Verteilung der Längsspannungen über den Querschnitt durch die Mitte der Bohrung etwa der Linie 2 in Abb. 6. Die Höhe der *Spannungsspitze* $\max \sigma$ hängt von dem Verhältnis d/b ab. Sie ist meist etwa $\max \sigma = 2$ bis $3 \sigma_m$, wenn $\sigma_m = S/F_n$ den Durchschnittswert der Zugspannungen in dem durch die Bohrung auf $F_n = t(b - d)$ verschwächten Stabquerschnitt bezeichnet.

Die in Abb. 6 angegebene Spannungsverteilung gilt, solange der Spannungszustand an der Bohrung die *P-Grenze* nicht überschreitet. Für Belastungen

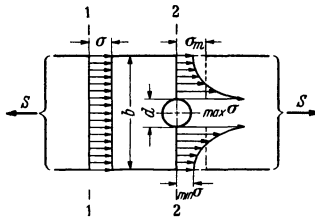


Abb. 6.

$S > S_P$ sind an der Bohrung nur kleinere Spannungen notwendig als nach dem Geradenliniengesetz, um eine bestimmte Dehnungsgröße zu erzwingen. An den am stärksten gespannten Stellen werden die Spannungen dann nicht mehr proportional S weiterwachsen, sondern langsamer. In der Grenze ergibt sich über dem ganzen Querschnitt 2 — 2 eine angenähert gleichmäßige Spannungsverteilung $\sigma_m = \sigma_F$.

Die Tragfähigkeit des Stabes nach Eintritt des vollen Spannungsausgleiches hängt in erster Annäherung nur von dem verschwächten Querschnitt F_n ab, da die Spannungsspitzen durch die plastischen Dehnungen abgebaut sind. Die Bruchlast beträgt angenähert $S_B = \sigma_B F_n$.

Man beachte, daß die Stabkraft $S_F = \sigma_F F_n$ zwar den ganzen verschwächten Querschnitt bis an die Fließgrenze belastet, daß aber die zugehörige Spannung im unverschwächten Stab $\sigma = S_F/F$ noch im Verhältnis der Querschnittsflächen F_n/F bzw. $(b - d)/b$ unter σ_F bleibt. Da die Fließerscheinungen nur in einem engbegrenzten Gebiet eintreten, bleibt die Gesamtdehnung des Stabes noch gering. Eine starke Verlängerung tritt erst ein, wenn sich die Stabkraft dem Werte $S = \sigma_F F$ nähert, d. h. wenn die Fließgrenze auch im unverschwächten Stabquerschnitt erreicht wird.

Die Erscheinungen des *Spannungsausgleiches* bei langsam wachsender Stabkraft S erweisen, wenigstens in gewissem Umfange und für ruhende Belastungen, die Berechtigung des im Stahlbau üblichen Gebrauches, die Spannungsspitzen bei der Bemessung unberücksichtigt zu lassen und nur die *durchschnittliche Spannung*

$\sigma_m = S/F_n$ im *verschwächten Querschnitt* F_n mit dem zulässigen Wert zu vergleichen. Ebenso wird auch der bei inhomogenen Spannungszuständen (z. B. im Falle der Biegung) mit Überschreitung der *P-Grenze* im Querschnitt eintretende Spannungsausgleich bei der Bemessung nicht berücksichtigt: *Für die Spannungsverteilung werden im Stahlbau die einfachsten Annahmen zugrunde gelegt, in der Regel bei Voraussetzung unbegrenzter Gültigkeit des HOOKESCHEN Gesetzes.*

4. Plastizitätstheorie.

Eine angenäherte theoretische Ermittlung der Spannungen und Formänderungen bei Biegung im plastischen Bereich (sog. *Plastizitätstheorie*) ist unschwer möglich, wenn man gewisse Vereinfachungen vornimmt⁴. Dabei wird in erster Annäherung meist der sog. *idealplastische Werkstoff* mit einer σ - ϵ -Linie gemäß Abb. 7 zugrunde gelegt. Für den idealplastischen Baustoff ist $\sigma_P = \sigma_F$, und ein Verfestigungsbereich ist nicht vorhanden.

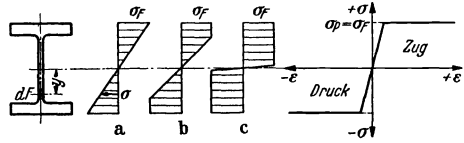


Abb. 7. Spannungsverteilung bei plastischer Biegung.

Sobald dafür gemäß Abbildung 7c im ganzen Querschnitt die Fließgrenze erreicht ist, kann das Biegemoment offenbar nicht weiter anwachsen. Der Grenzwert des Biegemomentes M_F im „voll plastizierten Querschnitt“ beträgt

$$M_F = \int |y| \sigma_F dF = \sigma_F \cdot 2S,$$

wenn

$$2S = \int |y| dF = (y_1 + y_2) F/2$$

die Summe der statischen Momente der beiden Hälften des Balkenquerschnittes bezeichnet. Die Mittellinie $y = 0$ halbiert die Querschnittsfläche F , so daß $F_1 = F_2 = F/2$ ist, y_1 bzw. y_2 geben die Lage der Schwerpunkte der Teilflächen F_1 bzw. F_2 . Bei unsymmetrischen Querschnitten bleibt somit die ursprüngliche Nulllinie, für die $\int y dF = 0$ gilt, bei der plastischen Biegung nicht erhalten.

Für den einfachsten Sonderfall des *Rechteckquerschnittes* ist

$$2S = \frac{bh}{2} \cdot \frac{h}{2} = \frac{bh^2}{4}$$

und der Grenzwert des Biegemomentes

$$M_F = 1,5 W \sigma_F,$$

wenn $W = bh^2/6$ das übliche Widerstandsmoment bedeutet.

Die vorstehenden Gleichungen für M_F ermöglichen jedenfalls eine erste Abschätzung der Grenzbelastung bei Biegung. Aber auch die plastischen Formänderungen können auf entsprechende Weise abgeschätzt werden, wobei ebenfalls die Annahme eines idealplastischen Baustahls in vielen Fällen bereits ausreichende Ergebnisse liefert.

Von den Voraussetzungen der Theorie ist besonders die Hypothese der eben bleibenden Querschnitte zu erwähnen⁵. Diese Annahme ist wie bereits erwähnt, für den Fall der reinen Biegung durch Messungen¹ und theoretische Überlegungen^{2,3} gestützt, sie ist Grundlage aller bisherigen theoretischen Arbeiten über die plastische Biegung.

Einige Versuchsergebnisse⁶ der letzten Jahre deuten allerdings daraufhin, daß die *BERNOULLI-NAVIERSCHE* Annahme für größere plastische Verzerrungen auch bei reiner Biegung vielleicht nicht mehr allgemein zutrifft. Die beobachteten

⁴ Man vgl. z.B. J. FRITSCH: Bauingenieur 11 (1930) S. 851. Stahlbau 9 (1936) S. 65. Vorbericht zum 2. Kongreß der Intern. Verein. Brückenbau u. Hochbau. Berlin 1936, S. 15.

⁵ CHWALLA, E.: Stahlbau 6 (1933) S. 149, 153.

⁶ GRUNING, G.: Stahlbau 9 (1936) S. 49. F. STÜSSI u. C. F. KOLLBRUNNER: Bautechn. 13 (1935) S. 266.

Abweichungen sind aber leicht zu erklären, wenn man die Vorgänge beim Fließen berücksichtigt. Baustahl ist nämlich nur in erster Annäherung homogen und isotrop, er ist in Wirklichkeit ein Haufwerk von Kristallen.

Das Fließen in einem Zugstab erfolgt bei langsam ansteigender Belastung nicht etwa im ganzen Querschnitt gleichmäßig, sondern „quantenhaft“ in einzelnen Schichten der Teilkristalle⁷. Die Gleitflächen in den Einzelkristallen, die unter dem Mikroskop deutlich sichtbar sind, müssen aber an den Korngrenzen zu sehr ungünstigen Spannungszuständen führen⁸. Es ist also z. B. verständlich, daß sehr hochwertige Baustoffe in der Regel besonders feinkörnig sind.

KOLLBRUNNER hat das sprungweise Fließen auch bei Biegeversuchen durch Beobachtung des zeitlichen Verlaufes der Formänderungen feststellen können⁹. Es ist also wohl in manchen Fällen damit zu rechnen, daß sich das schichtweise Fließen auch in örtlichen Änderungen der Spannungsverteilung äußert. Wir kennen

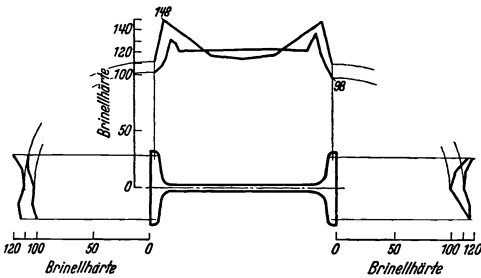


Abb. 8. (Nach M. Roß und J. BRUNNER¹¹.)

aber diese Vorgänge, bei denen der Baustoff nicht mehr als quasiisotrop aufgefaßt werden darf, noch veil zu wenig, als daß darüber schon Endgültiges gesagt werden könnte.

Manche von den neuen Ergebnissen sind jedenfalls noch sehr umstritten, so z. B. die sog. *Fließgrenzerhöhung*¹⁰ bei inhomogenen Spannungszuständen. Nach verschiedenen Versuchen scheint es nämlich, als ob die Fließgrenze in Spannungs-

spitzen und inhomogenen Spannungszuständen höher läge als bei homogenen Spannungszuständen, z. B. in einem prismatischen Zugstab. Die in kleinen, eng begrenzten Gebieten eintretenden bleibenden Formänderungen sind aber nur sehr schwer zuverlässig zu messen. Die an den Spannungsspitzen eintretende Spannungsumlagerung ist kaum festzustellen, so daß leicht Fehlschlüsse die Folge sind. Die vorliegenden Versuche rechtfertigen daher nach RINAGL nicht den Schluß auf eine auffallende Erhöhung der Fließgrenze bei inhomogenen Spannungszuständen.

Soweit bisher zu übersehen ist, scheinen die für den Stahlbau besonders wichtigen Durchschnittsgrößen von Spannungen und Formänderungen durch diese Erscheinungen nicht ausschlaggebend geändert zu werden. Vielleicht ist ein größerer Einfluß des schichtenweisen Fließens usw. auf die Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen für die Grenzlast bei plastischer Biegung und plastischer Knickung auch gar nicht zu erwarten. Die Spannung muß während des Fließvorganges an der Fließgrenze bleiben, sie kann höchstens von der oberen auf die untere Fließgrenze abfallen.

Im übrigen darf bei der Beurteilung ähnlicher Überlegungen oder bei Schlußfolgerungen aus Versuchen niemals außer acht gelassen werden, daß auch die Festigkeitseigenschaften von Baustahl aus der gleichen Schmelzung, ja selbst an den einzelnen Stellen des Querschnitts eines Walzprofils, erfahrungsgemäß in ganz erheblichem Maße streuen. Bei langwierigen Versuchen kann außerdem auch der BAUSCHINGER-Effekt (Streckgrenzen-Erhöhung) bereits eine merkliche Größe erreichen. Abb. 8 zeigt (nach Roß und BRUNNER¹¹) als Beispiel die Veränderlichkeit

⁷ THUM, A. u. F. WUNDERLICH: Forsch. Ing.-Wes. 3 (1932) S. 261.

⁸ Roß, M. u. A. EICHINGER: Versuche zur Klärung der Bruchgefahr. III. Metalle. Disk.-Ber. Nr. 34 Eidgen. Mat. Prüf. Anst. Zürich 1929.

⁹ KOLLBRUNNER, C. F.: Abh. Intern. Verein. für Brückenbau u. Hochbau 3 (1935) S. 222.

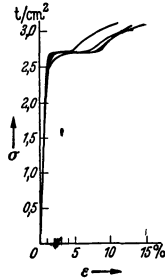
¹⁰ RINAGL, F.: Bauingenieur 17 (1936) S. 431.

¹¹ Roß, M. u. J. BRUNNER: Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Bericht der Gruppe VI der T.K.V.S.B., Zürich 1926.

der BRINELLSchen Härtezahlen H für zwei Querschnitte eines Walzträgers I 32. Die Härtezahlen, die etwa der Zugfestigkeit σ_B proportional sind, schwanken für diesen Träger zwischen $H = 86$ und 148 . Auch in der Stablängsrichtung wurde eine entsprechende Schwankung festgestellt auf 3 m Länge zwischen $H = 106$ und 116 . In Abb. 9 sind für den gleichen Träger noch die σ - ϵ -Linien angegeben, die mit zusammengehörigen Proben erhalten wurden, welche an den vier Flanschenden des Profils entnommen wurden.

Diese und andere Messungen zeigen, in wie hohem Maße die Eigenschaften von Baustahl schwanken können. Gewiß können die Unterschiede durch sorgfältige Auswahl und Behandlung des Baustoffes, insbesondere durch Normalglühen, erheblich vermindert werden. Da sich die Schwankungen aber auch bei Versuchsmaterial nicht ganz ausschließen lassen, bedarf es, wie schon erwähnt, großer Vorsicht bei allen Schlußfolgerungen. Es wird noch umfangreicher Forschungsarbeit bedürfen, bis alle einschlägigen Fragen hinreichend geklärt sind.

Bei dem für die Stahlbauten der Praxis verwendeten Walzgut wird man immer mit größeren Unterschieden in den Eigenschaften rechnen müssen. In Absatz B, 3 ist daher lediglich die sog. „ältere Fließbedingung“ angegeben, wonach der Fließbeginn nur von dem an der betr. Stelle vorhandenen Spannungszustand abhängt. Diese Fließbedingung, die keinen Unterschied zwischen homogenen und inhomogenen Spannungszuständen macht, ist meines Erachtens auch noch heute die für den Stahlbau am besten brauchbare. Sie ist genügend allgemein und doch einfach genug für die Anwendung bei guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen von zahlreichen sorgfältigen Versuchen. Aus verschiedenen Gründen wird es sich dabei für die Berechnungen des Stahlbaus empfehlen, als *Vergleichsspannung die untere Fließgrenze* zu benutzen.



5. Traglastverfahren.

Bei den unter 2 und 3 betrachteten Beispielen tritt mit steigender Belastung ein Ausgleich der Spannungen im Querschnitt ein. Die Spannungen werden dabei von den am höchsten gespannten Teilen des Querschnittes zu den weniger hochbelasteten *umgelagert*. Solange die Formänderungen nicht so groß werden, daß sie bei der Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen bzw. bei der Ermittlung der Schnittkräfte beachtet werden müssen, kann dieser Vorgang offenbar in statisch bestimmten Tragwerken nichts an der Größe der Schnittkräfte S , M usw. ändern. Anders bei statisch unbestimmten Stahltragwerken.

Die Berechnungen der Baustatik, welche der Bemessung der Stahltragwerke zugrunde gelegt werden, setzen die Gültigkeit des HOOKESchen Gesetzes voraus, so daß die Formänderungen (Durchbiegungen, Stabdehnungen, gegenseitige Verdrehungen zwischen benachbarten Querschnitten usw.) der Belastung bzw. den Schnittkräften proportional sind. Unter Voraussetzung dieser Proportionalität werden die Elastizitätsgleichungen aufgestellt (vgl. Abschnitt *Baustatik*, S. 261) und daraus die zu jeder Belastung gehörigen Schnittkräfte des statisch unbestimmten Tragwerkes ermittelt. Die üblichen Elastizitätsgleichungen und die mit ihrer Hilfe berechneten Größen werden aber ungültig, sobald die P -Grenze überschritten wird. Bei statisch unbestimmten Tragwerken tritt daher neben dem Spannungsausgleich im Querschnitt des einzelnen Bauteils noch eine *Umlagerung der Kräfte* im Gesamttragwerk ein.

a) **Durchlaufende Balken und Stabwerke.** Für einen durchlaufenden Balken von konstantem Querschnitt, der nach Abb. 10 gestützt und belastet ist, ergibt sich bei Voraussetzung des HOOKESchen Gesetzes die in der linken Hälfte a) dargestellte Momentenlinie. Die Biegungsspannungen in der Randfaser sind an jeder Stelle dem Biegemoment M proportional. Denkt man sich beide Belastungen gleichmäßig vergrößert, so wird an der Mittelstütze B zuerst die P -Grenze überschritten. Nach vorstehenden Ausführungen wird die

Krümmung der Biegelinie dort verhältnismäßig schärfer sein als im Proportionalitätsbereich. Wenn die Biegungsspannungen über einen größeren Teil des Querschnittes die Fließgrenze erreichen, ist die Krümmung sogar ein vielfaches des entsprechenden Wertes. An dem Stützenquerschnitt und in seiner Nähe treten also für über der P -Grenze liegende Belastungen erhebliche Verdrehungen ein, so daß die an die Fließgrenze beanspruchten Teile des Balkens ähnlich wirken wie ein unvollkommenes Gelenk, wobei allerdings ein Biegemoment bestimmter Größe dauernd übertragen wird. Für den in Absatz 4 erwähnten idealplastischen Baustahl kann der Grenzwert M_{BF} des Stützmomentes leicht ermittelt werden. Ein Anwachsen des Stützmomentes M_B über den Wert M_{BF} hinaus ist nicht möglich, da die Spannungen bei zunehmenden Formänderungen des Balkens über der Mittelstütze eben nicht mehr ansteigen. (Die bei größeren Verzerrungen eintretende Ver-

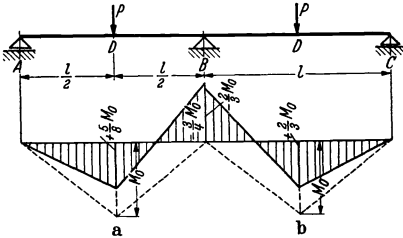


Abb. 10. Biegemomente a) vor, b) nach der Kräfteumlagerung.

festigung ändert die Zusammenhänge nicht grundsätzlich und kann daher für unseren Zweck unberücksichtigt bleiben.)

Da der Stützenquerschnitt kein größeres Biegemoment aufnehmen kann als $M_{BF} = \sigma_F \cdot 2 S$, muß das Feldmoment M_D bei weiterer Laststeigerung ebenso zunehmen wie bei einem einfachen Balken, d. h., es erfolgt eine *Umlagerung der Kräfte* (der Auflagerkräfte wie der Schnittkräfte), sobald die höchste Anstrengung die P -Grenze überschreitet. Jede weitere Laststeigerung wird daher mit einer Vergrößerung der bleibenden Verbiegung des Balkens, insbesondere über der Mittelstütze verbunden sein, die nach der Entlastung als „Überhöhung“ des Balkens sichtbar wird. Das

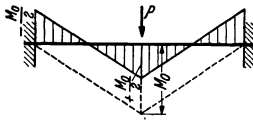


Abb. 11.

Biegemoment im Feld wächst dabei an, wie wenn ein einfacher Balken auf zwei Stützen vorliegen würde. Die Grenze der Tragfähigkeit wird erreicht, wenn auch im Feld das Grenzmoment M_{DF} erreicht ist. Bei gleich großen Biegemomenten über der Stütze und im Feld $M_{DF} = M_{BF}$ ist eine weitere Umlagerung der Kräfte des Balkens konstanter Biegesteifigkeit nicht mehr möglich, da sich die voll plastizierten Querschnitte über der Stütze und im Feld gegen Laststeigerung über diesen Zustand hinaus wie Gelenke verhalten, so daß Labilität eintritt. Dieser Grenzfall des vollen *Momentenausgleiches* ist in der rechten Hälfte von Abb. 10 dargestellt.

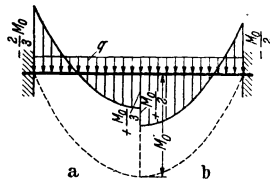


Abb. 12. Biegemomente a) vor, b) nach dem Momentenausgleich.

Beim Beispiel eines beiderseits eingespannten Balkens konstanten Querschnittes mit Einzellast in der Mitte (Abb. 11) ist der Momentenausgleich von Anfang an vorhanden. Die Biegemomente an den Einspannungen und unter der Last sind nämlich bereits im elastischen Bereich gleich groß. Bei Überschreitung der P -Grenze tritt hier also keine Änderung in der Momentenverteilung ein. Im Falle einer gleichmäßig verteilten Belastung dagegen (vgl. Abb. 12) bringt der Momentenausgleich eine Verkleinerung des Einspannungsmomentes von $-\frac{2}{3} M_0$ auf $-\frac{1}{3} M_0$ mit sich.

Ähnliche Zusammenhänge gelten für andere Fälle von statisch unbestimmten Balken und Stabwerken. Vgl. die theoretischen und experimentellen Untersuchungen von v. EMPERGER (Versuche mit Stahlträgern und Eisenbetonbalken 1908 bis 1910), KAZINCZY (Versuche mit eingespannten I-Trägern 1913) und in

neuerer Zeit von MAIER-LEIBNITZ¹², FRITSCHKE, CHWALLA, KOLLBRUNNER und STÖSSI¹³, WOLTER¹⁴ und vielen anderen.

b) **Fachwerke.** Bei statisch unbestimmten Fachwerken liegen ähnliche Zusammenhänge vor wie bei Stabwerken, nur treten hier die bleibenden Dehnungen der einzelnen Stäbe an die Stelle der plastischen Verbiegungen, und der Grenzwert der Stabkraft S_F an die Stelle des Biegemomentes M_F . Die mit den biegesteifen Knotenpunkten verbundenen Nebenspannungen können bei der Abschätzung der Tragfähigkeit in erster Annäherung vernachlässigt werden, da die Einspannungsmomente an den Stabenden bei zunehmenden Verzerrungen rasch durch Spannungsausgleich im Querschnitt abgebaut werden. Plastizierte Querschnitte wirken ähnlich wie Gelenke, so daß die statische Wirkung des Tragwerkes der eines idealen Fachwerkes mit Knotengelenken ziemlich nahekommt.

Eine eingehende theoretische Untersuchung über die Tragfähigkeit von Fachwerken hat M. GRÜNING¹⁵ gegeben. Die Ergebnisse dieser Untersuchung bestätigen die Überlegungen, die schon früher von KAZINCZY¹⁶ im Anschluß an die bereits erwähnten Versuche gemacht wurden. GRÜNING untersucht für den Fall der dauernd wiederholten Beanspruchung durch immer denselben Belastungsfall die Vorgänge der Formänderung und das Spiel der Kräfte in einem statisch unbestimmten Fachwerk bei Beanspruchungen, welche die Elastizitätsgrenze überschreiten¹⁷. Es sind dann die Erscheinungen der Dauerfestigkeit zu beachten und für den Grenzwert der Stabkräfte in den einzelnen Stäben ist in diesem Fall die sog. *Arbeitsfestigkeit* einzusetzen. In einem n -fach statisch unbestimmten Fachwerk kann die kritische Stabkraft unter einer gegebenen Belastung in n überzähligen Stäben eintreten, ohne daß die Tragfähigkeit erschöpft ist, vorausgesetzt, daß das statisch bestimmte Grundsystem stabil ist. Das stabile System kann die mit einer gewissen weiteren Laststeigerung verbundene Vergrößerung der Stabkräfte aufnehmen. Einen kritischen Zustand des Gesamttragwerkes, entsprechend einer zwangläufigen kinematischen Kette, hat man erst dann, wenn die kritische Stabkraft auch in einem Stab des stabilen Fachwerkes, also in insgesamt $(n + 1)$ Stäben gleichzeitig erreicht wird¹⁸. GRÜNING zeigt in seiner Schrift weiter, daß die Sicherheit eines Stabes in einem statisch unbestimmten Tragwerk nicht in bestimmter Beziehung zu der Höhe der Spannungen steht. Es kann nur die Sicherheit der ganzen Gruppe von Stäben angegeben werden, die voneinander abhängig sind, sich gegenseitig entlasten usw. Der kritische Spannungszustand, der beliebig häufig ohne Bruch ertragen werden kann, ist im Gegensatz zur Elastizitätstheorie des Fachwerkes nur *Gleichgewichtsbedingungen* unterworfen.

Versuche zur Plastizitätstheorie der Fachwerke wurden durchgeführt von CHWALLA¹⁹, KAZINCZY²⁰ und G. GRÜNING und KOHL²¹. Die Versuche an äußerlich und innerlich statisch unbestimmten Fachwerken haben die theoretischen Überlegungen im wesentlichen bestätigt. G. GRÜNING und KOHL machen darauf aufmerksam, daß trotz der Richtigkeit der Theorie praktisch ein größerer Kräfteausgleich nur selten auftritt, da die Spannungen wegen der vorgeschriebenen Sicherheit die Fließgrenze nicht erreichen. Die für die Dauerfestigkeit maßgebenden Spannungsgrenzen sind also ganz andere als z. B. nach vollem Momentenausgleich. Für die praktische Anwendung der Plastizitätstheorie kommt weiter hinzu, daß in

¹² MAIER-LEIBNITZ, H.: Bautech. 6 (1928) S. 11 u. 7 (1929) S. 313, ferner Stahlbau 9 (1936) S. 153.

¹³ KOLLBRUNNER, C. F. u. F. STÖSSI: Bautechn. 13 (1935) S. 264.

¹⁴ WOLTER, H.: Über den Spannungsausgleich bei einfacher Biegung. Diss. Techn. Hochschule Hannover 1936.

¹⁵ GRÜNING, M.: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin 1926.

¹⁶ G. v. KAZINCZY auf S. 249 des Berichtes über die II. internat. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien 1929.

¹⁷ Über einen Versuch zur Nachprüfung der Grundlagen der Theorie, vgl. M. GRÜNING, auf S. 263 des Berichtes über die 2. intern. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien 1929.

¹⁸ Man vgl. hierzu G. v. KAZINCZY: Zweiter Kongreß der internat. Verein. für Brückenbau und Hochbau. Schlußbericht, Berlin 1938, S. 61.

¹⁹ CHWALLA, E.: Abh. intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 2 (1934) S. 96.

²⁰ KAZINCZY, G. v.: Bauingenieur 19 (1938) S. 236, vgl. Fußnote¹⁶.

²¹ GRÜNING, G. u. E. KOHL: Bauingenieur 14 (1933) S. 67.

vielen Fällen die Arbeitsfestigkeit der Stöße und Anschlüsse ausschlaggebend ist, und nicht die des eigentlichen Stabes. Für den Kräfteausgleich kommen übrigens nur Zugstäbe in Betracht. Druckstäbe haben, weil sie für Knickung bemessen werden, immer größere Sicherheit gegen Fließen. Ihre kritische Belastung S_F darf nicht erreicht werden, weil sonst mit ihrem Ausknicken und mit einer sofortigen Erschöpfung ihrer Tragfähigkeit zu rechnen wäre.

Bei Tragwerken mit oftmals wiederholter Belastung, für welche die Erscheinungen der Dauerfestigkeit zu beachten sind, bestehen somit vorläufig noch erhebliche Bedenken gegen die unmittelbare Berücksichtigung des Kräfteausgleiches bei der Bemessung. Von unmittelbarer praktischer Bedeutung ist die Schlußfolgerung über den Einfluß der *Stützenverschiebungen*. Da die Arbeitsfestigkeit der einzelnen Bauteile in den in Betracht kommenden Grenzen nur von den Spannungen bzw. Spannungsgrenzen abhängt, nicht aber von der Größe der gesamten Formänderungen, haben einmalige oder langsam anwachsende Stützenverschiebungen keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit. Nach den derzeit gültigen Bestimmungen sind sie zwar noch bei der Bemessung innerhalb der zulässigen Spannungsgrenze zu berücksichtigen, man beurteilt sie aber nicht mehr so streng wie früher.

c) Wechselnde Belastung. Vorstehendes gilt für ruhende Belastung bzw. für oftmalige Wiederholung desselben Belastungszustandes. In beiden Fällen kommen die Möglichkeiten des Kräfteausgleiches zur Geltung. Da nicht die im elastischen Bereich vorhandenen höchsten Beanspruchungen maßgebend sind, sondern die Arbeitslasten der überzähligen Stäbe, und zwar ohne Rücksicht auf Formänderungsbedingungen und die Größe der bleibenden Dehnungen, ist die Tragfähigkeit von statisch unbestimmten Fachwerken und Stabwerken entsprechend höher als man nach der Elastizitätstheorie erwarten würde.

Die Voraussetzung eines konstanten Belastungsfalles trifft aber wohl nur selten zu. Bei Brückentragwerken z. B. hat man *veränderliche Belastungszustände*, für die in der Nähe der Fließgrenze mit einer ständigen Zunahme der bleibenden Verzerrungen zu rechnen wäre. Ein Bauwerk kann zwei Grenzbelastungsfälle für sich leicht aushalten und trotzdem durch den immerwährenden Wechsel zwischen den beiden Belastungen zu Bruch gehen, da allmählich die Arbeitsfestigkeit erschöpft wird. Dies gilt auch für Wärmeänderungen, da sie sich beliebig oft wiederholen können. *Wärmespannungen* sind daher, im Gegensatz zu den Spannungen infolge von Stützenverschiebungen, bei der Bemessung von statisch unbestimmten Stahltragwerken innerhalb der zulässigen Spannungsgrenze zu berücksichtigen.

Die Plastizitätstheorie hat durch den zweiten Kongreß der internat. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Berlin 1936 eine große Förderung erfahren, wo als I. Hauptthema „Die Bedeutung der Zähigkeit des Stahls für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauwerken, insbesondere von statisch unbestimmten Konstruktionen“, verhandelt wurde²². Die „Folgerungen und Anregungen“ des Kongresses heben unter anderem hervor, daß die im praktischen Stahlbau üblichen vereinfachenden Annahmen über die Kräfteaufnahme und Spannungsverteilung in den einzelnen Bauteilen unter gewöhnlichen Verhältnissen durch die Zähigkeit des Baustahls vollauf gerechtfertigt sind. Dies gilt insbesondere auch für die Vernachlässigung von örtlichen Spannungsspitzen bei der Berechnung und Bemessung von Stahlbauteilen.

Gegen eine beschränkte Anwendung des Traglastverfahrens bei festem Belastungszustand bestehen keine Bedenken. Die Anwendung des Traglastverfahrens bei (dynamischer) Dauerbelastung kann noch nicht empfohlen werden, sie erscheint dafür nach unserem heutigen Wissen ausgeschlossen, wenn Kerben bzw. örtliche Spannungsspitzen vorhanden sind. Für Tragwerke mit veränderlicher Belastung fehlt überhaupt noch eine eingehende Kenntnis der Zusammenhänge bei plastischer Formänderung, insbesondere fehlen noch einschlägige Versuche.

Damit ist aber das Anwendungsgebiet des Traglastverfahrens der Berücksichtigung des plastischen Kräfteausgleiches in der Hauptsache vorläufig auf den

²² Vorbericht Berlin 1936. Schlußbericht Berlin 1938. In den verschiedenen Beiträgen findet man zahlreiche weitere Schrifttumsangaben.

Fall überwiegend ruhender Belastungen, insbesondere auf die *Tragwerke des Hochbaus*, beschränkt. In den anderen Fällen, bei denen *Ermüdungserscheinungen* zu fürchten sind, wird man, so wie bereits besprochen wurde, erhebliche plastische Formänderungen ausschließen und wie bisher die Elastizitätstheorie zugrunde legen müssen. Ein genügend großer Abstand von der Fließgrenze ist dabei anzustreben. Die Zähigkeit des Baustahls bietet dann noch eine gewisse zusätzliche Sicherheit, die in Ausnahmefällen voll wirksam wird.

E. Wechselnde Beanspruchung.

1. Kaltreckung und Altern.

Wie im Abschnitt *Baustoffe*, S. 417, erläutert ist, hängen die Eigenschaften von Baustahl bei veränderlicher Belastung in hohem Maße von der Art des Be-

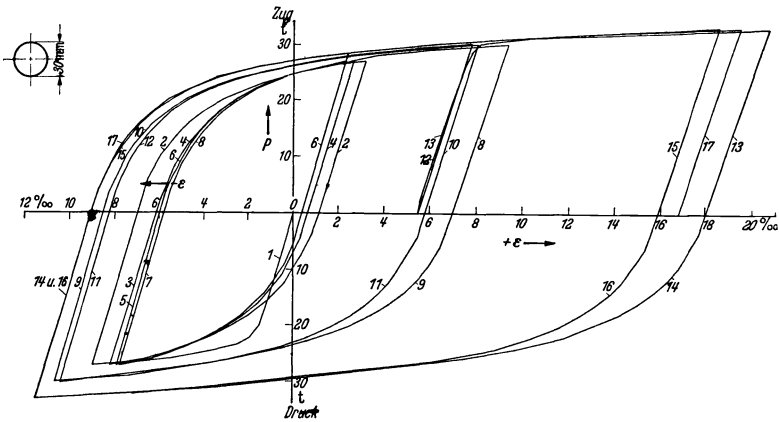


Abb. 13. (Nach M. Roß und A. EICHINGER: Diskussionsbericht 34, Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. III. Metalle, Zürich 1929, Abb. 128.)

lastungsfalles sowie von der Zahl der Belastungen ab. Auch die früheren Belastungen sind von Einfluß, soweit sie mit bleibenden Formänderungen verbunden waren, so daß die ganze „Vorgeschichte“ des Baustoffes von Bedeutung sein kann.

In Abb. 13 ist die Spannungsdehnungslinie für einen Rundstab aufgetragen, der abwechselnden Zug- und Druckspannungen unterworfen wurde. Die einzelnen Belastungsvorgänge sind ihrer Reihenfolge entsprechend durch Ziffern bezeichnet. Die bei der Entlastung zurückgehenden elastischen Dehnungen verlaufen auch nach großen Streckungen (und Stauchungen) proportional den Spannungen. Bei Spannungsumkehr verschwindet die *P*-Grenze jedoch jeweils fast völlig. Die elastischen Eigenschaften von kalt gerecktem Baustahl können somit nicht ohne weiteres als mit den ursprünglichen Werten (des Baustahls im sog. jungfräulichen Zustande) übereinstimmend vorausgesetzt werden. Je nach der Vorbehandlung können sich ganz erhebliche Unterschiede ergeben¹.

Dazu kommen noch die Erscheinungen des *Altens*. Mit diesem Namen faßt man alle Veränderungen der Eigenschaften von Stahl zusammen, die sich im Laufe der Zeit, und zwar ohne gleichzeitige äußere Einwirkung, von selbst einstellen. Das *Reckaltern* kann nach bleibender Kaltverformung, z. B. auch nach jedem Zugversuch, beobachtet werden. Lagert man bleibend gedehnte (oder gestauchte) Probekörper einige Zeit ohne Belastung bei Raumtemperatur, so steigt die Streck-

¹ Über die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit von Stahltragwerken vgl. M. GRÜNING: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke usw. Berlin 1926.

grenze, in geringerem Maße auch die Zugfestigkeit über den ursprünglichen Wert an, während Bruchdehnung und Einschnürung zum Teil erheblich abnehmen (sog. *Bauschinger-Effekt*). Vgl. Abb. 14 a. Der Vorgang des Alterns erstreckt sich über Tage, selbst Monate, er wird aber auf wenige Stunden oder sogar nur Minuten zusammengedrängt, wenn man den Baustahl auf etwa 300° erwärmt. Zu erwähnen ist noch, daß das Reckaltern bereits gleichzeitig mit der Reckung eintritt, wenn diese bei 200—400°, d. h., im Gebiete der Blauwärme stattfindet². Die Bearbeitung von Baustahl ist daher in dem Bereiche der Blauwärme zu vermeiden. Für die Praxis des Stahlbaues ist weiter wichtig, daß die Wirkungen der Kaltreckung durch sachgemäßes *Glühen* bei höheren Temperaturen (700 bis 900°) wieder beseitigt werden können. Vgl. Abb. 14 b. Dabei werden die durch die Kaltverformung

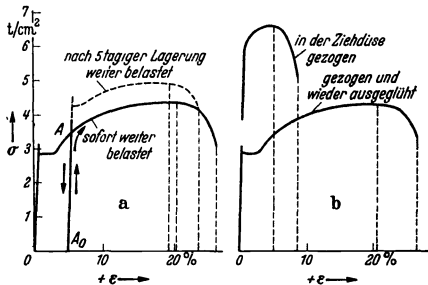


Abb. 14. a) Dehnungslinie eines zweimal belasteten Stabes (BAUSCHINGER-Effekt). b) Dehnungslinie eines gezogenen Stahls, im Vergleich zum ausgeglühten Zustand. (Nach R. BAUMANN u. O. SCHWARZ: Das normale Verhalten der technischen Feststoffe, Abb. 194 auf S. 358 des von AUERBACH u. HORT herausgeg. Handbuches der physikalischen und technischen Mechanik, Bd. 4, 2. Hälfte, Leipzig 1931.)

nennenswerten Einfluß auf das Verhalten der Tragwerke des Stahlbaues. Wir können also mit einem Baustoff von praktisch festen Eigenschaften rechnen, solange bleibende Verformungen unter der Belastung ausgeschlossen sind, wie es ja durch unsere Bemessungsverfahren angestrebt wird.

Dabei ist natürlich vorausgesetzt, daß auch während der Bearbeitung und Aufstellung der Stahlbauteile keine Kaltreckung eintritt. Aus diesem Grunde werden in den deutschen Stahlbauwerkstätten z. B. die Nietlöcher in tragenden Bauteilen gebohrt; beim Stanzen tritt in der Nähe der Löcher erhebliche Kaltverformung ein, die unter anderem in Fließlinien mit bloßem Auge sichtbar wird. Nietverbindungen mit gestanzten Löchern haben merklich geringere statische Bruchfestigkeit als solche mit gebohrten Löchern. Der Unterschied in der Dauerfestigkeit dürfte noch viel größer sein. Andere Arbeitsvorgänge (z. B. Kröpfen) werden für tragende Bauteile in glühendem Zustande ausgeführt, um die mit der Kaltverformung verbundenen Nachteile zu vermeiden.

2. Nachwirkung und Hysteresis.

Für einen vollkommen elastischen Baustoff besteht eine eindeutig umkehrbare Zuordnung zwischen Spannungs- und Verzerrungszustand, so daß zu bestimmten Spannungen immer die gleichen Verzerrungen gehören und umgekehrt. Bei gegebenem *Elastizitätsgesetz* hängen die Formänderungen dann nicht von der seit Aufbringen der Belastung verflissenen Zeit ab, auch nicht von dem *Wege*, auf dem belastet wird, wenn man Schwingungserscheinungen auf geeignete Weise ausschließt. Baustahl ist auch in guter Annäherung isotrop, und seine Formänderungen genügen, wie bereits erwähnt, bis zu verhältnismäßig hohen Spannungen ausreichend genau

² DÄEVES, K.: Werkstoffhandbuch Stahl und Eisen, 2. Aufl., Düsseldorf 1937, S. T 2 und C 11.

verzerrten Kristallite rekristallisiert und die Härtung beseitigt (DÄEVES², S. T 3). Weitere Einzelheiten über kaltgereckte Stähle vgl. Abschnitt *Baustoffe*, S. 415.

Die für das Verhalten der Tragwerke bestimmenden Eigenschaften von Baustahl, insbesondere E , σ_F und σ_B , sind im Anlieferungszustand praktisch unveränderlich. In manchen Fällen werden zwar bei warmgewalzten Stählen gleich nach der Walzung auffallend kleine Werte der Bruchdehnung und der Einschnürung festgestellt (vgl. DÄEVES², S. C 11), die erst allmählich auf die für den betr. Baustoff normalen Werte ansteigen. Diese Abweichungen, die mit dem Walzvorgang zusammenhängen, sind jedoch ohne

dem Hooke'schen Gesetz. Die Elastizitätsgrenze kann bei Baustahl für die meisten praktischen Zwecke als mit der P -Grenze zusammenfallend angenommen werden.

Die *Abweichungen von dem rein elastischen Verhalten* lassen sich mit FROMM³ in zwei Stufen der Näherung beschreiben: Im sog. *elastischen Bereich* sind die Abweichungen von dem an sich beliebigen Elastizitätsgesetz klein, sie können in erster Annäherung vernachlässigt werden. Sie sind aber durch genaue Messungen festzustellen, besonders wenn sich die Anstrengung der Grenze der Elastizität nähert. Die Dehnung ist nämlich nicht allein eine Funktion der Spannung, sondern sie ist bei einem geschlossenen Belastungskreislauf (zyklische Belastung) unter der gleichen Spannung bei der Entlastung immer etwas größer als beim Belastungsvorgang. Die Abweichung von der vollkommenen Elastizität, d. h., also der Unterschied zwischen den zusammengehörigen Dehnungen unter der gleichen Spannung wird als (elastische oder mechanische) *Hysteresis* bezeichnet.

Wird derselbe Belastungskreislauf öfter wiederholt, so erhält man für nicht zu hohe Spannungen eine geschlossene *Hysteresis- oder Dämpfungsschleife*. Abb. 15 zeigt Beispiele von Dämpfungsschleifen für verschiedene Höchstwerte einer wechselnden Belastung. Man erkennt, daß die Breite der Schleifen mit der Höhe der Spannung stark zunimmt. Der Flächeninhalt der Hysteresisschleife ist proportional der bei jedem Kreislauf verlorenen *Formänderungsarbeit*, die hauptsächlich in Wärme umgesetzt wird. Die bei Dauerversuchen zu beobachtende Erwärmung der Proben bietet einen brauchbaren Maßstab für die Bestimmung der Dämpfung. Schwingungen elastischer Tragwerke müssen daher eine gewisse innere Dämpfung aufweisen. Umgekehrt können aus der beobachteten Dämpfung von freien elastischen Schwingungen Rückschlüsse auf Hysteresis und Nachwirkung des Baustoffes gezogen werden.

Außer der Hysteresis ist auch eine *zeitliche Abweichung* von dem idealen Elastizitätsgesetz festzustellen: Die Formänderungen sind nicht nur mit der Höhe der zugehörigen Spannungen, sondern auch mit der *Zeit* veränderlich, sie hängen in gewissem Maße von der Belastungsgeschwindigkeit und dem Belastungsweg ab. Ihr Endbetrag wird jeweils erst einige Zeit nach Eintritt des betr. Spannungszustandes erreicht. Der von der *Zeit* abhängige Anteil der Formänderungen heißt *Nachwirkung*.

Beide Abweichungen vom idealen Elastizitätsgesetz, Hysteresis und Nachwirkung, treten im allgemeinen gleichzeitig auf. Sie sind bei den Baustahlorten für die in unseren Bauwerken vorkommenden Anstrengungen und bei Raumtemperaturen in der Regel ohne praktische Bedeutung.

Wird der Anteil von Hysteresis und Nachwirkung an der gesamten Formänderung und damit die Abweichung vom idealen Elastizitätsgesetz größer, so spricht man von *unvollkommener Elastizität*. Diese liegt bei Baustahl bereits vor, wenn die auf übliche Weise festgesetzte technische Elastizitätsgrenze erreicht wird.

Für Spannungen im *plastischen Bereich* sind die beiden Einflüsse zusammen von der Größenordnung des elastischen Anteils der Formänderungen. Die gesamte Formänderung kann dann nur für die erste Belastung aus dem Formänderungsgesetz entnommen werden, und zwar nur dann, wenn der Vorgang des Fließens oder Stauchens zügig, ohne Unterbrechung und Ruhepausen, durchgeführt wird.

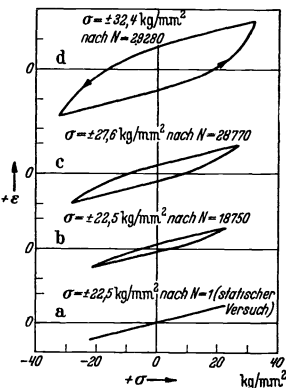


Abb. 15. (Nach W. HEROLD: Die Wechselfestigkeit metallischer Werkstoffe, Wien 1934, S. 91.)

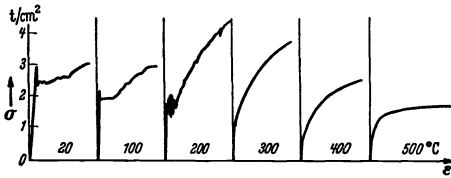
³ FROMM, H.: Nachwirkung und Hysteresis, in AUERBACH-HORT: Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, Bd. 4, 1. Hälfte, Statik und Dynamik elastischer Körper, Leipzig 1931, S. 436.

Für den allgemeinen Fall ist es nicht einmal mehr in erster Annäherung möglich, die gesamten Formänderungen allein aus dem Formänderungsgesetz zu entnehmen. Wie die Beispiele der Abb. 13 und 14 a zeigen, werden die Zusammenhänge ziemlich verwickelt. Es ist dann eben die ganze Vorgeschichte des Baustoffes von Bedeutung mit den Einflüssen des Alters nach der Kaltreckung, des BAUSCHINGER-Effektes, der Nachwirkung usw.

Man kann auch für große Formänderungen, geschlossene Dehnungsschleifen erhalten, wie z. B. der Linienzug 14, 15, 16 in Abb. 13 zeigt. Die mehrfache Wiederholung eines Belastungskreislaufes mit derartig großen plastischen Formänderungen müßte jedoch schnell zu Zermürbung des Baustoffes führen, es würde bald ein sog. *Ermüdungsbruch* eintreten.

In diesem Zusammenhang wäre noch der Begriff der *Dauerstandfestigkeit* zu erwähnen. Man versteht darunter jene Spannung, unter der die Dehnung bei langdauernder ruhender Belastung im Laufe der Zeit eben noch zum Stillstand kommt (vgl. DÄEVES², S. C 47). Bei Spannungen über der Dauerstandfestigkeit nehmen die Dehnungen allmählich immer weiter zu, bis schließlich der Bruch eintritt. Die Dauerstandfestigkeit von Baustahl unterscheidet sich zwar bei normalen Temperaturen nur wenig von der Zerreißfestigkeit, sie nimmt aber mit zunehmender Temperatur schnell ab. Bei

Abb. 16. (Nach A. ПОМР: Warmstreckgrenze, in K. DÄEVES: Werkstoff-Handbuch Stahl und Eisen, 2. Aufl., Düsseldorf 1937, S. C 44.)



Temperaturen zwischen 500° und 650° ist die Dauerstandfestigkeit der Baustähle wie der legierten Stähle fast auf Null abgefallen. Für höhere Temperaturen tritt immer eine fast konstante (von der Höhe der Spannungen und der Temperatur abhängige) Dehnungsgeschwindigkeit ein, so daß der Bruch nur eine Frage der Zeit ist.

Wirken auf ein Stahlbauwerk hohe Temperaturen während längerer Zeit ein, so daß die tragenden Stahlteile auf etwa 500 bis 700° erhitzt werden, dann ist das Eintreten von großen, der Fließgrenze entsprechenden Formänderungen und meist auch die Erschöpfung der Tragfähigkeit nicht zu verhindern. Wo Brände in Frage kommen, müssen daher Stahlteile eine geeignete *feuerbeständige Ummantelung* erhalten. Der Zeitraum, der bis zur gefährlich werdenden Erhitzung vergeht, wird durch die Ummantelung auf ein vielfaches verlängert, so daß in der Zwischenzeit eine wirksame Brandbekämpfung einsetzen kann.

In Abb. 16 sind die σ - ϵ -Linien für einen weichen Flußstahl bei verschiedenen höheren Temperaturen dargestellt. Die sog. *Warmstreckgrenze* ist dadurch auf entsprechende Weise bestimmt wie σ_F . Für höhere Temperaturen von etwa 300 bis 400° wird die Warmstreckgrenze jedoch unsicher, weil sich die Formänderungen über sehr lange Zeit erstrecken und daher im Warmzugversuch nicht mehr zuverlässig festgestellt werden können (vgl. DÄEVES², S. C 44).

3. Dauerfestigkeit und Lebensdauer.

Die meisten Stahlbauwerke sind durch veränderliche Kräfte gespannt, wobei die Anstrengungen teilweise sogar schnell und in weiten Grenzen schwanken. Bei oftmaliger Wiederholung eines bestimmten Spannungszustandes kann der Bruch erfahrungsgemäß bereits bei viel kleineren Spannungen eintreten, als sie etwa notwendig sind, um die Tragfähigkeit durch eine einmalige, langsam ansteigende Belastung zu erschöpfen. Bei geringer Zahl der Belastungen liegt die ertragene Spannung zwar nur wenig unter der Dauerstandfestigkeit. Mit steigender Zahl der Lastspiele nimmt die ertragene Spannung dagegen rasch ab, um sich schließlich einem Grenzwert zu nähern, der dann unbegrenzt oft ertragen wird. Die Feststellung, daß die unbegrenzt oft ertragenen Spannungen erheblich unter den ent-

sprechenden Festigkeitswerten bei einmaliger Belastung zurückbleiben, gilt ganz allgemein, für alle Belastungsfälle und auch für alle Werkstoffe. Es ist somit wesentlich, daß zwischen den Belastungsfällen unterschieden wird, die nur selten bzw. sehr oft auftreten. Die Spannungsgröße, die beliebig oft gerade noch ohne Bruch ertragen werden kann, heißt *Arbeits- oder Dauerfestigkeit*.

Die Abhängigkeit der Bruchspannung von der Zahl N der bis zum Bruch ertragenen Lastspiele wird durch die *WÖHLER-Linie* oder *Zeitfestigkeitskurve* gegeben. In dem schematischen Schaubild Abb. 17 fällt auf, daß die Dauerfestigkeit bei den ersten 10^6 Lastspielen am stärksten abfällt.

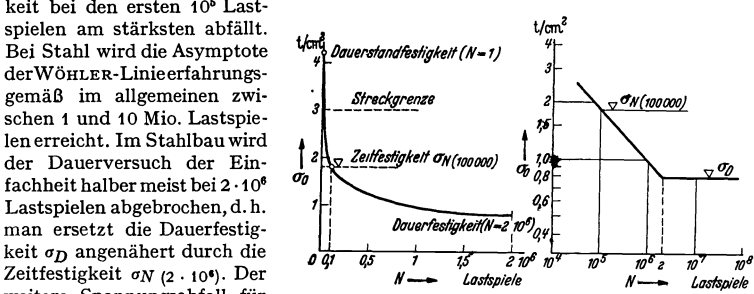


Abb. 17. WÖHLER-Linie (schem.). Links in gewöhnlicher, rechts in logarithmischer Darstellung.

Der weitere Spannungsabfall für $N > 2 \cdot 10^6$ ist bei Baustahl in der Regel nicht mehr sehr groß. Es gibt jedoch auch Werkstoffe, bei denen der weitere Abfall der Arbeitsfestigkeit noch merklich ist z. B. bei Nichteisenmetallen und deren Legierungen bis zu $N = 200 \cdot 10^6$.

Die bei der *Dauerbeanspruchung* benutzten Größen und Begriffe sind durch Abb. 18 erläutert. Es heißen σ_0 Oberspannung, σ_u Unterspannung oder Grundspannung, σ_m Mittelspannung und σ_a Spannungsaus Schlag.

Man spricht von *Wechselbeanspruchung*, wenn σ_0 und σ_u verschiedenes, von *Schwellbeanspruchung*, wenn sie gleiches Vorzeichen haben. Man versteht im besonderen unter *Wechselfestigkeit* σ_w die Dauerfestigkeit für den Fall $\sigma_m = 0$, so daß $\sigma_u = -\sigma_0$ ist (entsprechend Abb. 18a), ferner unter *Ursprungsfestigkeit* σ_U die Dauerfestigkeit für den Grenzfall $\sigma_u = 0$ (entsprechend Abb. 18b).

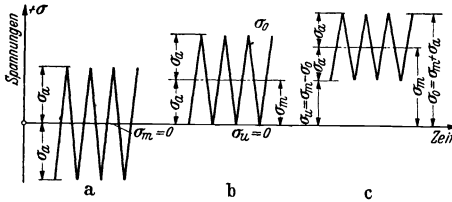


Abb. 18.

In allen anderen Fällen der Dauerfestigkeit müssen jeweils die Grenzen des Spannungswechsels σ_0 und σ_u angegeben werden, z. B. $\sigma_D = 11 \pm 10 \text{ kg/mm}^2$ oder $\sigma_D (\sigma_u = 1) = 21 \text{ kg/mm}^2$. Ferner ist jeweils auch die Art der Beanspruchung anzugeben, z. B. als Dauerfestigkeit bei Zug, Druck, Biegung oder Verdrehung. Bei den nicht homogenen Spannungszuständen werden dabei die Spannungswerte in der Regel nach der üblichen, für das Hookesche Gesetz gültigen Verteilung berechnet. Die Erscheinungen des Spannungsausgleiches können bei dauernder Wechselbelastung offenbar keine Rolle spielen, da ja sonst bei jeder Belastung neue bleibende Dehnungen auftreten würden. Der Einfluß von Eigenspannungen (z. B. aus dem Walzvorgang oder aus Spannungumlagerungen bei früherer Überbelastung) und der Verfestigung durch Kaltreckung ist jedoch noch nicht ausreichend geklärt. Untersuchungen über diese Fragen vgl. A. THUM und W. BAUTZ: Steigerung der Dauerhaltbarkeit von Formelementen durch Kaltverformung. Berlin 1936.

Für die einfachen Belastungsfälle (Zug, Druck, Biegung und Verdrillung) liegen reiche Versuchsergebnisse vor, die allerdings schwer miteinander zu vergleichen sind, weil die Einzelheiten der Versuchsdurchführung, Größe und Bearbeitung der Proben, ja selbst die Bauweisen der verwendeten Versuchsmaschinen von Einfluß sind, von den Unterschieden in den Eigenschaften von Baustahl verschiedener Zusammensetzung und Behandlung ganz abgesehen. Der Einfluß der Geschwindigkeit, mit der die Lastwechsel erfolgen, ist noch nicht restlos geklärt. Bei Frequenzen bis zu etwa 5000/Min. ist der Einfluß auf die Höhe der Dauerfestigkeit nicht bedeutend, bei sehr hohen Lastwechselgeschwindigkeiten (bis zu 60 000/Min.) liegt die Dauerfestigkeit im allgemeinen etwas höher als bei den kleineren Geschwindigkeiten (vgl. DAEVES², S. D 11). Für die Dauerversuche mit Elementen des Stahlbaues ist die Zahl der minutlichen Lastspiele meist zwischen 10 und 600 gewählt worden.

Die Ergebnisse von Dauerversuchen streuen erheblich. Über die Beziehungen zwischen den Dauerfestigkeiten für die einzelnen Arten der Beanspruchung kann daher noch nichts endgültiges ausgesagt werden. Die im Schrifttum besonders des Maschinenbaus angegebenen Verhältniswerte der einzelnen Dauerfestigkeitsgrößen untereinander sowie zu Bruchfestigkeit und Fließgrenze (vgl. z. B. DAEVES², S. D 11) gelten für kleine polierte Proben und dürfen nicht auf die durch Spannungsspitzen und Kerben bestimmten Verhältnisse des Stahlbaues angewendet werden.

Es wäre noch zu bemerken, daß die Dauerfestigkeit keine festliegende Grenze ist, sondern daß sie durch die vorhergegangenen Beanspruchungen beeinflusst wird. Sie kann durch Wechselbelastung, die der Dauerfestigkeit nahekommmt, erheblich gehoben werden, besonders wenn die minutliche Lastwechselzahl sehr hoch ist (sog. *Hochtrainieren*), andererseits kann wechselnde Überbelastung mit einer erheblichen Verminderung der Dauerfestigkeit verbunden sein⁴. Einzelne Überbelastungen sowie geringe und kurze schwingende Überbelastungen scheinen in den meisten Fällen keine nennenswerte Änderung der Dauerfestigkeit mit sich zu bringen. Vergleichbare Werte für die Dauerfestigkeit sind nur zu erhalten, wenn der Versuch von Anfang an mit konstantem Spannungsausschlag durchgeführt wird. Durch länger andauernde Wechselbeanspruchung werden die statischen Eigenschaften ähnlich wie als Folge einer Kaltreckung beeinflusst, und zwar werden σ_F und σ_B gehoben, während Bruchdehnung und Einschnürung abnehmen (vgl. HEROLD⁴, S. 82).

Über die Bedingungen des *Dauerbruches bei allgemeinen Spannungszuständen*, entsprechend der Fließbedingung bei ruhender Anstrengung, fehlt noch nähere Kenntnis. Es ist jedoch bemerkenswert, daß sich das Verhältnis der Wechselfestigkeiten bei Verdrehungs- bzw. Biegebeanspruchung z. B. im Mittel der umfangreichen Versuchsreihen von BECKER und FÖPPL⁵ für Flußstahl im Walzzustand zu etwa 0,58 ergeben hat und daß SCHEU⁶ für Baustähle St 37, St 48 und St Si Verhältniszahlen von 0,567 bis 0,597 gefunden hat. Diese Werte stimmen mit der Verhältniszahl $\tau_F/\sigma_F = 0,58$ für ruhende Anstrengung (vgl. C 3, S. 1536) überein. Solange weitere Versuche fehlen, dürfte es daher für die Zwecke des Stahlbaus in erster Annäherung zulässig sein, in dem praktisch vorkommenden Bereich für den Maßstab der Anstrengung bei Dauerbelastung durch allgemeine Spannungszustände grundsätzlich den gleichen Zusammenhang anzunehmen wie für die Fließbedingung.

Die in großer Zahl durchgeführten Dauerversuche an kleinen Proben wie solche an einzelnen Bauelementen und an ganzen Baugliedern haben gezeigt, daß es bei wechselnder Anstrengung wichtig ist, die Spannungsspitzen klein zu halten und Kerben möglichst zu vermeiden. Die Höhe der Dauerfestigkeit hängt nämlich stark von dem besonderen Belastungsfall, insbesondere von den örtlichen Spannungsspitzen, ab, und die Beschaffenheit der betr. Bauteile bzw. der untersuchten Proben, vor allem deren Oberfläche, ist oft von erheblichem Einfluß. *Kerben und Einschlüsse*, z. B. Schlacken, haben häufig eine starke Verminderung der Dauer-

⁴ HEROLD, W.: Wechselfestigkeit metallischer Werkstoffe, Wien 1934, S. 86.

⁵ BECKER, E. u. O. FÖPPL: Dauerversuche, Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 304. Berlin 1928.

⁶ Man vgl. W. HEROLD: S. 69. Bei HEROLD findet man auch noch zahlreiche weitere Angaben über die Beziehungen der verschiedenen Schwingungsfestigkeiten untereinander.

festigkeit zur Folge. Sie sind in der Regel der *Ausgangspunkt der Dauerbrüche*, die (vgl. den Abschnitt *Baustoffe*, S. 418) schon durch ihr Aussehen von gewöhnlichen Brüchen (sog. *Gewaltbrüchen*) zu unterscheiden sind. Hauptkennzeichen der Dauerbrüche ist, daß sie auch bei Flußstahl ohne stärkere Verformung eintreten⁷.

Die in Stahlbauwerken unvermeidlichen Spannungsspitzen, z. B. an Nietbohrungen oder an den Enden von Schweißnähten, wirken sich stark aus. Die Dauerfestigkeit ist daher in den Bauwerken immer erheblich niedriger als etwa die von Proben des eingebauten Baustahles, besonders wenn die Oberfläche der Versuchskörper glatt bearbeitet ist. Die Schlußfolgerungen aus den verschiedenen Dauerversuchen haben die Gestaltung der geschweißten Stahlbauwerke ausschlaggebend beeinflußt, sie haben in den einschlägigen Vorschriften weitgehend Niederschlag gefunden.

Bei Belastungen, die oberhalb der Dauerfestigkeit liegen, tritt der Bruch ein, sobald eine gewisse Anzahl der Lastspiele erreicht ist, die angenähert aus der WÖHLER-Linie entnommen werden kann. Der Zahl der ertragenen Belastungen ist also bei gegebener Frequenz der Lastspiele eine bestimmte *Lebensdauer* zugeordnet. Umgekehrt bezeichnet man die Höchstspannung als *Zeitfestigkeit*, die eine bestimmte Zeit lang bzw. Anzahl N von Lastspielen ertragen werden kann (vgl. Abb. 17).

Bei der Ermittlung der Dauerfestigkeit wie der Lebensdauer sind Versuche vor- ausgesetzt, die *ohne Unterbrechung* durchgeführt werden, am besten mit einer minutlichen Lastwechselzahl, wie sie dem betr. Anwendungsfall entspricht. Stahlbauwerke sind aber nicht einem dauernden regelmäßigen Lastwechsel unterworfen, wie manche Maschinen. Zwischen den einzelnen Belastungen liegen bei Brücken u. dgl. Pausen, während welchen nur eine ruhende Belastung (ständige Last) wirkt.

Für die Verbindungen des Stahlbaues fehlt bisher nähere Kenntnis über den *Einfluß der Ruhepausen auf die Lebensdauer* bzw. auf die Höhe der Dauerfestigkeit⁸. Es ist jedoch wahrscheinlich, daß dieser nicht groß sein dürfte. Beim Dauerschlagversuch haben Erholungspausen nach Versuchen von E. H. SCHULZ und PÜNGEL eine erhebliche Vergrößerung der Gesamtschlagzahl bis zum Bruch zur Folge. Die Veränderung der Lebensdauer bei abwechselnder Belastung unterhalb und oberhalb der Dauerfestigkeit haben DAEVES, GEROLD und SCHULZ⁹ untersucht. Nach diesen Versuchen bewirkten Erholungspausen in gewissen Fällen tatsächlich eine merkliche Verlängerung der Lebensdauer, die um so höher gefunden wurde, je länger und öfter die Ruhepausen eingelegt wurden. Bei anderen Versuchsreihen von BOLLENRATH und CORNELIUS¹⁰ konnte dagegen kein merklicher Einfluß der Pausen festgestellt werden, die Werte für die Proben mit Ruhepausen fielen hier in den Streubereich der Versuche ohne Unterbrechung. Eine eindeutige Beantwortung der Frage nach dem Einfluß solcher Ruhepausen ist somit wegen der verhältnismäßig großen Streuung der Versuchswerte noch nicht möglich.

Einer Lastspielzahl von $N = 2$ Mio. entspricht z. B. bei einer eingleisigen Eisenbahnstrecke mit täglich 25 Zügen eine Zeit von 220 Jahren¹¹. Die bei der Bemessung zugrunde gelegten ideellen Lastenzüge treten aber nicht jedesmal auf, so daß die Spannungen bei den meisten Belastungen sogar noch erheblich unter der zulässigen Grenze bleiben. Bei den Hauptträgern von zweigleisigen Brücken liegen noch günstigere Verhältnisse vor, da die größten Spannungen nur auftreten, wenn beide Gleise belastet sind. Ähnliches gilt auch für Straßenbrücken, bei denen unter den rechnermäßigen Höchstlasten ein flüssiger Verkehr kaum mehr möglich sein würde. Dazu kommt der vielleicht merkliche Einfluß der Erholungspausen zwischen den einzelnen Höchstbelastungen. Wenn es bisher auch nur mit Vorbehalten möglich ist, die Ergebnisse der Dauerversuche

⁷ THUM, A. u. K. FEDERN: Spannungszustand und Bruchausbildung. Berlin 1939.

⁸ GRAF, O.: Stahlbau 9 (1936) S. 48.

⁹ DAEVES, K., E. GEROLD u. E. H. SCHULZ: Stahl und Eisen 60 (1940) S. 100.

¹⁰ BOLLENRATH, F. u. H. CORNELIUS: Z. VDI 84 (1940) S. 295 und Stahl u. Eisen 60 (1940) S. 821.

¹¹ KOMMERELL, O.: Erläuterungen, II. Teil: Vollwandige Eisenbahnbrücken, 4. Aufl., Berlin 1936, S. 6.

auf Stahlbauwerke zu übertragen, so dürfte wahrscheinlich sein, daß die Hauptträger der Brücken gewisse zusätzliche Reserven besitzen. Viel ungünstiger ist die Belastung des Fahrbahnrostes, wo die größten Spannungen schon unter einzelnen Fahrzeugen auftreten können, also viel häufiger, als bei den Hauptträgern.

Wenn also für die Bemessung die auf 2 Mio. Lastspiele abgestellten Zeit- bzw. Dauerfestigkeiten zugrunde gelegt werden, so enthält diese Festsetzung bei Brücken und anderen Stahlbauwerken offenbar noch eine zusätzliche Reserve. Die *Lebensdauer der Stahlbauwerke* wird nach den bisherigen Erfahrungen auch bei stark befahrenen Eisenbahnbrücken im allgemeinen nicht durch die Erscheinungen der Dauerfestigkeit begrenzt, sondern durch andere Umstände, wie Erhöhung der Verkehrslasten, Rostverluste bei unzureichender Unterhaltung, höhere Gewalt u. dgl. mehr. Dauerbrüche sind im Stahlbrückenbau, von gewissen Fehlschlägen bei der Entwicklung von neuen Bauweisen abgesehen, nur an einzelnen, meist unzweckmäßig gestalteten Bauteilen beobachtet worden, die wie z. B. die Anschlüsse der Fahrbahnträger von Eisenbahnbrücken auf besonders ungünstige Art beansprucht wurden.

Es würde hier zu weit führen, auf weitere Einzelheiten über Dauerfestigkeit und Lebensdauer, auf den Zusammenhang zwischen Korrosion und Dauerfestigkeit, sowie auf die Durchführung von Dauerversuchen einzugehen. Außer dem bereits im Text erwähnten Schrifttum sei noch verwiesen auf: O. GRAF: Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929. — O. GRAF: Dauerversuche mit Nietverbindungen, Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Heft 5, Berlin 1935. — Versuche über Fragestellungen, die besonders den Maschinenbau interessieren, findet man in den von A. THUM herausgeg. Mitteilungen der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Darmstadt, sowie in den von O. FÖRPT herausgeg. Mitteilungen des WÖHLER-Institutes an der Technischen Hochschule Braunschweig.

F. Bemessung und Spannungsnachweis bei wechselnder Beanspruchung.

Für Bemessung und Spannungsnachweis von Stahlbauwerken unter ruhenden Belastungen wird heute meist die Fließgrenze als maßgebend betrachtet. Die im Abschnitt C gemachten grundsätzlichen Überlegungen wären noch nach zwei Richtungen zu erweitern: Die Belastungen z. B. von Brücken sind nicht sämtlich ruhend, sondern sie wirken teilweise *dynamisch*, ferner können für die Tragfähigkeit des Bauwerkes bei oft wechselnder Belastung nach Abschnitt E auch die Erscheinungen des Dauerbruches maßgebend sein. Die Zusammenhänge werden hier nur für Eisenbahnbrücken näher betrachtet, wo diese Einflüsse besonders deutlich auftreten. Sie gelten für andere Stahlbauten sinngemäß.

1. Dynamische Wirkungen (Stoß).

Die im Stahlbau allgemein übliche „statische Auffassung“ geht von dem Spannungszustand aus, der sich bei einer bestimmten *Laststellung* (also je nach Art, Größe und Verteilung der als ruhend betrachteten Belastung) einstellt. Die Nutzbelastung einer Eisenbahnbrücke, die in Form eines sog. *Lastenzuges* erfolgt, erzeugt Formänderungen und Spannungen an den einzelnen Bauteilen, und das Gesamttragwerk biegt sich dem Belastungsfall entsprechend durch. Die betreffenden Werte können im Fall der ruhenden Belastung für jede Laststellung in genügender Annäherung nach den bekannten Methoden der Baustatik berechnet werden.

Die Spannungen in einem Stahltragwerk sind aber nur in erster Annäherung allein eine Funktion der Laststellung. Da der Lastenzug nicht stillsteht, sondern mit einer gewissen Geschwindigkeit auf und über die Brücke fährt, gerät das Tragwerk und seine Einzelteile in *elastische Schwingungen*, die von einer ganzen Reihe von Einflüssen abhängen und die auch noch einige Zeit fort dauern, wenn der Lastenzug die Brücke bereits verlassen hat. Spannungen und Formänderungen sind somit nicht nur eine Funktion der Laststellung, sondern sie hängen auch vom zeitlichen Verlauf dieser Schwingungen ab.

Wir bezeichnen mit K_0 die Größe der Schnittkraft oder Spannung an irgend-einer Stelle für eine bestimmte Laststellung bei ruhender Belastung. Die wirkliche

Größe K_f unterscheidet sich wegen der Schwingungswirkungen von K_0 . Der Größtwert von K_f/K_0 , der an der betreffenden Stelle des Bauwerkes auftritt, heißt *Stoßzahl*. Durch die Stoßzahl ϕ wird im Stahlbau die *Gesamtheit der dynamischen Wirkungen* summarisch berücksichtigt, in ihr sind die Wirkungen von Fahrzeugen mit vollkommenem Massenausgleich (ZIMMERMANN-Effekt und TIMOSCHENKO-Effekt), die von periodisch veränderlichen Kräften (*Radeffekt*) und die unregelmäßigen *Stoßwirkungen* im engeren Sinne zusammengefaßt¹:

Bei der Fahrt über ein anfänglich gerades Gleis treten veränderliche elastische Durchbiegungen ein, so daß sich der Zug auf einer gekrümmten Bahn bewegt. Die Schnittkräfte und Spannungen werden dabei durch die der Fahrgeschwindigkeit entsprechenden Fliehkräfte vergrößert. Die Vergrößerung gegenüber den zugehörigen Werten für ruhende Belastung heißt *ZIMMERMANN-Effekt*.

Bei der schnellen Belastung der Brücke entstehen weiter freie und erzwungene Schwingungen, die besonders von den Eigenfrequenzen des Tragwerkes und der Fahrgeschwindigkeit abhängen. Die zugehörige Vergrößerung der Schnittkräfte und Spannungen heißt *TIMOSCHENKO-Effekt*.

Von den periodisch veränderlichen Belastungen ist in erster Linie die Wirkung von nicht vollkommen ausgeglichenen Triebwerken zu nennen. Die periodischen Massenkkräfte, die dann je nach der Fahrgeschwindigkeit wirken, kommen besonders bei Dampflokomotiven vor, während die Triebwerke von elektrischen Lokomotiven leichter einen guten Massenausgleich erhalten können. Fällt eine der Eigenfrequenzen des Tragwerkes mit der Frequenz der Belastung zusammen, so können die Schwingungen aufgeschaukelt werden. Da sich erstere aber mit der Nutzlast verändern, die Dauer der Einwirkung der periodischen Kräfte auf die Laufzeit der Lokomotive begrenzt ist und schließlich auch die Dämpfung des Tragwerkes hemmend entgegenwirkt, ist die Gefahr des *Aufschaukelns* von Brückentragwerken (das ist das Auftreten von Schwingungsausschlägen, die im Vergleich zu den zugehörigen statischen Durchbiegungen groß sind) praktisch gering. Die zu diesen periodischen Belastungsschwankungen gehörige Spannungserhöhung wird *Radeffekt* genannt. Der Radeffekt kann zwar für ältere Dampflokomotiven eine erhebliche Größe erreichen. Es ist jedoch zu bedenken, daß er nur bei den nicht ausgeglichenen Lokomotivachsen eintritt. In gleicher Richtung wirken unrunde Räder, stark abgenutzte Radreifen u. dgl.

Hier wäre noch kurz auf die bei *Straßenbrücken* vorkommenden periodischen Belastungsschwankungen einzugehen. Die mit dem Gehen von Fußgängern verbundenen Belastungsschwankungen sind zwar an sich wegen ihrer geringen Größe ohne Bedeutung. Trotzdem kann bei leichten Brücken ein *Aufschaukeln* des ganzen Tragwerkes oder einzelner Teile eintreten, wenn größere Gruppen im Gleichschritt über die Brücke gehen. Aus diesem Grunde ist das Marschieren im Gleichschritt auf Brücken zu unterlassen. Entsprechendes gilt für Reitergruppen.

Unregelmäßige Belastungsschwankungen oder *Stöße* im engeren Sinne entziehen sich einer rechnerischen Erfassung. Hierher gehören unter anderen die von Unregelmäßigkeiten des Eisenbahngleises verursachten Stöße (insbesondere an den Stoßlücken zwischen den einzelnen Schienen) oder die seitlichen Schlingerbewegungen der Fahrzeuge. Durch Stöße werden die abgedeckten Fahrzeugteile in Schwingungen versetzt, was wieder entsprechende periodische Veränderungen der Auflagerkräfte zur Folge hat. Näheres über die verschiedenen unregelmäßigen dynamischen Wirkungen kann nur aus Messungen entnommen werden².

In vorstehendem Zusammenhang ist die Kenntnis der *Eigenfrequenzen* des Tragwerkes und seiner Einzelteile wichtig. Liegen diese in einiger Entfernung von der Frequenz der periodischen Belastungskräfte, so besteht auch bei längerer Wirkung keine Gefahr des Aufschaukelns der Schwingungen. Über die Berechnung der Schwingungen von Stabwerken vgl. K. HOHENEMSER und W. PRAGER: *Dynamik der Stabwerke*, Berlin 1933, für die von Fachwerken K. FEDERHOFER: *Stahlbau 7* (1934) S. 6.

¹ Wir folgen der Arbeit von W. HORT: *Bautechn. 6* (1928) S. 37, wo auch die einzelnen Einflüsse rechnerisch verfolgt sind.

² Angaben über die Stoßwirkung einzelner Fahrzeugarten vgl. STRELETZKY: Bericht über die II. intern. Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien 1929, S. 84.

Die Gesamtheit der dynamischen Wirkungen ergibt ein verwickeltes Bild. Die größten, unter Berücksichtigung der Schwankungen auftretenden Spannungen bzw. die Stoßzahlen hängen nach Vorstehendem von vielerlei Umständen ab: Von Zustand und Bauart des Gleises und der Fahrzeuge, der Belastungsgeschwindigkeit, der Bauart des Stahltragwerkes, ferner von der trägen Masse und den dynamischen Eigenschaften des Haupttragwerkes wie seiner Einzelteile. Der dynamische Zuschlag oder *Stoßzuschlag* ($\varphi - 1$) gegenüber der entsprechenden ruhenden Belastung ist daher auch unter sonst gleichen Umständen für die einzelnen Teile der

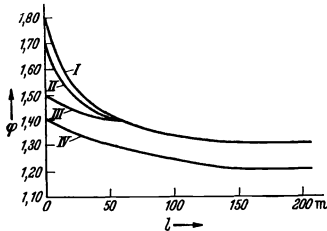


Abb. 19. Stoßzahlen φ für eingleisige Eisenbahnbrücken (BE § 16). I mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Langsträgern. II mit Schwellen auf den Haupt- oder Langsträgern und im Falle I, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind. III mit durchgehender Bettung und im Falle II, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind. IV mit durchgehender Bettung, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind.

Brücke verschieden. Er kann offenbar für einzelne Bauteile besonders groß werden, wenn deren Eigenfrequenz das Aufschaukeln erleichtert.

Die deutschen Vorschriften für den Bau von Eisenbahn- und Straßenbrücken sehen Stoßzahlen φ vor (vgl. Abb. 19), die mit wachsender Stützweite l der betr. Tragwerksteile abnehmen. Dadurch wird dem Einfluß der größeren Masse der weiter gestützten Tragwerke im Verhältnis zu den Schwankungen der Belastungskräfte in einfacher Weise Rechnung getragen. Bei Eisenbahnbrücken sind die Stoßzahlen je nach der Bauart des Gleises in vier Gruppen eingeteilt, für zwei und mehrgleisige Brücken tritt eine Ermäßigung von φ ein. Einzelwerte der Stoßzahlen sind aus den einschlägigen Vorschriften zu entnehmen. Die in den Bestimmungen anderer Länder und Verwaltungen vorgeschriebenen Stoßzahlen weichen zum Teil erheblich von den deutschen Werten ab.

Zur Bestimmung der Größe der Stoßzahlen wurden bereits zahlreiche Messungen durchgeführt. Es liegt in der Natur der Sache, daß die gemessenen Werte in weiten Grenzen streuen. Grundsätzlich entspricht ihr Verlauf den in den Vorschriften zugrunde gelegten Werten. Bei gut unterhaltenen Gleisen und Fahrzeugen dürften die derzeit vorgeschriebenen Stoßzahlen noch zu hoch sein, so daß eine Abminderung erwogen werden kann. Für die weitere Entwicklung werden die Ergebnisse der mit neuentwickelten Meßgeräten durchgeführten Untersuchungen bedeutungsvoll sein.

Schrifttum.

BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 41. — BÜHLER, A.: Stoßwirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken. Intern. Kongreß für Brückenbau und Hochbau. Zurich 1926.

Das Problem des Stoßes bewegter Lasten auf Brücken ist auch auf den Internationalen Kongressen für Brückenbau und Hochbau ausführlich behandelt worden, man vgl. Kongreßbericht Wien 1928, S. 56. Kongreß in Paris 1932, Thema V (Brückendynamik), Vorbericht, S. 429 und Schlußbericht, S. 381.

2. Zulässige Spannungen bei wechselnder Belastung.

Wenn sich die Anstrengung eines Bauteiles oftmals ändert, so kann nach den Ausführungen unter E, 3 die Zeitfestigkeit ausschlaggebend sein, d. h. die Tragfähigkeit kann nach einer bestimmten Anzahl der Belastungen durch einen Dauerbruch erschöpft werden. Soll ein Dauerbruch ausgeschlossen sein, so müssen die unbegrenzt oft auftretenden Spannungen etwas unter der Dauerfestigkeit σ_D bleiben.

Bei der Bemessung von Stahlbauten wird aus Gründen der Einfachheit so verfahren, als ob immer nur der Belastungszustand eintritt, der die maßgebenden Spannungen verursacht. Die für eine derartige *Dauerbelastung zulässigen Spannungen* σ_{Dzul} sind in Anlehnung an die Ergebnisse von Dauerversuchen und auf

Grund der Erfahrung mit Einrechnung eines kleinen Sicherheitsabschlages festgelegt worden. Abb. 20 zeigt als Beispiel die nach BE § 36 für Eisenbahnbrücken vorgeschriebenen Werte σ_{Dzul} als Funktion der unteren Grenze σ_u des Spannungsintervalls. Man beachte den Unterschied in den Werten σ_{Dzul} , je nachdem die Grundspannung σ_u eine Zug- oder eine Druckspannung ist. In Abb. 20 sind zum Vergleich auch die bei der Festsetzung dieser Werte zugrunde gelegten Versuchsergebnisse für die Dauerfestigkeit eingetragen³.

Damit die vorhandenen Spannungen nicht mit den je nach der Grundspannung σ_u veränderlichen Werten σ_{Dzul} verglichen werden müssen, wurde in den Vorschriften eine „Gedachte Spannung“ $\gamma \sigma$ eingeführt. Die Spannungen werden also beim Spannungsnachweis mit dem $\gamma = \sigma_{zul}/\sigma_{Dzul}$ -fachen Wert eingesetzt, um die schwelende oder wechselnde Beanspruchung auf einfache Weise zu berücksichtigen. Mit dem Beiwert γ sind dabei nach BE nur die Spannungen $\sigma_g + \varphi p + f$ aus ständiger Last und Verkehrslast einschließlich Stoßzahl φ , gegebenenfalls auch aus den Fliehkräften zu multiplizieren, wobei $\sigma_I = \gamma \sigma_g + \varphi p + f$ gesetzt wird. Bei den übrigen Spannungen σ_{II} (sonstige Hauptkräfte) und σ_{III} (Zusatzkräfte) sind nach dieser Vorschrift keine Dauerbeanspruchungen zu berücksichtigen, d. h., es wird dafür mit $\gamma = 1$ gerechnet. Die Rechnungswerte $\sigma_I + \sigma_{II}$ bzw. $\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}$ müssen dann unter der zulässigen Grenze σ_{zul} für ruhende Belastung bleiben.

Die Beiwerte γ sind den Dauerfestigkeiten σ_D entsprechend für die Werkstoffe St 37 und St 52 verschieden festgesetzt. Es verdient auch erwähnt zu werden, daß sich die vorgeschriebenen γ -Werte für genietete und geschweißte Tragwerke bei St 52 etwas unterscheiden. Bezieht man die Veränderlichkeit des Beiwertes γ auf das Verhältnis $\min \sigma_I / \max \sigma_I$ der Grenzen des Spannungsintervalls ($\min \sigma_I$ bzw. $\max \sigma_I$ bedeutet den zahlenmäßig kleinsten bzw. größten Spannungswert, entsprechend bei den Stabkräften $\min S_I / \max S_I$ oder den Biegemomenten $\min M_I / \max M_I$), so erhält man die Abb. 21.

Bei geschweißten Stahlbauten ergeben sich für die verschiedenen Verbindungen und Bauteile sehr unterschiedliche Dauerfestigkeiten, so daß für sie in den „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken“ der Deutschen Reichsbahn jeweils besondere zulässige Dauerbeanspruchungen festgesetzt sind. Abb. 22 gibt ein Beispiel der sog. Spannungshäuschen für die zulässigen Spannungen σ_{Dzul} , die wie Abb. 20 als Funktion der Grundspannungen σ_u aufgetragen sind.

Um auch für diese schon schwerer zu übersehenden Fälle einen einheitlichen Spannungsnachweis führen zu können, wurde eine besondere Formzahl α eingeführt. Die Formzahlen sind so gewählt, daß $\sigma_{Dzul} \cdot \gamma / \alpha = \sigma_{zul}$ ist. Zum Beispiel für einen geschweißten Träger, der durch ein größtes Biegemoment $\max M_I$

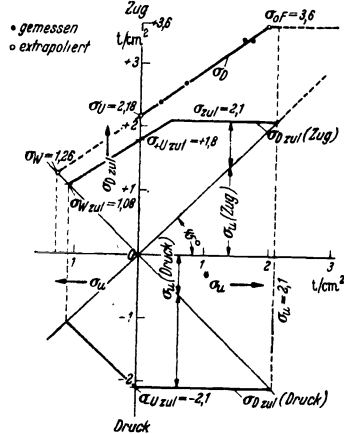


Abb. 20. Zulässige Dauerbeanspruchung σ_{Dzul} für St 52 bei Belastung durch Hauptkräfte (nach BE, § 36).

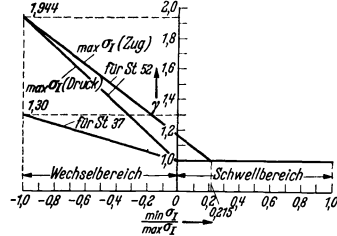


Abb. 21. Beiwerte γ für genietete Brücken (nach BE, § 36).

³ KOMMERELL, O.: Bautechn. 12 (1934) S. 25.

belastet ist, ist die tatsächliche zulässige Spannung nach § 4, C I 7 dieser Vorschrift

$$\sigma_{Dzul} = \frac{\max M_I}{W_n}$$

aus dem Spannungshäuschen Abb. 21 zu entnehmen. Multipliziert man diesen Wert der tatsächlichen Spannung mit γ/α , so erhält man eine Rechnungsgröße

$$\sigma_I = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{\max M_I}{W_n},$$

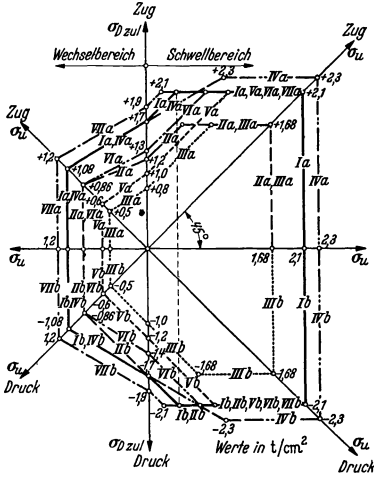


Abb. 22. Spannungshäuschen σ_{Dzul} bei geschweißten Brücken aus St 52 (nach Abb. 2 der Vorl. Vorschriften).

die nach der Vorl. Vorschrift zusammen mit σ_{II} bzw. $(\sigma_{II} + \sigma_{III})$ unter den für den betr. Werkstoff zulässigen Spannungen σ_{zul} bleiben muß. Beim Spannungsvergleich können also jeweils die Rechnungswerte $(\sigma_I + \sigma_{II})$ bzw. $(\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III})$ mit den gewöhnlichen zulässigen Spannungen verglichen werden. Für die Formzahl α sind in den Vorl. Vorschriften umfangreiche Tafeln, nach St 37 und St 52 getrennt, gegeben. Weitere Einzelheiten sind aus der Vorschrift zu entnehmen, die eines genauen Studiums bedarf. Man vgl. dazu auch O. KOMMERELL: Erläuterungen, II. Teil, Vollwandige Eisenbahnbrücken, 4. Aufl., Berlin 1936.

Wie das vorstehende Beispiel zeigt, kann eine gewisse Vereinheitlichung des Spannungsnachweises erreicht werden, wenn die tatsächlichen Spannungen zur Berücksichtigung der

Dauerbelastungen mit Beiwerten vervielfacht werden, die so bestimmt sind, daß der betr. Rechnungswert immer mit derselben zulässigen Spannung für ruhende Belastung verglichen werden kann.

Da für die einzelnen Gebiete des Stahlbaus besondere Vorschriften erlassen sind, die sich teilweise erheblich voneinander unterscheiden, ist im ganzen eine ziemlich unübersichtliche Lage vorhanden, so daß die einzelnen Anwendungsgebiete und Fälle genau unterschieden werden müssen. Die Bestimmungen über die Berücksichtigung von Dauerbelastungen sind für Eisenbahnbrücken am weitesten entwickelt. Die Bestimmungen für Straßenbrücken und andere Stahlbauwerke sind gegenüber denen für Eisenbahnbrücken vor allem dadurch vereinfacht, daß sie nur eine Stoßzahl φ (zur Berücksichtigung der Schwingungserscheinungen) enthalten, aber keine besondere Berücksichtigung der Dauerbelastung fordern, die hier in ihrer Bedeutung meist auch stark zurücktritt.

Die einschlägigen Bestimmungen sind noch in der Entwicklung begriffen, bei jeder Planungsarbeit ist daher unbedingt jeweils die neueste Ausgabe der betr. Vorschrift zugrunde zu legen. Der jährlich erscheinende Stahlbau-Kalender enthält eine Übersicht der Bestimmungen, die größtenteils im Auszug wiedergegeben sind. Man findet dort auch Angaben über die Vorschriften ausländischer Verwaltungen.

3. Bemerkungen zum Begriff der Sicherheit.

Die *Sicherheit bei ruhender Belastung* wurde bereits unter C 2 besprochen. Wenn nur eine einmalige, langsam ansteigende Belastung in Betracht kommt oder höchstens ganz wenige Wiederholungen der Belastung zu berücksichtigen sind, so ist danach der Begriff der Sicherheit gegen Fließen brauchbar, um die Gefahr des Eintretens von unzulässig großen Formänderungen abzuschätzen. Die Verhältniszahl

$\nu_F = \sigma_F/\sigma$ gibt dann an, wieviel die vorhandene Spannung σ vergrößert werden kann, bis Fließen eintritt. Dabei wird stillschweigend vorausgesetzt, daß die Spannungen proportional zu den Belastungen ansteigen.

Bei Brücken und ähnlichen Stahlbauten ist ein bestimmter Teil der Belastung, nämlich die sog. ständige Belastung (Eigengewicht usw.) immer vorhanden, während die Verkehrslasten (Nutzlasten) und die sog. Zusatzkräfte veränderlich sind. Es ist hier von Interesse zu wissen, wie weit die Nutzlast p (bei unveränderter ständiger Last g) gesteigert werden kann, bis die Fließgrenze erreicht bzw. die Tragfähigkeit erschöpft ist. Die Sicherheitszahl ν_{Fp} ist im Verhältnis zu $\nu_{F(g+p)}$ um so höher, je größer der Anteil der ständigen Last an den Gesamtspannungen ist. Für die Sicherheit gegen Bruch ν_B gilt entsprechendes.

Die Tragfähigkeit wird in manchen Fällen (z. B. bei Druckstäben) auch durch Labilitätserscheinungen erschöpft (Knicken, Kippen, Beulen). Für die Knicksicherheit ν_K ist die Höhe von ν_F und ν_B ohne unmittelbare Bedeutung. Die Knicksicherheiten wären sinngemäß ebenfalls nach der veränderlichen Belastung zu unterscheiden, praktisch wird ν_K jedoch immer nur auf die Gesamtspannung bezogen, ohne Rücksicht darauf, wie sie sich zusammensetzt.

Die auf übliche Weise errechneten Sicherheitszahlen unterscheiden sich natürlich mehr oder weniger von der tatsächlichen Sicherheit, sobald die Spannungen nicht mehr proportional mit den Belastungen ansteigen, d. h. wenn Spannungsausgleich im Querschnitt oder Kräfteumlagerung eintritt. Die unter C 2 als Beispiel genannte Sicherheit gegen Fließen $\nu_F = 1,71$ (bzw. 1,50) für Stahlbauten unter ruhender Belastung setzte stillschweigend voraus, daß die Spannungen bis zur Fließgrenze proportional zu den Belastungen weiterwachsen.

Bei den üblichen Spannungsnachweisen müssen notwendigerweise Vereinfachungen gemacht werden, gewisse Einflüsse (z. B. die sog. Nebenspannungen infolge der steifen Knotenpunktverbindungen in Fachwerkträgern oder die meisten der sog. Zusatzkräfte) werden beim Spannungsnachweis sogar grundsätzlich nicht berücksichtigt. Man darf daher nicht erwarten, daß Fließen etwa erst eintritt, wenn die Belastung auf das 1,71fache jener Größe angewachsen ist, die für die Bemessung zugrunde gelegt wurde. In einem Fachwerkträger wird das Fließen an einzelnen Stellen infolge der Nebenspannungen erheblich früher eintreten, so daß die Biegungsspannungen abgebaut werden. Die zugehörigen Formänderungen des Gesamttragwerkes sind zunächst belanglos. Erst wenn die Fließgrenze bei weiterer Laststeigerung in ganzen Stabquerschnitten erreicht ist, d. h. für eine gleichmäßige Spannungsverteilung, wie sie auch für die Bemessung von Fachwerkstäben zugrunde gelegt wird, können die Formänderungen eine erhebliche Größe erreichen. Man erkennt daraus, daß den Sicherheiten gegen Fließen an den Stellen von Spannungsspitzen bzw. für ganze Stabquerschnitte sehr verschiedenes Gewicht beizumessen ist.

Alle vorstehend erwähnten Sicherheitszahlen gelten für ruhende bzw. langsam ansteigende einmalige Belastungen. Bei der Vielzahl der Begriffe muß somit jeweils genau angegeben werden, welche Sicherheit gemeint ist, wenn Mißverständnisse ausgeschlossen werden sollen.

Bei wechselnder Belastung treten zu den vorstehend erwähnten „statischen Sicherheiten“ noch die entsprechenden Begriffe der Sicherheit gegen Dauerbruch. Die Sicherheit gegen Dauerbruch $\nu_D = \sigma_D/\sigma$ kann bei bekannter Abhängigkeit der Dauerfestigkeit von der Grundspannung $\sigma_D = \sigma_D(\sigma_u)$ geschätzt werden.

Für das Beispiel der Abb. 20 kann man σ_D und σ_{Dzul} für eine festgehaltene Grundspannung σ_u unmittelbar aus dem Spannungshäuschen entnehmen. Z. B. für $\sigma_u = 0$ ist danach die Sicherheit gegen Erreichen der Ursprungsfestigkeit etwa $\nu_D = 2,18/1,8 = 1,21$, wenn $\sigma_I = \sigma_{zul}$ ist, d. h. allein die zulässige Grenze erreicht. Die Sicherheit ν'_D nimmt für $\sigma_u < 0$ (Druck) noch etwas ab, dagegen für $\sigma_u > 0$ rasch zu. In dem Bereich $\sigma_u \geq 0,45 \text{ t/cm}^2$ ist $\sigma_{Dzul} = \sigma_{zul} = 2,1 \text{ t/cm}^2$, der zulässige Spannungsausschlag wird für eine Grundspannung $\sigma_u = 2,1$ gleich Null. In diesem Fall ist nur eine ruhende Belastung zulässig.

Ist dagegen die Sicherheit ν'_D für den Fall gesucht, daß beide Spannungsgrenzen im gleichen Verhältnis vergrößert werden, so daß σ_{II}/σ_0 konstant bleibt, dann können die zusammengehörigen Werte für unser Beispiel aus der Abb. 23 entnommen werden, die aus der Abb. 20 abgeleitet ist. Für $\sigma_{II}/\sigma_0 = -1$ ist die Sicherheit gegen Erreichen der Wechselfestigkeit danach $\nu'_D = 1,26/1,08 = 1,17$, d. h. die Spannungsausschläge könnten (wieder unter der Voraussetzung $\sigma_{II} = \sigma_{III} = 0$) auf das $\nu'_D = 1,17$ -fache vergrößert werden, damit gerade die Dauerfestigkeit erreicht wird.

Bei der Beurteilung der Werte ν_D ist zu beachten, daß die Zahl der vorliegenden Dauerversuche noch zu klein ist, um die Kurve σ_D in Abb. 23 im ganzen Bereich zuverlässig darzustellen. Die Abb. 23 beruht nämlich noch zum erheblichen Teil auf extrapolierten Werten. Ferner sei nochmals an die Streuung erinnert, die bei allen derartigen Versuchen zu erwarten ist (vgl. E 3, S. 1553). Der übliche Begriff der Dauerfestigkeit, der auch in den Abb. 20 und 23 zugrunde liegt, setzt weiter voraus, daß der Dauerversuch mit gleichbleibender Frequenz der Lastspiele und ohne Einschaltung von Ruhepausen von Anfang bis zum Bruch mit Spannungsausschlägen konstanter Größe durchgeführt wird. Die rechnermäßigen Sicherheiten ν_D wären daher als Vergleichszahlen brauchbar, wenn bei jeder Belastung immer die gleiche größte Spannung erreicht würde.

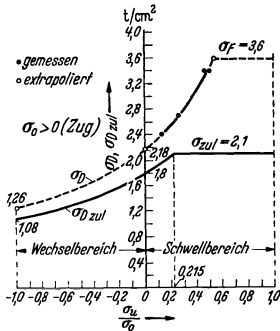


Abb. 23. Dauerfestigkeit und zulässige Dauerbeanspruchung von St 52 für $\sigma_0 > 0$ (Zug).

Z. B. in Brückentragwerken wird aber die bei der Bemessung zugrunde gelegte Höchstspannung nur beim Zusammentreffen aller ungünstigen Umstände erreicht, von dem Einfluß der Ruhepausen zwischen den einzelnen Belastungen ganz abgesehen. Andererseits kann die rechnermäßige Höchstspannung infolge der bei der Bemessung nicht berücksichtigten Einflüsse sowie infolge der Unsicherheit aller Rechnungsannahmen gelegentlich um einen gewissen Betrag überschritten werden. Bei dieser Sachlage werden zuverlässige Angaben über die Zeitfestigkeit bzw. Lebensdauer einzelner Bauteile in der Regel nicht möglich sein.

Das γ -Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung von wechselnder und schwelloser Beanspruchung enthält erfahrungsgemäß für die Regelfälle trotz dieser Einwendungen eine ausreichende Sicherheit gegen Dauerbruch. Die Beschränkung des Beiwertes γ auf den Spannungsanteil σ_I genügt, weil die übrigen Anteile σ_{II} und σ_{III} nicht so oft auftreten und gar das Zusammentreffen aller in der Höchstspannung ($\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}$) enthaltenen Einflüsse unwahrscheinlich oder wenigstens sehr selten zu erwarten ist. Und auch der rechnermäßige Wert σ_I wird nicht immer erreicht, die tatsächlichen Belastungen bleiben meist erheblich unter den theoretischen Lastenzügen zurück. Aus der WÖHLER-Linie (Abb. 17) ergibt sich aber, daß bereits für eine verhältnismäßig geringe Ermäßigung der Oberspannung σ_0 eine erhebliche Verlängerung der Lebensdauer N eintritt. Es ist also sehr wohl verständlich, daß Dauerbrüche im Stahlbau bei guter Konstruktion, sowie bei zweckentsprechender Wahl von Werkstoffen und Bauweise, wie bereits erwähnt, nicht besonders zu fürchten sind und daß sich für die erwähnten abstrakten Belastungsannahmen Sicherheiten ν_D als ausreichend erwiesen haben, die nur wenig über eins liegen.

Auf die aus den Dauerversuchen abgeleiteten Regeln für die Gestaltung der Stahlbauten muß natürlich unbedingt überall entsprechend Rücksicht genommen werden, wenn die Meinungen bezüglich der Übertragung der Dauerversuche auf die Praxis des Stahlbaues auch noch nicht für alle Fälle einhellig sein mögen.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß sehr wohl auch ein merklicher Einfluß der Dauerbelastung auf die Grenzen der elastischen Stabilität (Knick-

lasten) denkbar wäre. Durch hohe Dauerbelastung könnten die elastischen Eigenschaften des Baustahles merklich verändert werden, was sich bei Knickung im unelastischen Bereich auswirken müßte. Über diese Zusammenhänge ist jedoch noch nichts Näheres bekannt.

Der Begriff der „Sicherheit“ ist nach allem Vorstehenden durchaus nicht so einfach, wie man zunächst meinen möchte. Das tatsächliche Verhalten von Stahltragwerken hängt eben von vielerlei Umständen und Einflüssen ab, nach Kaltreckung auch von dem Faktor Zeit. Die tatsächliche Bedeutung der einzelnen Faktoren ist dabei allerdings nur schwer zu übersehen.

Wegen weiterer Einzelheiten über die Zusammenhänge zwischen Sicherheit und Bemessung kann verwiesen werden auf F. BLEICH: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 86. — W. GEHLER: Sicherheitsgrad und Beanspruchung. S. 216 des Berichtes über die II. intern. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien 1929.

Hinsichtlich der älteren Bemessungsverfahren vgl. man etwa BRIX u. LANDSBERG: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 2. Bd. (Brückenbau), 2. Abt., VII. Kap. (Die eisernen Brücken im allgemeinen), 3. Aufl., Leipzig 1901, S. 104. — G. C. MEHRTENS: Vorlesungen, 2. Teil (Eisenbrückenbau), 1. Bd., Leipzig 1908, S. 121.

II. Verbindungsmittel.

A. Allgemeines.

Die Stahlbauten werden aus gewalzten Profilen zu Stäben, Balken, Behältern, Flächentragwerken und anderen Bauteilen zusammengesetzt, die ihrerseits zu ganzen Bauwerken verbunden werden. Die Verbindungen sind meist *unlösbar* (durch Nietung und Schweißung), seltener *lösbar* (durch Schrauben und Bolzen, für kurz dauernde Bauzustände teilweise auch durch Dorne). Durch sie müssen die einzelnen Walzprofile so miteinander verbunden werden, daß *einheitlich wirkende Bauteile* und Tragwerke entstehen, was nur der Fall ist, wenn die zwischen den einzelnen Profilen bzw. Bauteilen auftretenden Spannungen und Kräfte sicher übertragen werden können. Wenn zwischen zwei Bauteilen nur Druckspannungen auftreten, können die Verbindungsmittel dadurch entlastet werden, daß die Spannungen unmittelbar in der sorgfältig bearbeiteten Berührungsfläche (auf Kontakt) übertragen werden.

Neben die erwähnten festen Verbindungen treten noch bewegliche Verbindungen, die gewisse, z. B. die bei der statischen Berechnung des Tragwerkes vorausgesetzten Bewegungen ermöglichen sollen (Gelenke, Zentralbolzen, Auszüge, Auflager usw.).

B. Niete.

1. Niete

sind nagelähnliche Bolzen, die in Bohrungen der zu verbindenden Teile eingeführt und dann fertig geschlagen werden. Die *Rohniete* (vgl. Abb. 24 a) werden

fabrikmäßig aus gewalztem Rundstahl hergestellt. Werkstoff der Niete ist ein besonders bildsamer Flußstahl, der sich leicht formen und stauchen läßt, und zwar wird in Bauteilen aus St 37 der Nietstahl St 34 verwendet, in Konstruktionen aus St 52 dagegen in der Regel der Nietstahl St 44. Zum Beispiel im Kranbau werden Bauteile aus St 52 jedoch auch mit Nieten St 34 verbunden. Über die Eigenschaften von Nietstahl vgl. den Abschnitt *Baustoffe*, Tabelle 6, S. 408, sowie unter Q, S. 420, wo weitere Einzelheiten zur Auswahl und Behandlung des Stahls zu Nietverbindungen und über die Tragfähigkeit der Nietverbindungen angegeben sind.

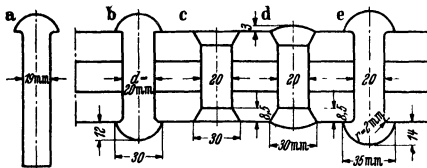


Abb. 24. a) Rohniet; b) fertigtes Halbrundniet (oben mit scharfkantiger Bohrung, unten mit gebrochener Kante).

Für die Anwendung im Stahlbau kommen folgende Nietformen in Betracht:

Halbrundniete nach DIN 124 (Abb. 24 a und b).

Senkniete nach DIN 302 (Abb. 24 c).

Linsensenkniete nach DIN 303 (Abb. 24 d).

Halbrundniete für den Kesselbau nach DIN 123 (Abb. 24 e).

Weitaus am häufigsten werden Halbrundniete in den durch DIN 124 festgelegten Abmessungen verwendet. Die Sinnbilder¹ für Halbrundniete sind in



Abb. 25. Sinnbilder für Halbrundniete.

Abbildung 26 zusammengestellt. Die normalen Zeichen gelten für Niete, die in der Werkstätte geschlagen werden. Die Sinnbilder für auf Baustelle zu schlagende Niete und für solche, bei denen auch das Nietloch erst auf Baustelle gebohrt werden kann, sind ebenfalls in Abb. 26 angegeben.

Stahlbauniete werden im hellrotglühenden Zustand geschlagen. Schlagen im kalten Zustand kommt nur für Niete von kleinem Durchmesser bis etwa 8 mm Durchmesser und geringer Länge in Frage. Beim Nieteten wird der am Rohriet bereits vorhandene sog. *Setzkopf* durch ein entsprechend geformtes Werkzeug (Gegenhalter oder Vorhalter), möglichst mit Nietwinden gut gehalten. Der zweite Nietkopf, der sog. *Schließkopf*, wird durch den Döpper des meist mit Preßluft betriebenen Niethammers erst geformt, nachdem der Nietschaft voll austauchst ist. In der Werkstatt werden nach Möglichkeit Nietmaschinen benutzt, das sind Kniehebelpressen, die sehr großen Schließdruck ausüben können. Handnietung nur noch selten, z. B. auf Baustellen, wo nur eine kleine Anzahl von Nieten zu schlagen ist, so daß sich der Transport der Druckluftereinrichtung für mechanische Niethammer nicht lohnt.

Für die Güte der Niete ist wichtig, daß der Nietschaft die Bohrung voll ausfüllt (*Ausstachen* der Nietschäfte). Da der Durchmesser der Rohniete nach DIN 124 um 1 mm kleiner ist als der der Fertigniete, muß der Nietschaft zuerst durch Hämmern bzw. Druck gestaut werden, bevor der Schließkopf geformt werden darf. Die Schaftlänge der verwendeten Rohniete muß daher außer dem Inhalt des Schließkopfes auch noch einen Zuschlag für das Ausstachen enthalten. Über die Nietschaftlängen in Abhängigkeit von der Klemmlänge vgl. DIN 124 oder Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 191.

Bei den mittleren Klemmlängen von etwa $s = 4,5 d$ bis $6,5 d$ wurden früher Linsensenkniete anstatt der Halbrundniete ausgeführt. Heute bilden Halbrundniete das hauptsächlichste Verbindungsmittel, Linsensenkniete wie Senkniete nur in besonderen Fällen. Halbrundniete werden derzeit bei Klemmlängen bis $s = 6,5 d$ und auch noch etwas darüber benutzt, für größere Längen dagegen konische Bolzen.

Da das volle Ausstachen der Bohrungen bei größeren Klemmlängen nur bei großer Sorgfalt zu erreichen ist, verlangt z. B. die Deutsche Reichsbahn bei Nieten mit mehr als $s = 4 d$ Klemmlänge die *Anwendung besonderer Nietverfahren*. Dafür kommen insbesondere die folgenden Wege in Betracht:

Das Schlagen von Nieten, die am Schaftende dunkler, d. h. um etwa 100° weniger heiß und damit härter sind, als der Setzkopf und der übrige Schaft (der

¹ Sinnbilder für Niete und Schrauben bei Stahlbauten vgl. DIN 407, wiedergegeben im Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 203, oder Stahlbau-Kalender 8 (1942) S. 205.

Wärmeunterschied kann erreicht werden durch vorsichtiges Abschrecken des Schaftendes in Wasser oder durch Anwendung besonderer Zweikammer-Niet-erwärmungsöfen),

das Vorstauchen der Niete mit *Hülsenzangen*, die den überstehenden Schaft umschließen und eine Verbreiterung des Schaftendes verhindern, solange der Schaft vorgestaucht wird,

die Nietung mit *Stauchkopf*, der ebenso wie die Hülsenzange noch durch eine besondere Hilfskraft gehalten werden mußte, so daß daraus

der sog. *Stauchhammer* entwickelt wurde, der den Stauchkopf mit dem gewöhnlichen Preßluft-Niethammer verbindet.

Nach Beendigung des Vorstauchens wird der Schließkopf mit dem gewöhnlichen Niethammer auf übliche Weise geformt. Einzelheiten über die erwähnten Nietgeräte und deren Anwendung vgl. K. SCHÄCHTERLE: Stahlbau 6 (1933) S. 117 u. 127.

In allen Fällen soll zunächst die Bohrung ausgestaucht werden, bevor der Schließkopf geformt wird. Mit den heutigen verbesserten Verfahren, die besonders für die neuzeitlichen schweren Vollwandbrücken weiter entwickelt wurden, können auch lange Niete bis etwa $s = 7d$ zuverlässig hergestellt werden. Die erwähnten Nietverfahren sind bei sorgfältiger Arbeit praktisch gleichwertig. Eine erhebliche Verbesserung der Nieteigenschaften tritt ein, wenn nicht Rohniete nach DIN 124 verwendet werden, sondern besonders angefertigte mit einem dickeren gedrehten Schaft. Solche Niete mit verminderter Staucharbeit haben sich bei schweren Stößen in Vollwandtragwerken gut bewährt. Eine weitere Verbesserung wird voraussichtlich durch geeignete Formgebung der Schaftenden zu erreichen sein. Nach in Gang befindlichen Versuchen dürfte es voraussichtlich möglich sein, auch Niete von $s = 9$ bis $10d$ Klemmlänge auf befriedigende Weise mit Halbrundnieten herzustellen.

Gut vorgestauchte Niete füllen die Bohrung praktisch voll aus und ermöglichen die Anwendung der normalen Halbrundniete für viel größere Klemmlängen als früher bei den alten Nietverfahren. Die guten Ergebnisse mit den neueren Nietverfahren rechtfertigen den Fortfall der Linsensenkniete, die früher für die Zwischenlängen verwendet wurden.

Das Vorstauchen der Niete (vor Formung des Schließkopfes) ist besonders für Nietverbindungen zweckmäßig, die *dynamisch beansprucht* sind, es wird dann die Dauerfestigkeit erhöht und allgemein die Gefahr einer Lockerung der Niete vermindert. Bei dynamisch beanspruchten Nieten sind außerdem die äußeren Nietlochränder zu brechen, so daß eine 1 bis 2 mm breite Kegelfläche entsteht. Hierdurch werden die Spannungsspitzen an den Nietköpfen vermindert, was sich unter anderem in einer Hebung der Dauerfestigkeit der Nietverbindungen auswirkt.

Im Stahlbau werden die Löcher für Niete in tragenden Bauteilen *gebohrt*, wobei der Lochrand bei normalen Halbrundnieten lediglich abgegratet wird. Die Bohrungen in den einzelnen zu verbindenden Teilen müssen gut aufeinander passen, sie dürfen nicht gegeneinander versetzt sein. Können die Bohrungen in den zusammengehörigen Teilen nicht gemeinsam gebohrt werden, so werden die Löcher daher meist zunächst um 1 bis 3 mm kleiner gebohrt und erst dann zylindrisch auf den vollen Durchmesser aufgebohrt oder *aufgerieben*, wenn die Teile zusammengebaut sind.

Durch das *Stanzen der Nietlöcher* wird der Werkstoff an den Lochrändern beschädigt, meist ergeben sich auch Anrisse, ferner ist eine merkliche Härtung durch Kaltreckung festzustellen. Versuchsstäbe mit gestanzten Löchern weisen daher eine kleinere Bruchlast auf als die entsprechenden Stäbe mit gebohrten Löchern. Die Abminderung der Bruchlast kann nach älteren Versuchen bei statischer Belastung gelegentlich den Betrag von 20% noch überschreiten. Eine ähnliche Abminderung der Höchstlast dürfte bei Dauerbelastung eintreten, bei der ja alle Kerben von größtem Einfluß sind. Aus diesen Gründen ist das Stanzen von Nietlöchern usw. in tragenden Bauteilen ganz zu vermeiden. Die TVSt²

² TVSt = Technische Vorschriften für Stahlbauwerke, Dienstvorschrift 827 der Deutschen Reichsbahn, 10. Aufl. 1939.

der Deutschen Reichsbahn sowie die Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken, DIN 1000, verbieten daher das Stanzen der Löcher für Niete und Schrauben, ausgenommen nur Futterplatten, Abdeckbleche und Behälterbleche unter 8 mm Dicke. Da die Lochränder bei größeren Plattendicken durch das Stanzen meist stark verdrückt werden, müssen die gestanzten Löcher dann doch nachgearbeitet (nachgebohrt oder aufgerieben) werden, so daß sich auch der wirtschaftliche Vorteil des Stanzens sehr vermindert. In vielen deutschen Stahlbauwerkstätten werden daher grundsätzlich alle Löcher, auch die in Futtern u. dgl., gebohrt.

2. Beanspruchung und Festigkeit einzelner Niete (statisch).

a) Scherverbindungen

(vgl. Abb. 27) bilden das hauptsächlichste Anwendungsgebiet der Niete im Stahlbau. Die in ihnen übertragenen Kräfte fallen wenigstens in erster Annäherung in die Ebene der miteinander verbundenen Teile. Je nach der Zahl der auf Abscheren beanspruchten Schnitte des Nietschaftes unterscheidet man ein-, zwei- und mehrschnittige Verbindungen (vgl. Abb. 28).

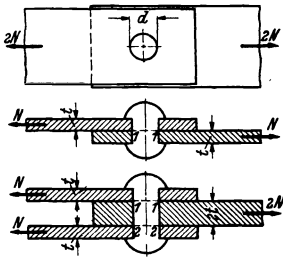


Abb. 27.

Der Spannungszustand in einer Scherverbindung ist ziemlich verwickelt. Bei der Übertragung der Kraft von der ersten Platte auf das Niet und weiter auf die zweite Platte tritt ein räumlicher Spannungszustand ein, der durch das übliche Berechnungsverfahren nur in grober Annäherung beschrieben werden kann. Die im Stahlbau übliche Bemessungsweise mit durchschnittlichen Spannungen ist jedoch erfahrungsgemäß ausreichend, um den Nietverbindungen die gewünschte Sicherheit zu geben.

Zweischnittige Nietverbindungen. Bei der in Abb. 29 dargestellten Verbindung ist ein symmetrischer Spannungszustand vorhanden. Die Pressungen zwischen Nietschaft und Leibung der Bohrung sind auch von der Stärke des Nietes und den Abmessungen der verbundenen Teile abhängig, ihre Verteilung über die Länge des Nietschaftes entspricht für nicht zu große Spannungen etwa der Abb. 29a. Für die praktische Berechnung von Nietverbindungen wird zur Vereinfachung eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen über die Dicke der einzelnen Platten angenommen (vgl. Abb. 29b). Ausnahmen können für besonders lange Niete bzw. sehr große Dicke der verbundenen Teile notwendig werden.

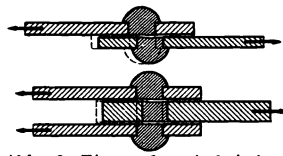


Abb. 28. Ein- und zweischnittige Nietverbindung.

Die ungefähre Verteilung der Spannungen über den Umfang des Nietquerschnittes zeigt Abb. 29c. Für die Bemessung wird mit einer gleichmäßigen Verteilung über den Durchmesser (nicht über die Abwicklung der Lochleibung!) nach Abb. 29d gerechnet. Der Durchschnittswert $\sigma_{lm} = \frac{N}{td}$ der auf den Durchmesser

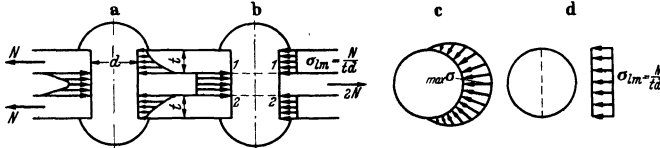


Abb. 29. Verteilung der Lochleibungsspannungen. a) und c) tatsächlich (schematisch); b) und d) übliche Rechnungsannahme.

teilung über den Durchmesser (nicht über die Abwicklung der Lochleibung!) nach Abb. 29d gerechnet. Der Durchschnittswert $\sigma_{lm} = \frac{N}{td}$ der auf den Durchmesser

der Bohrung bezogenen Pressung heißt *Lochleibungsspannung*. Die in den Nietschäften übertragene Querkraft ist in den Schnitten 1 und 2 durch *Schubspannungen* aufzunehmen. Für die Bemessung rechnet man mit dem Mittelwert der sog. *Scherspannung* $\tau_m = \frac{N}{\pi d^2/4}$, wenn N die auf einen Schnitt entfallende Scherkraft ist.

Für *einschnittige Nietverbindungen* gilt ähnliches wie für die zweischnittigen Verbindungen, jedoch ist der Spannungszustand hier unsymmetrisch. Die Verteilung der Lochleibungsspannungen über die Länge des Nietschaftes ist in Abb. 30 dargestellt, die Verteilung über den Umfang ist wie bei Abb. 29. Für die Bemessung wird hier ebenfalls mit den Durchschnittswerten der auf die ebene Projektion der Lochleibungsfläche bezogenen Lochleibungsspannung $\sigma_{lm} = \frac{N}{t d}$ und der in Schnitt 1 übertragenen Scherspannung $\tau_m = \frac{N}{\pi d^2/4}$ gerechnet.

Die in den Nieten auftretende *Biegung* wird bei den üblichen Verbindungen des Stahlbaues nicht berücksichtigt, die Verbiegung der Nietschäfte ist jedoch z. B. Hauptursache der ungleichmäßigen Verteilung der Pressungen über die Dicke t . Da sich die Nietköpfe nicht frei drehen können, ergibt sich eine elastische Einspannung an den Enden des Nietes, wodurch die Klemmwirkung und die zwischen den Platten auftretende Reibung vermehrt wird.

Die Biegungsspannungen in den Nieten von einschnittigen Verbindungen sind erheblich größer als in zweischnittigen Verbindungen. Aber auch in den verbundenen Platten tritt Biegung auf, da deren Schwerachsen nicht zusammenfallen. Einschnittige Verbindungen sind daher höher beansprucht als symmetrische Verbindungen. Insbesondere müssen die Einspannungsmomente an den Nietköpfen viel größer sein, so daß diese bei Dauerbeanspruchung besonders gefährdet sind.

Für das Verhalten von Nietverbindungen ist die *Reibung* in den Berührungsflächen von erheblicher Bedeutung. Beim Abkühlen der heiß geschlagenen Niete entstehen erhebliche Zugspannungen in der Richtung des Nietschaftes, so daß die vernieteten Teile auch festgeklemmt werden. In Verbindungen mit großer Klemmdicke t erreichen die Zugspannungen im Nietschaft die Fließgrenze (vgl. Abschnitt *Baustoffe*, S. 420 und die dort angeführte Schrift von WELLINGER), für Pakete von $t = 100$ mm gibt SCHAECHTERLE³ die Zugspannung nach neuen Versuchen mit $1,8$ t/cm² an, und zwar fast unabhängig von dem Nietverfahren. Bei einem Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,2$ entspricht die Haftreibung in jeder Berührungsfläche dafür $R = 0,2 \cdot 1,8 = 0,36$ t/cm² Schaftquerschnitt, das ist rd. $\frac{1}{3}$ der zulässigen Scherbeanspruchung von St 37. In einer zweischnittigen Verbindung beträgt die Reibungskraft für ein Niet von $d = 26$ mm danach fast 4 t. Bei den älteren Versuchen von HARKORT und LAVALEY wurden tatsächlich ähnliche Werte der Reibung gemessen. Vorstehende Werte gelten jedoch nur für lange Niete. Bei kurzen Nieten sinkt die Klemmspannung je nach den Verhältnissen bis auf 1 t/cm² und darunter.

Der Einfluß der Reibungskräfte auf das Verhalten von Nietverbindungen ist besonders merklich, wenn die Schwankungen der Belastungen in dem fertigen Bauwerk nur einen Teil der Gesamtspannungen ausmachen. Das Gleiten in den Nietverbindungen wird dann durch die Reibung wesentlich hinausgeschoben, für kleine Spannungsschwankungen sogar ganz verhindert. Der Gleitwiderstand kann andererseits durch Stöße und Erschütterungen vermindert werden. Für die Tragfähigkeit der Verbindungen tritt der Einfluß der Reibung dagegen ganz zurück, die Reibung wird daher bei dem im Stahlbau üblichen Bemessungsverfahren vernachlässigt.

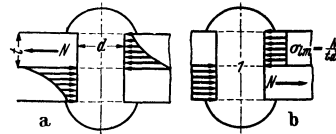


Abb. 30. Lochleibungsspannungen in einschnittigen Nietverbindungen. a) tatsächliche Verteilung (schematisch); b) übliche Rechnungsannahme.

³ SCHAECHTERLE, K.: Stahlbau 6 (1933) S. 128.

b) *Übliche Nietberechnung.*

Die im Stahlbau übliche Nietberechnung beschränkt sich bei Scherverbindungen darauf, nachzuweisen, daß die bereits erwähnten Durchschnittswerte für Scherspannung τ_m und Lochleibungsspannung σ_{lm} gewisse aus Versuchen und jahrzehntelanger Erfahrung bekannte Grenzen nicht überschreiten.

Die *Scherfestigkeit* hängt in erster Linie von dem Werkstoff der Niete ab. Bei der Beurteilung von Versuchswerten ist zu beachten, daß der Werkstoff der Niete von dem der verbundenen Platten verschieden ist und weiter die Festigkeit und die Härte des Nietmaterials durch das Schlagen der Niete merklich erhöht wird. Die Zunahme hängt vom Nietvorgang ab und ist längs des Schaftes veränderlich⁴.

In vielen Versuchsberichten ist die Scherfestigkeit auf die Querschnittsfläche der Rohniete bezogen, während die Scherfläche bei gut ausgestauchten Nieten fast ganz mit der Fläche der Bohrungen übereinstimmt. Es darf auch nicht etwa die aus Scherversuchen mit einzelnen Rohnieten entnommene Scherfestigkeit gleich der Festigkeit in den Verbindungen gesetzt werden. Letztere beträgt nämlich durchschnittlich etwa 1,2 von der des Nietmaterials. Da es sehr schwer ist, die einzelnen Einflüsse zu trennen, können aus den zahlreichen vorliegenden Versuchen leider nur wenig eindeutige Schlußfolgerungen gezogen werden. Eine genauere Beurteilung der Scherfestigkeit müßte daher immer von Versuchen mit gleichartigen Nietverbindungen ausgehen.

Die nachfolgend genannten Zahlen sollen lediglich einen Anhalt geben. Die Scherfestigkeit τ_{BO} von einzelnen Nieten im Anlieferungszustand ist im Durchschnitt $\tau_{BO} = 0,65$ bis $0,8 \sigma_{BO}$, während die Scherfestigkeit τ_{BV} in Nietverbindungen meist bei $\tau_{BV} = 0,75$ bis $0,95 \sigma_{BO}$ liegt. Bei Verbindungen mit Nieten aus St Si und Nickelstahl sind jedoch auch Werte τ_{BV} beobachtet worden, die sogar (bis zu 1,2) über der Zerreißfestigkeit σ_{BO} der Rohniete liegen.

Die *Lochleibungsfestigkeit* ist als Höchstwert der Belastung nicht so deutlich ausgeprägt wie die Scherfestigkeit. Wenn der Randabstand e nicht zu groß ist, reißen die Niete aus. Abb. 31 zeigt verschiedene Bruchbilder. Die für das Ab-



Abb. 31.

scheren der überstehenden Plattenenden notwendige Lochleibungsspannung kann (vgl. St. GALLIK⁵) nach zahlreichen Versuchsergebnissen für $e < 2,5 d$ in guter Annäherung durch die Formel $\sigma_{lB} = \frac{e}{d} \sigma_B$ dargestellt werden. Die Breite b der Zugproben ist in diesem Bereich ohne merklichen Einfluß auf die Lochleibungsfestigkeit, σ_B ist die Festigkeit der verbundenen Platten.

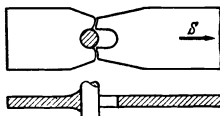


Abb. 32.

Bei größeren Randabständen stellt sich ein anderes Bruchbild ein. Wenn nämlich die Lochleibungsspannung größer wird als etwa $\sigma_{lm} = 1,6 \sigma_B$ (das ist für St 37 etwa $\sigma_{lm} = 6$ bis $6,5 \text{ t/cm}^2$), so ergeben sich starke Fließerscheinungen am Lochrand. Die vernieteten Platten werden, wie in Abb. 32 dargestellt ist, an den Bohrungen gestaucht und die Bohrungen selbst oval verzerrt. Die Tragfähigkeit ist sodann durch die örtlichen Zerstörungen begrenzt, und der Bruch tritt, ebenso wie bei einem Zugstab mit einer Bohrung oder einer sonstigen Querschnittsverwächung, durch

⁴ Man vgl. etwa K. WELLINGER: Eigenspannung, Gefüge und Festigkeit warmgeschlagener Nieten, Berlin 1932, S. 47 oder O. GRAF: Heft 5 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Berlin 1935, S. 23.

⁵ GALLIK, St.: Bericht über die II. internat. Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien 1929, S. 381.

Zerreißen, d. h. unter Überwindung der Zerreißfestigkeit in dem verschwächten Querschnitt ein.

Aus Versuchen und Erfahrung wurden die zulässigen Spannungsgrenzen für Scherspannung τ_{zul} und Lochleibungsspannung $\sigma_{l,zul}$ festgelegt. Es hat sich als zweckmäßig herausgestellt, die zulässigen Grenzen nicht auf die Festigkeitseigenschaften des Nietmaterials zu beziehen, sondern auf die der verbundenen Teile. Bezeichnet σ_{zul} die für die Platten zulässige Spannung, dann sind z. B. nach der BE der Deutschen Reichsbahn (4. Aufl. 1939) bei Belastung durch Hauptkräfte für Nietverbindungen aus St 37 (bzw. St 52) die folgenden Werte einzuhalten:

$$\tau_{zul} = 0,8 \cdot \sigma_{zul} = 0,8 \cdot 1,400 = 1,12 (1,68) \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{l,zul} = 2,0 \cdot \sigma_{zul} = 2,0 \cdot 1,400 = 2,80 (4,20) \text{ t/cm}^2.$$

Die Auffassungen über die zulässige Lochleibungsspannung haben allerdings im Laufe der Zeit gewisse Änderungen erfahren. So sah eine frühere Ausgabe der BE den Wert $\sigma_{l,zul} = 2,5 \sigma_{zul}$ vor, der nach heutiger Anschauung besonders für St 52 und oft wechselnde Belastung als verhältnismäßig zu hoch betrachtet wird. In den anderen Bestimmungen des Stahlbaues findet man verschiedene Verhältniszahlen, so für $\tau_{zul}/\sigma_{zul} = 0,8$ und $1,0$, für $\sigma_{l,zul}/\sigma_{zul} = 2,0$ und $2,5$. Eine Übersicht der derzeit gültigen zulässigen Spannungen für die verschiedenen Bauwerksarten und Belastungsfälle vgl. Stahlbaukalender 1942, S. 438 bzw. 476.

Um die für die Nietberechnung benutzten Durchschnittswerte τ_m und σ_{lm} nicht mit den verschiedenen dafür zulässigen Grenzen vergleichen, d. h. $\tau_m \leq \tau_{zul}$ und $\sigma_{lm} \leq \sigma_{l,zul}$ nachweisen zu müssen, ist durch die BE das Berechnungsverfahren der sog. *umgerechneten Flächen* eingeführt. Für ein einschchnittiges Niet ist danach

$$F_s = 0,8 \frac{\pi d^2}{4}, \text{ allgemein } \frac{\tau_{zul}}{\sigma_{zul}} \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

$$F_l = 2,0 dt, \text{ allgemein } \frac{\sigma_{l,zul}}{\sigma_{zul}} \cdot dt.$$

Die umgerechneten Scherflächen F_s und Lochleibungsflächen F_l sind als Anlage 9 zur BE zusammengestellt, von wo sie für beliebige Anzahl n von ein- und zweischchnittigen Nieten und für alle Bohrtiefen t entnommen werden können. Vgl. auch Stahlbaukalender 8 (1942) S. 202 bis 204.

Bezeichnet N den auf ein Niet bzw. einen Schnitt entfallenden Kraftanteil, so müssen die Rechnungswerte

$$\tau = \frac{N}{F_s} \leq \sigma_{zul} \text{ und } \sigma_l = \frac{N}{F_l} \leq \sigma_{zul},$$

mit denen bei der Nietberechnung ausschließlich gearbeitet werden kann, beim Spannungsnachweis unter der für den Baustoff der vernieteten Teile zulässigen Spannung σ_{zul} bleiben. Die Größe der tatsächlichen Durchschnittswerte für die Nieten τ_m bzw. σ_{lm} braucht dabei gar nicht ermittelt zu werden.

Für die Bemessung der Verbindung ist jeweils der größere der beiden Rechnungswerte ausschlaggebend. Die beiden Rechnungswerte werden für einschchnittige Verbindungen gleich groß, $\tau = \sigma_l$, wenn $F_s = F_l$ ist, woraus man die Grenzdicke zu $t' = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\tau_{zul}}{\sigma_{l,zul}}$ erhält. Für zweischchnittige Verbindungen ist die Grenzdicke $t'' = 2t'$. Für Verbindungen mit Plattendicken $t > t'$ bzw. $t > t''$ ist die Scherspannung, bei $t < t'$ bzw. t'' dagegen die Lochleibungsspannung für die Bemessung ausschlaggebend. Bei Beachtung dieser Beziehung braucht man jeweils nur die kleinere der beiden umgerechneten Flächen zu ermitteln. Für die in der BE zugrunde gelegten Werte ist

$$t' = 0,314 d, \quad t'' = 0,628 d.$$

Zum Beispiel für Niete von $d = 20$ bzw. 23 und 26 mm Durchmesser sind die Grenzdicke $t' = 6,3$ bzw. $7,2$ und $8,2$ mm.

Schließlich wäre noch darauf hinzuweisen, daß die in den Bestimmungen zugrunde gelegte Verhältniszahl $\tau_{zul}/\sigma_{zul} = 0,8$ für Nietverbindungen nicht zu Rückschlüssen auf die Fließgrenze oder Bruchspannung bei homogenem Spannungs-

zustand berechtigt (vgl. *Fließbedingung* IC, S. 1535). Der in Nietverbindungen vorhandene Spannungszustand ist, wie erwähnt, verwickelt, so daß die durchschnittliche Scherspannung τ_m für sich allein kein Maß für die Anstrengung geben kann. Die in Scherversuchen mit einzelnen Nieten beobachtete Fließgrenze τ_F ergab sich z. B. bei den Versuchen von GALLIK, S. 369 i. M. zu 0,57 bis 0,59 der Fließgrenze beim Zugversuch σ_F . Die durch Scherversuche mit einzelnen Nieten bestimmte Verhältniszahl τ_B/σ_B der Bruchspannungen liegt zwar meist erheblich höher als bei den Fließgrenzen, es kann aber kein Zweifel bestehen, daß die abweichenden Eigenschaften der Nietverbindungen mindestens ebenso sehr auf die oben erwähnten Veränderungen beim Schlagen der Niete und andere Einflüssen zurückzuführen sind. Ein Rückschluß auf die Brauchbarkeit der Fließbedingung usw. ist um so weniger zulässig, als die Niete aus St 34 (bzw. St 44) bestehen, während die Spannung τ_{zul} auf den Wert σ_{zul} der verbundenen Teile aus St 37 (bzw. St 52) bezogen wird.

c) Längszugspannungen.

Bei der üblichen Nietberechnung werden die im Nietschaft auftretenden Biegungs- und Zugspannungen nicht berücksichtigt. Die Biegungsspannungen werden lediglich durch geeignete Gestaltung, besonders durch Beschränkung der Dicke der einzelnen miteinander verbundenen Platten in gewissen Grenzen gehalten. Und Verbindungen, bei denen für die Tragfähigkeit des Gesamtbauwerks wesentliche Kräfte nur durch Zugspannungen in den Nieten aufgenommen werden können, werden im Stahlbau grundsätzlich vermieden. Derartige Verbindungen werden bei größeren Kräften gegebenenfalls so umgestaltet, daß Scherverbindungen entstehen, kann dies nicht erreicht werden, so werden die betreffenden Niete durch Schrauben ersetzt. Es verbleiben also hauptsächlich weniger wichtige Verbindungen mit kleineren Zugkräften und jene, allerdings sehr zahlreichen Fälle, bei denen die Zugkräfte als sog. Zusatzspannungen auftreten, z. B. infolge der elastischen Verformung der räumlichen Tragwerke. Beispiele hierzu vgl. unter Querträgeranschlüsse VI, S. 1704.

Niete sind wegen der Spannungsspitzen in der Nähe der Nietköpfe sicherlich nicht besonders geeignet, größere Zugkräfte aufzunehmen. Es erhebt sich die Frage, wie groß ihre *Zugfestigkeit* ist. Die „zulässigen Zugspannungen“ im Nietschaft werden vielfach z. B. mit etwa 0,3 t/cm² festgesetzt. Als Begründung für diesen kleinen Wert wird etwa angeführt, daß sich die Vorspannung mit der Zugbelastung addiert und die Gefahr eines Abreißen der Nietköpfe entsprechend steigt (reißen Nietöpfe doch manchmal bereits beim Nieten ab).

Die Tragfähigkeit von Nieten bei Zugbelastung in der Längsrichtung kann offenbar nicht wesentlich von der Vorspannung aus dem Nietvorgang abhängen, sondern diese muß verschwinden, sobald die Zugbelastung eine entsprechende Längsdehnung erzeugt hat. Dies wird durch zahlreiche Zugversuche mit Nieten bestätigt. Die Festigkeit von Halbrundnieten stimmt bei reiner Zugbelastung im wesentlichen mit der Zugfestigkeit des Materials der fertig geschlagenen Niete überein, unter Beachtung der Veränderungen der Eigenschaften beim Nietvorgang (vgl. S. 1566). Die Festigkeit ändert sich demgemäß in gewissen Grenzen mit dem Nietdurchmesser, sie ist allerdings in vielen Fällen durch den Widerstand der Nietköpfe gegen Abreißen begrenzt. Ein wesentlicher Einfluß der Vorspannung auf die Zugfestigkeit war bei den Versuchen nicht festzustellen. Die Vorspannung ist jedoch die Ursache dafür, daß beim Zugversuch größere Verlängerungen erst zu beobachten sind, wenn die Zugbelastung die Vorspannung überschreitet.

Sind die Niete, wie dies praktisch meist der Fall ist, gleichzeitig auch durch Scherkräfte und Biegungsspannungen belastet, so vermindert sich die ertragene Zugkraft entsprechend. Nach amerikanischen Versuchen von YOUNG und DUNBAR kann die zulässige Längsbelastung für Niete mit Zug und Scherbelastung bei Nietstahl St 34 etwa zu

$$\sigma_{zul} = 1,480 - 0,220 d' - 0,475 \left(\frac{N}{Z}\right)^2 \text{ in t/cm}^2$$

angenommen werden (d' = Rohnietdurchmesser in cm, N = Scherkraft und Z = Zugbelastung des Nietes, Gültigkeitsbereich $0 < \frac{N}{Z} < 0,85$).

Vorstehende Zahlen gelten für ruhende Belastung. Über die Dauerfestigkeit derartig beanspruchter Verbindungen ist bisher noch nichts Näheres bekannt. Die veränderlichen Spannungen wären also mindestens sinngemäß zu berücksichtigen.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß Zugverbindungen in vielen Fällen mit hohen zusätzlichen Spannungen in den vernieteten Teilen verbunden sind. Zum Beispiel sind einseitige Anschlüsse nach Abb. 33 a nur wenig tragfähig. Die hohen Biegungsspannungen an der Wurzel der Anschlußwinkel bei „W“, deren Größe leicht abzuschätzen ist, führen schon bald zu bleibenden Verbiegungen. Die Zugspannungen in den Nieten „F“ sind dabei noch verhältnismäßig niedrig, wenn die Verbindung bereits durch übermäßige Verformung (schematisch in Abb. 33b)

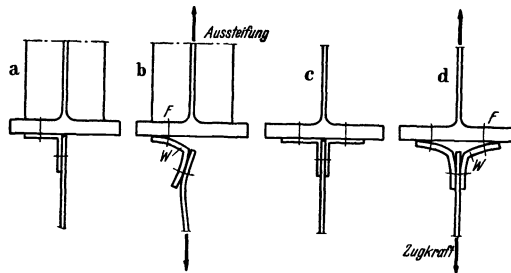


Abb. 33.

unbrauchbar geworden ist. Auch die Biegungsspannungen in den Nieten erreichen wegen der Einspannung an den Nietköpfen eine erhebliche Größe.

Bei symmetrischen Anschlüssen nach Abb. 33c tritt bei wachsenden Formänderungen (Abb. 33d) bald eine gegenseitige Versteifung ein, so daß die Niete außer Zug- und Biegungsspannungen noch erhebliche Schubkräfte aufzunehmen haben. Bei Zugversuchen mit Proben nach Abb. 33c trat der Bruch aber in vielen Fällen auch durch Abreißen des Winkels bei „W“ ein.

Verbindungen der hier betrachteten Art sind gegen Zugbelastung verhältnismäßig weich, weil die zusätzlichen Kräfte mit großen Formänderungen verbunden sind. Die Tragfähigkeit solcher Anschlüsse ist trotzdem überraschend groß, da mit wachsenden Verformungen in steigendem Maße eine entlastende Kräfteumlagerung eintritt. Man vgl. etwa die Versuche des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Eisenbau 3 (1912) S. 237, bei denen der Bruch teilweise durch Abreißen des Winkels bei „W“ eingetreten ist.

Im ganzen ist die Zugbelastung von Nieten wohl nicht ganz so ungünstig zu beurteilen, wie dies heute noch oft geschieht. Auch Verbindungen mit gezogenen Nieten erreichen große Tragfähigkeit bei geringen Formänderungen, wenn man nur dafür sorgt, daß die zusätzlichen Spannungen in den verbundenen Teilen wie in den Anschlußwinkeln usw. begrenzt werden.

In Verbindungen mit größeren Zugkräften werden die Niete heute fast immer durch Schrauben ersetzt, bei denen nach den Vorschriften höhere Zugspannungen zugelassen sind. Es darf dabei jedoch nicht übersehen werden, daß die mit den erwähnten zusätzlichen Spannungen verbundenen Nachteile auch bei der Verwendung von Schrauben grundsätzlich ebenso auftreten. Übrigens dürften auch Schrauben im Gewinde bei Dauerbelastung in ähnlicher Weise gefährdet sein wie die Nietköpfe. Die bauliche Gestaltung von gezogenen Anschlüssen bedarf daher immer ganz besonderer Aufmerksamkeit.

Weitere Einzelheiten über Zugversuche mit Nieten vgl. Eisenbau 3 (1912) S. 237. — CAJAR, R.: Bauingenieur 9 (1928) S. 778. — HOPPE, J.: Bauingenieur 14 (1933) S. 163. — Theoretische Betrachtungen über den Einfluß der Vorspannung usw. Vgl. V. BRADEL: Bauingenieur 10 (1929) S. 473.

3. Nietregeln.

Nietdurchmesser. Die Rücksicht auf einfache Arbeit in der Werkstatt und auf der Baustelle fordert, daß in einem Stahlbauwerk nur wenige Nietdurchmesser d verwendet werden. In vielen Fällen ist es möglich, mit zwei Nietdurchmessern auszukommen, je nach der kleinsten Dicke der verbundenen Walzprofile mit einem größeren für die tragenden Bauteile (meist $d = 20$ bis 26 mm, selten 29 mm) und einem kleineren ($d = 11$ bis 17 mm) für die Verwendung in den anderen Gliedern. Die Regeldurchmesser und Größtdurchmesser für Niete in Stab- und Formstahl vgl. DIN 996 bis 998 oder Taschenbuch Stahl im Hochbau.

Nietteilung. Der gegenseitige Abstand der Niete e (alle Abstände werden von Mitte zu Mitte Bohrung gemessen) ist nach unten hin begrenzt durch die Rücksicht auf das leichte Schlagen der Niete, die örtlichen Spannungsspitzen und die Abminderung der Festigkeit durch die Bohrungen (vgl. III A 1, S. 1577). Der größte Nietabstand ist begrenzt, da die Fugen wegen der Rostgefahr nicht klaffen und die Platten bei Druckbelastung auch nicht knicken dürfen.

Der größte Nietabstand richtet sich nach dem Verwendungszweck und der Dicke t der dünnsten außenliegenden Teile. Es werden unterschieden: *Kraftniete*, die für die Wirksamkeit des Tragwerks wesentliche Kräfte aufzunehmen haben, und *Heftniete*, die im wesentlichen nur dazu dienen, die einzelnen Profile zusammenzuhalten.

Der *Endabstand* e_1 (in der Krafrichtung) darf mit Rücksicht auf die Widerstandsfähigkeit gegen Lochleibungspressungen nicht zu klein werden (vgl. B 2 b, S. 1566). Auch der *Randabstand* e_2 (quer zur Krafrichtung) muß groß genug sein, um das Ausreißen der Niete auszuschließen.

Die für Eisenbahnbrücken, Straßenbrücken, Hochbauten und andere Stahlbauwerke üblichen Nietabstände unterscheiden sich in gewissen Grenzen. Sie sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Für Eisenbahnbrücken können sie aus der Anlage 2 zur GE der Deutschen Reichsbahn entnommen werden.

Tabelle 1. Nietabstände.

	Eisenbahnbrücken	Straßenbrücken und andere Stahlbauten
<i>Gegenseitiger Abstand e:</i>		
Kleinstabstand	3,5 d	3 d
Größtabstand für Kraftniete	6 d	bzw. 12 t
Größtabstand für Heftniete in Druckstaben	7 d	bzw. 15 t
Größtabstand für Heftniete in Zugstaben	10 d	bzw. 20 t
Größtabstand für wasserdichte Nietung z. B. in Buckelblechen	5 d	bzw. 10 t
<i>Endabstand e_1 (in der Krafrichtung):</i>		
Kleinstwert	2 d	2 d
Größtwert	3 d	bzw. 6 t
<i>Randabstand e_2 (quer zur Krafrichtung):</i>		
Kleinstwert	1,5 d	1,5 d
Größtwert	3 d	bzw. 6 t

In Stößen und Anschlüssen werden die Niete grundsätzlich so dicht gesetzt als zulässig, um Transport und Baustellenarbeit zu erleichtern sowie um in den Verbindungen möglichst große Reibungskräfte zu erzielen, weiter um Laschen und Knotenbleche klein zu halten, letztere nicht nur zwecks Baustoffersparnis, sondern auch um die Nebenspannungen infolge der steifen Knotenpunktverbindungen zu vermindern. Es ist selbstverständlich, daß der Nietabstand im übrigen möglichst groß gewählt wird, um an der Zahl der Niete und Bohrungen zu sparen, soweit nicht die Festigkeitsberechnung entgegensteht (vgl. z. B. die Halsniete von Biegeträgern, III B 2, S. 1594).

Nietanordnung. Die Niete werden meist in regelmäßigem Nietbild verteilt und in geraden Linien hintereinander gesetzt, sog. *Nietrißlinien*.

Bei größeren Querschnittsbreiten sind mehrere Nietreihen nebeneinander notwendig (vgl. Abb. 34), wobei die Grenzwerte von Tabelle 1 einzuhalten sind. Für die inneren Heftniete von breiten Zugstäben kann der gegenseitige Abstand e bis zum doppelten des Wertes nach Tabelle 1 vergrößert werden. Bei Stab- und Profilstahl werden die Niete immer in Nietrißlinien angeordnet, deren Regellage durch DIN 996 und 997 festgelegt ist (vgl. Abb. 35). Zum Beispiel erhalten Winkel bis 100 mm Schenkelbreite einreihige, darüber in zwei Reihen versetzte Nietung. Die *Wurzelmaße* w (bei **L**, **C**, **L**) bzw. *Streichmaße* (bei **L**, **I**, **IP**) sind in den meisten Profiltabellen angegeben und müssen mit Rücksicht auf die einfache zeichnerische Darstellung und Werkstarbeit eingehalten werden. Abweichungen werden unter anderem notwendig, wenn Profile zu vernieten sind, deren Nietrißlinien nicht zusammenfallen. In solchen Fällen ist die Lage der Nietrißlinie genau anzugeben.

Niete in verschiedenen Ebenen, z. B. in Winkelschenkeln, müssen so weit auseinanderliegen bzw. versetzt werden, daß sie mit Rücksicht auf den Döpper- und Nietkopfdurchmesser noch gut geschlagen werden können. DIN 998 und 999 enthalten die kleinsten Abstände, bei denen dies für Winkelstahl noch möglich ist, außerdem geben sie

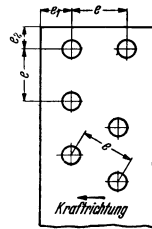


Abb. 34.

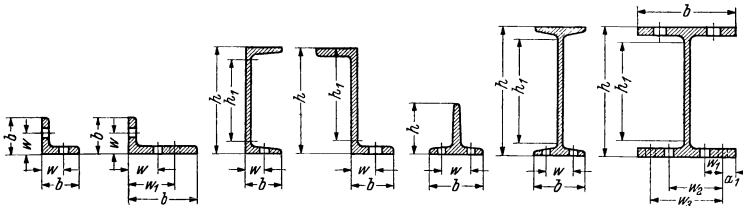


Abb. 35. Wurzelmaße und Streichmaße.

noch die kleinsten Nietabstände, die einzuhalten sind, wenn für die Zugfestigkeit des Profils nur die Verschwächung durch ein bzw. zwei Bohrungen ausschlaggebend sein sollen.

In den Stegen von **L**, **L**, **I**, **IP** können die Nietrißlinien frei gewählt werden. Die Niete müssen jedoch soweit vom Beginn der Ausrundungen entfernt sein, daß beim Schlagen der Niete auch für den Döpper Platz bleibt (vgl. die Maße h_1 für die Länge des geraden Steges in Abb. 35). Der Nietabstand g_1 im Steg von **L**, **I** und **IP** kann also (vgl. Abb. 36) bei „eingepaßten“ Laschen und Aussteifungen kleiner sein (und die Breite der Laschen entsprechend größer bzw. die Aussteifungen länger) als der Abstand g_2 für den Fall, daß deren Kanten die Ausrundungen nicht erreichen und daher nicht eingepaßt werden müssen. Eine „Tafel für eingepaßte und nichteingepaßte Anschlußwinkel bei **C**- und **I**-Eisen“ gibt G. SCHAPER: Grundlagen des Stahlbaues, 6. Aufl., Berlin 1933, S. 82. Für die Steglaschen von **I**- und **IP**-Profilen vgl. Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 434.

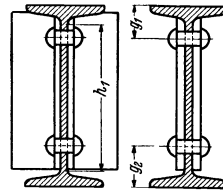


Abb. 36. Eingepaßte (oben) und nichteingepaßte (unten) Aussteifungen.

C. Schrauben und Bolzen.

1. Allgemeines.

Schrauben und Bolzen werden im Stahlbau als Verbindungsmittel angewendet, wenn die Verbindung lösbar sein muß,

Werkstoff (z. B. Stahlformguß), Gestalt oder Abmessungen der zu verbindenden Teile eine Nietung ausschließen,

enge Raumverhältnisse oder schlechte Zugänglichkeit eine einwandfreie Nietung unmöglich machen,

Nieten, wie auf manchen Hochbau-Baustellen, verhältnismäßig zu teuer sind oder keine Nietenrichtung vorhanden ist (Handnietung wird nur noch sehr selten ausgeführt),

in den Verbindungen oder Verankerungen größere Zugkräfte in der Bolzenrichtung aufzunehmen sind,

die Klemmdicke das für Nietung zulässige Maß überschreitet,

als Gelenkbolzen, wenn eine gegenseitige Verdrehung der verbundenen Teile möglich sein soll.

Derzeit wird noch das *Whitworthgewinde* in großem Umfang angewendet, neben das aber immer mehr das *metrische Gewinde* tritt. Näheres vgl. Abschnitt *Maschinenkunde*, I A 2 a. Die Einführung des metrischen Gewindes im Deutschen Reichsgebiet ist durch eine Anordnung des Reichswirtschaftsministers vom 30. 11. 1939 vorbereitet.

Die *Regeln* für die Anwendung von Schrauben im Stahlbau entsprechen denen für Niete gleichen Lochdurchmessers d_1 . Der kleinste gegenseitige Abstand darf jedoch $e = 3,5 d_1$, besser $4 d_1$, nicht unterschreiten. Die übrigen Abstände sowie Wurzelmaße und Streichlinien nach DIN 996 und 997 wie bei Nieten. Schrauben in verschiedenen Ebenen müssen jedoch wegen des größeren Platzbedarfes für Schraubenmutter und Schraubenschlüssel etwas weiter gegeneinander versetzt sein als dies bei Nieten notwendig ist.

2. Schraubenbolzen.

Für die Anwendung im Stahlbau kommen hauptsächlich die folgenden Formen von Schraubenbolzen in Betracht:

a) **Rohe Sechskantschrauben** mit Sechskantmutter und rohen Scheiben nach dem Beiblatt zu DIN 1050 (vgl. Abb. 37). Gewindedurchmesser $d = 1/2''$ bis $1''$ mit Bohrungen $d_1 = 14$ bis 26 mm. Werkstoff: Schraubenstahl St 38 · 13. Diese rohen oder

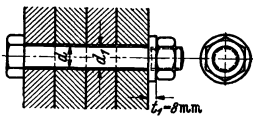


Abb. 37. Schraubenbolzen.

schwarzen Schrauben sind nur im Gewinde bearbeitet, im übrigen roh, so daß mit 0,5 bis 2 mm Spielraum zwischen Schaft und Bohrung zu rechnen ist. Anwendung im Stahlhochbau und für untergeordnete Verbindungen, besonders wenn die zu übertragenden Kräfte nicht zu groß sind. Da geschraubte

Verbindungen oft erhebliches Spiel aufweisen, ist bei größeren Kräften Vorsicht notwendig. Die Kräfteverteilung in durchlaufenden Balken und anderen statisch unbestimmten Tragwerken kann durch die ohne Kraftaufwand möglichen Bewegungen in den geschraubten Stoßverbindungen unter Umständen beträchtlich verändert werden.

b) **Paßschrauben (gedrehte zylindrische Bolzen, blanke Schrauben)**. Ihre Abmessungen entsprechen den rohen Sechskantschrauben, jedoch haben sie genau zylindrisch bearbeiteten Schaft, so daß sie die Bohrung ohne nennenswerten Spielraum ausfüllen. Werkstoff: St 38 oder St 52. Paßschrauben treten an die Stelle der rohen Schrauben, wenn größere Kräfte zu übertragen sind oder die Bewegungen in den Verbindungen klein gehalten werden müssen.

c) **Konische Bolzen** haben einen kegelförmig abgedrehten Schaft (vgl. Abb. 38 a). Der Neigungswinkel der Mantellinie gegen die Bolzenachse beträgt 1:100 bis 1:200. Die zylindrisch vorgebohrten Löcher werden mit konischen Reibahlen kegelförmig aufgerieben, nachdem die Konstruktion zusammengebaut und vorläufig verschraubt wurde. Die eingeschlifenen Bolzen werden durch wenige Hammerschläge leicht eingetrieben und die Schraubenmuttern fest angezogen. Sie besitzen keinen Kopf, da sie sonst nicht zuverlässig eingeschliften werden könnten. Bei sehr großen Klemmlängen ist die Wirkung der normalen

konischen Bolzen nach Abb. 38a manchmal nicht mehr ausreichend, um das Klaffen der äußersten Platten vollkommen zu verhindern, besonders wenn diese nicht ganz eben sind. Eine Verbesserung hierin soll eine neue Bolzenform Abb. 38b [nach HAUPT: Bau-technik 17 (1939) S. 508] bringen, die sich bereits bei Klemmlängen bis 265 mm bewährt hat.

Die Arbeit des Aufreibens der konischen Bolzen erfordert große Sorgfalt und ist darum ziemlich teuer. Gut eingeschliffene konische Bolzen sind jedoch das beste Verbindungsmittel bei großen Klemmdicken $s > 7d$, für welche Nietung heute nicht ausgeführt werden darf. Die modernen stählernen Vollwandtragwerke mit ihren dicken Paketen von Gurtplatten wären ohne die umfangreiche Anwendung von konischen Bolzen kaum auszuführen.

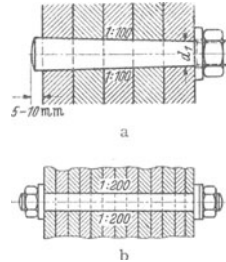


Abb. 38. a) normaler konischer Bolzen, b) Bolzen nach HAUPT (DRGM.).

d) **Unterlagsscheiben.** Die Schraubenbolzen a) bis c) werden im Stahlbau fast immer mit Unterlagsscheiben verwendet, da die Gewinde bei Scherverbindungen nicht bis in die Bohrung reichen dürfen. Die rohen runden *Scheiben* nach DIN 1050 sind $t_1 = 8$ mm dick, sie werden aus Flußstahl gestanzt, gescheuert und entgratet.

Für Walzträger mit schrägen Flanschen werden Vierkantscheiben mit 8% (für Γ nach DIN 434) bzw. 14% (für \mathbf{I} nach DIN 435) Neigung verwendet (Abb. 39). Näheres vgl. Stahlbaukalender 1942, S. 199 oder Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 201.

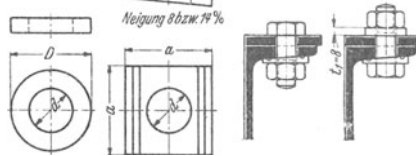


Abb. 39. Unterlagsscheiben.

e) **Sinnbilder.** Die derzeit benutzten Sinnbilder für Schraubenbolzen in Stahlbauten (in der *Draufsicht* nach DIN 407, das Normblatt wird zur Zeit neu bearbeitet!) sind in Abb. 40 gegeben. Die Tabelle (Abb. 40) enthält auch die für die Zugfestigkeit der Schrauben maßgebenden Kerndurchmesser und Kernquerschnitte.

Abb. 40. Sinnbilder für Schrauben.

Gewindedurchmesser	M 10	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/8"	
Sinnbild (Draufsicht)								
Bohrung mm	11	14	17	20	23	26	30	Sinnbild (Ansicht für alle Durchmesser)
Kerndurchmesser mm	7,92	9,99	12,92	15,80	18,61	21,34	23,93	
Kernquerschnitt cm ²	0,492	0,784	1,311	1,960	2,720	3,575	4,497	

Weitere Sinnbilder für Schrauben in Zeichnungen vgl. DIN 27. Auf Stahlbauzeichnungen werden Schrauben in der *Ansicht* oft nach Abb. 40 bezeichnet.

f) **Statische Beanspruchung einzelner Schraubenbolzen.**

a) *Scherverbindungen.* Der Spannungszustand in geschraubten Verbindungen ist ähnlich wie in den unter B 2 besprochenen genieteten Verbindungen. Für die Bemessung wird auch hier wie bei Nietten, mit den Durchschnittswerten der *Scherspannung* τ_m und der *Lochleibungsspannung* σ_{lm} gerechnet. Man erkennt, daß die Lochleibungspressungen stark anwachsen, wenn das Gewinde in die Bohrung reicht, was daher bei stärker belasteten Scherverbindungen immer vermieden wird.

Der *Reibungswiderstand* in geschraubten Verbindungen ist geringer als in genieteten Stößen, da beim Anziehen der Schraubenmutter nur verhältnismäßig kleine Klemmkräfte erreicht werden können. Durch zu scharfes Anziehen werden die Gewinde gefährdet.

Wie H. GERBER schon 1859 durch Versuche feststellte, ist die Festigkeit von eingepaßten zylindrischen Bolzen in Scherverbindungen etwa ebenso groß wie die von Nieten, während konische Bolzen diesen mindestens gleichwertig sind. Bei der Beurteilung von Versuchszahlen ist der Unterschied im Werkstoff von fertig geschlagenen Nieten (Veränderungen durch den Nietvorgang) und Schraubenbolzen zu beachten. Zum Beispiel Scherversuche, durchgeführt in der Versuchsanstalt für Ingenieurbau an der Technischen Hochschule Berlin, ergaben für eingepaßte Bolzen von verschiedenen Durchmessern und aus verschiedenen hochwertigen Stahlsorten Scherfestigkeiten gemäß $\tau_B/\sigma_B = 0,62$ bis $0,71$, im Mittel $0,65$. Die Verhältniszahl ist danach etwa ebenso groß wie bei Nieten.

Wegen der geringeren Einspannung an den Bolzenenden (im Vergleich zu der durch die starke Klemmwirkung noch vergrößerten Einspannung an den Nietköpfen) sind die Verbiegungen der Bolzen wohl etwas größer als bei Nieten. Damit ergibt sich auch eine ungleichmäßigere Verteilung der Lochleibungspressungen über die Dicke der Bohrung. Beim statischen Zerreißversuch ist jedoch unter den üblichen Verhältnissen auch hinsichtlich der Lochleibungsfestigkeit kein wesentlicher Unterschied zwischen eingepaßten Bolzen und Nieten festzustellen. Der verhältnismäßig geringere Reibungswiderstand ist aber doch Ursache für erheblich abweichendes Verhalten der Schraubenverbindungen bei Dauerbelastung.

Rohe Schrauben haben in Scherverbindungen wegen des Spielraums zwischen Bohrung und Schraubenschaft eine bis zu etwa 20% geringere Festigkeit. Aus diesem Grunde sind die für rohe Schrauben zulässigen Spannungen kleiner als für eingepaßte Schrauben. Für die Berechnung der Scherverbindungen ist dabei der tatsächliche Schaftdurchmesser d einzusetzen.

Nach der BE der Deutschen Reichsbahn gelten zur Zeit die nachfolgenden Werte:

Tabelle 2.

	τ_{zul}	$\sigma_{I,zul}$
Eingepaßte zylindrische und konische Bolzen aus St 38 bzw. St 52 (wie für Niete)	$0,8 \sigma_{zul}$	$2 \sigma_{zul}$
Rohe Schrauben aus St 38	$0,7 \sigma_{zul}$	$1,5 \sigma_{zul}$

Für die anderen Anwendungsgebiete des Stahlbaus gelten teilweise abweichende Zahlen, die aus den einschlägigen Vorschriften zu entnehmen sind.

β) *Längszugspannungen*. Niete werden heute fast immer durch Schrauben ersetzt, wenn in der Richtung des Schaftes größere Zugkräfte zu übertragen sind (vgl. unter B 2c). Für die Zugfestigkeit der Schrauben ist im wesentlichen der Kernquerschnitt maßgebend (vgl. Tabelle in Abb. 40). Zum Beispiel für die Stahlbauwerke der Deutschen Reichsbahn darf die Zugspannung bei Schrauben aus St 38 den Wert $\sigma_{zul} = 1,0 t/cm^2$ nicht überschreiten. Werte für andere Anwendungsgebiete vgl. die einschlägigen Vorschriften oder Stahlbaukalendar.

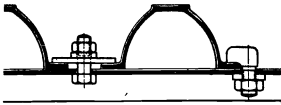


Abb. 41. Klemmplatte und Hakenschraube.

3. Weitere Schraubenformen.

Von den vielen weiteren Schraubenformen, die im Stahlbau Anwendung finden, seien nur folgende erwähnt (Einzelheiten sind den betreffenden DIN-Blättern zu entnehmen. Man vgl. auch DIN-Taschenbuch 10, 4. Aufl., Berlin 1937, sowie Abschnitt *Maschinenkunde*, I A 2b).

a) *Kopfschrauben*, *Stiftschrauben*, rohe *Senkschrauben* mit Nase.

b) *Hakenschrauben* und *Klemmplatten* (Abb. 41) werden benutzt, wenn der Flansch des festgeklemmten Profils keine Bohrung erhalten soll oder zu schmal ist, um verschraubt zu werden. Eine Anwendung von Klemmplatten beim Fahrbahnübergang einer Reichsautobahnbrücke zeigt Abb. 42. Die Verbindung ist hier so eingerichtet, daß Gleitbewegungen möglich sind.

c) *Holzschrauben* der verschiedenen Formen.

d) *Steinschrauben* (DIN 529) werden für die Verankerung von

Stahlbauteilen auf Mauerwerk benutzt. Zur Übertragung von größeren Auflagerzugkräften und in Fällen, wo keine Scherbelastung auftritt, dienen *Hammer-schrauben* (DIN 186, 188 und 261) und *Ankerschrauben* (DIN 797) mit zugänglichen Ankerplatten. Beispiel vgl. Abschnitt *Maschinenkunde*, I A 2 c, Abb. 19.

e) *Spannschlösser* (DIN 1478 bis 1480), vgl. Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 202.

Über die *Sicherung* von Schrauben, bei denen durch Stöße und Erschütterungen die Gefahr eines Lockerns der Muttern besteht, durch Gegenmutter, Feder- und Stellringe, Splinte vgl. Abschnitt *Maschinenkunde*, I A 2 c.

Einzelheiten sind den betreffenden DIN-Blättern zu entnehmen. Man vgl. auch DIN-Taschenbuch 10, 4. Aufl. Berlin 1937.

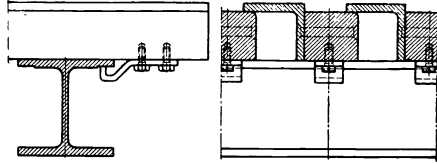


Abb. 42. Klemmplatten [nach K. SCHAECHTERLE und R. RIEDL: Bauingenieur 20 (1939) S. 587]. Vgl. auch Abb. 291, S. 1715.

4. Gelenkbolzen

ergeben eine zug- und druckfeste Verbindung, bei der sich die verbundenen Bauteile gegeneinander drehen können. Ihre Anwendung kommt in Betracht

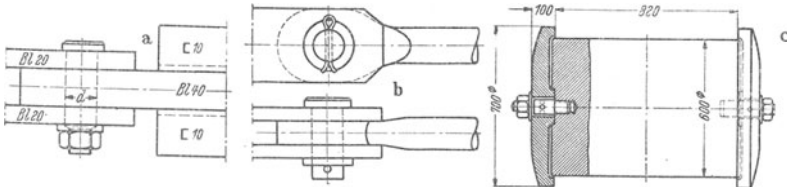


Abb. 43. Gelenkbolzen. a) mit gewöhnlichen Schraubenbolzen, b) Bolzen mit Splint, c) großer Gelenkbolzen einer Hängebrücke (Rheinbrücke Köln-Deutz).

für die Gelenke von Gerberträgern, insbesondere von Gerberpfetten (hierzu DIN 1009), für die Hängegurte von Kettenhängebrücken, gelenkige Anschlüsse von Zugstangen u. dgl. Fachwerke mit gelenkigen Knotenpunktverbindungen, sog. *Gelenkbolzenbrücken*, werden kaum mehr gebaut, heute werden fast immer steif vernietete Fachwerkknoten ausgeführt; auch in amerikanischen Fachwerktragwerken werden Gelenkbolzen nur noch bei den Zugstäben von sehr großen Brücken als Verbindungsmittel benutzt.

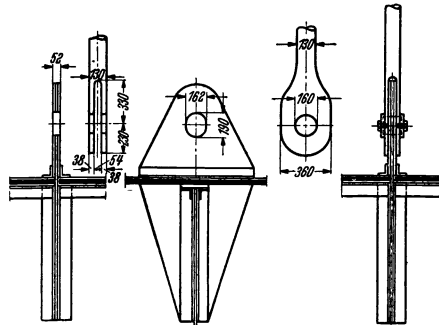


Abb. 44. Gelenkige Aufhängung (Rheinbrücke Köln-Mulheim).

Der Spannungszustand in Gelenkbolzen ist im wesentlichen wie bei Nietverbindungen (vgl. B, 2). Die Bolzen werden daher sinngemäß für die mittlere

Scherspannung τ_m und die durchschnittliche Lochleibungsspannung σ_{lm} bemessen. Da sich die Bolzen leicht drehen sollen, wird die Lochleibungspressung jedoch kleiner gehalten, meist $\sigma_{lm} = 1,0-1,3 \sigma_{zul}$. Die großen, an Gelenkbolzen auftretenden Reibungskräfte verhindern aber Bewegungen der Gelenke, solange die gegenseitige Drehung der verbundenen Bauteile nicht durch größere Momente erzwungen wird. Die Gelenkbolzen in allen Knoten von Fachwerkbrücken wurden daher seinerzeit wieder verlassen, da der Zweck einer besseren Annäherung an die Voraussetzungen der statischen Berechnung trotz erheblichen Aufwandes und Inkaufnahme anderer Nachteile doch nicht erreicht wird.

Die *Biegungsspannungen* in den Gelenkbolzen sind in vielen Fällen belanglos, sie können aber erhebliche Größe erreichen, wenn die verbundenen Querschnitte stark konzentriert sind. Über ihre genauere Berechnung vgl. F. BLEICH: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin 1924, S. 325. Beispiele von Gelenkbolzen in Abb. 43 und Abb. 44.

Schrifttum.

Von Versuchen über die (statische) Festigkeit von Nieten und Schraubenbolzen seien außer den im Text erwähnten Quellen noch genannt:

RUDELOFF, M.: Versuche mit Nietverbindungen und Brückenteilen. Berlin 1912. — WEIDMANN, G.: Bautechnik 5 (1927) S. 668. — SCHAECHTERLE, K.: Bautechnik 6 (1928) S. 81 u. 96. — Bericht über die II. internat. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien, 1929, Beiträge Cl. FİNDEISEN, S. 347 und St. GALLIK, S. 365, ferner die Diskussion S. 384. — GABER, E.: Stahlbau 3 (1930) S. 133. — KAYSER, H.: Stahlbau 4 (1931) S. 85 und Stahlbau 6 (1933) S. 164. — Man vgl. auch BLEICH, F.: Stahlhochbauten, Bd. 1. Berlin 1932, S. 454.

III. Niet- und Schraubenverbindungen.

Stoß heißen Verbindungen, die der Verlängerung oder Vergrößerung dienen. Stöße werden z. B. notwendig, weil die zur Verfügung stehenden Walzlängen oder Blechgrößen nicht ausreichen, bei der Aufstellung sind sie nötig zur Begrenzung von Abmessung und Gewicht der von der Stahlbauwerkstätte zur Baustelle zu transportierenden Einzelstücke. Alle übrigen Verbindungen, insbesondere solche zwischen Fachwerkstäben verschiedener Richtung und Trägern in verschiedenen Ebenen, werden als *Anschluß* bezeichnet. Die zur Überbrückung der Stoßlücken benutzten Platten usw. werden *Laschen* genannt.

Bei den üblichen Stoßverbindungen werden Laschen und Stoßniete so bemessen, daß sie allein die volle Kraft tragen können. Beim *Normalstoß* wird demgemäß nicht verlangt, daß sich die Stoßflächen der verbundenen Teile berühren, sondern es genügt, wenn diese mit den im Stahlbau üblichen Mitteln bearbeitet werden. Zeichnerische Darstellung gemäß Abb. 45a. Der *Paßstoß* oder *Kontaktstoß* ist dagegen praktisch dicht, die genau bearbeiteten Stoßflächen berühren sich (Abb. 45b). Für dynamisch beanspruchte Bauwerke wird z. B. von der Deutschen Reichsbahn allgemein verlangt, daß sich die Stoßflächen berühren und demgemäß als Paßstöße bearbeitet werden.

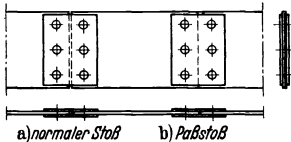


Abb. 45.

A. Zug- und Druckstäbe.

Hauptanwendungsgebiet der Zug- und Druckstäbe (das sind gerade Stäbe, die überwiegend durch zentrische Normalkräfte belastet sind) bilden die ebenen und räumlichen *Fachwerke*, die ja bei der üblichen Rechnungsannahme gelenkiger Knotenpunktverbindungen frei von Biegemomenten bleiben.

Die Betrachtungen dieses Abschnittes lassen die Knickgefahr bei Druckstäben außer acht (vgl. S. 1666). Es wird zunächst die statische Festigkeit betrachtet, über die Erscheinungen der Dauerfestigkeit vgl. A 5, S. 1587.

1. Nietabzug in Zugstäben.

a) Tragfähigkeit. Der Spannungszustand in einem Zugstab wird durch die Bohrungen für Niet- und Schraubenbolzen erheblich geändert. Im Proportionalitätsbereich entspricht die Spannungsverteilung über den verschwächten Querschnitt der Abb. 46. Die größte Längsspannung im Rechteckstab mit Bohrung ist nach A. HENNIG¹ und mit den Bezeichnungen von Abb. 46a genügend genau

$$\max \sigma = \sigma_n \left\{ 3 - 2 \left(\frac{d}{b} \right) + 0,8 \left(\frac{d}{b} \right)^2 \right\}.$$

Für den Grenzfall $d/b=0$ sehr breiter Platten folgt daraus $\max \sigma = 3 \sigma_n$ und für den in Abb. 46a dargestellten Fall $d/b = 1/3$, d. i. der größte Bohrungsdurchmesser, der mit Rücksicht auf den kleinsten Randabstand der Niete noch zulässig ist, $\max \sigma = 2,42 \sigma_n$.

Außer den Längsspannungen sind auch Normalspannungen in der Querichtung und Schubspannungen vorhanden². Abbildung 46b zeigt Längs- und Querspannungen für einen Flachstab mit zwei Bohrungen nach Messungen von M. RUDELLOFF³. Die

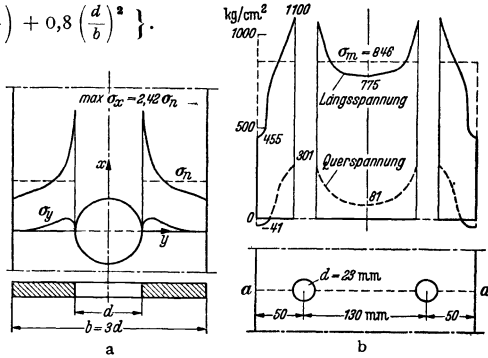


Abb. 46. Längs- und Querspannungen in einem gelochten Zugstab; a) nach A. HENNIG¹, b) nach M. RUDELLOFF³.

höchste Beanspruchung ist jeweils an der Lochleibung der Bohrungen vorhanden. Dort treten bei steigender Belastung zuerst bleibende Formänderungen auf, d. h. die Spannungsspitzen werden abgebaut, und es erfolgt ein *Spannungsausgleich* über den Querschnitt [s. ID 3, S. 1540, sowie Th. Wyss: Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern. Berlin 1926, § 16 und 17. Über die Fließgrenze bei veränderlichen Spannungszuständen vgl. F. RINAGL: Bauingenieur 17 (1936) S. 431].

Der Bruch erfolgt beim Zugversuch mit genieteten Stäben immer in verschwächten Querschnitten. Die Bruchlast ist bei den üblichen Verhältnissen genügend genau

$$S_B = F_n \cdot \sigma_B,$$

wenn F_n die Fläche des schwächsten Querschnittes (*Nutzquerschnitt* oder *Nettoquerschnitt*) bedeutet. ZerreiBversuche von M. RUDELLOFF⁴ an Zugstäben mit offenen Bohrungen ergaben die in Abb. 47 dargestellten *Bruchbilder*. Durch großen

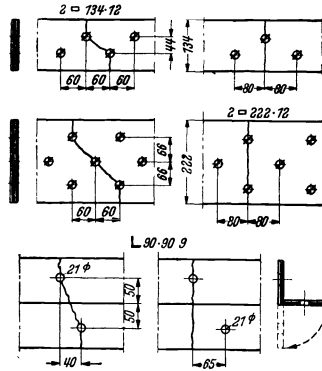


Abb. 47. Bruchbilder von Zugstäben⁴.

¹ HENNIG, A.: Forsch. Ing.-Wes. 4 (1933) S. 53. Man vgl. auch K. KLÖPPEL: Stahlbau 9 (1936) S. 104.

² Ausführliche Schriftumsangaben zur Spannungsverteilung in gelochten Zugstäben bei G. BIERETT: Ein Beitrag zur Frage der Spannungsstörungen in Bolzenverbindungen. Sonderheft XV der Mitt. dtsh. Mat.-Prüf.-Anst. Berlin 1931.

³ RUDELLOFF, M.: Der Einfluß der Nietlöcher auf die Längenänderung von Zugstäben und die Spannungsverteilung in ihnen. Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, Ausgabe A, Heft 1. Berlin 1915, S. 31.

⁴ RUDELLOFF, M.: Versuche mit Nietverbindungen und Brückenteilen. Berlin 1912.

Abstand zwischen den versetzten Niet- und Schraubenverbindungen wurde die Zerreißfestigkeit gehoben, und es ist bemerkenswert, daß die auf den Nutzquerschnitt bezogene Bruchspannung σ_{BV} im Stab bei großem Nietabstand sogar höher liegt als der Wert σ_{BO} im normengemen Probetab. Für Flachstahl St 37 wurden *Bruchspannung* bzw. *Fließgrenze* zu

$$\begin{aligned} \sigma_{BV} &= 1,00 - 1,18 \sigma_{BO} \\ \sigma_{FV} &= 0,90 - 1,13 \sigma_{FO} \end{aligned}$$

und für Winkelstahl gleich

$$\begin{aligned} \sigma_{BV} &= 0,94 - 1,05 \sigma_{BO} \\ \sigma_{FV} &= 0,95 - 1,17 \sigma_{FO} \end{aligned}$$

gefunden. In beiden Fllen gelten die Größtwerte für die größeren Nietabstände. Es war übrigens kein merklicher Unterschied vorhanden, ob die Bohrungen offen waren oder durch Niete ausgefllt wurden.

Bei den *Versuchen mit Nietverbindungen* von O. GRAF⁵ wiesen Laschenstöße mit einer einzigen Nietreihe eine kleinere Festigkeit auf als Stöße mit mehreren Nietreihen (Abb. 48). Für die durchschnittliche Bruchspannung σ_{BV} im Nutzquerschnitt wurden dabei die nachstehenden Zahlen gefunden.

σ_{BV}/σ_{BO}	St 37	St 52 bzw. St Si
Einreihige Vernietung . . .	0,82 bis 0,91	0,72 bis 0,89
Mehrreihige Vernietung . . .	1,12 bis 1,23	0,98 bis 1,09

Auch bei amerikanischen Zugversuchen mit großen genieteten Plattensten wurde $\sigma_{BV} \geq \sigma_{BO}$ gefunden, vgl. W. SCHMID: Bauingenieur 22 (1941) S. 146.

Die Festigkeit des Werkstoffes σ_{BO} kann also bei den üblichen Verbindungen mit mindestens zwei Nietreihen hintereinander voll ausgenutzt werden. Dies gilt jedoch nur für Niet- und Schraubenverbindungen, deren Löcher *gebohrt* sind. Bei *gestanzten* Löchern ist die Tragfähigkeit bei St 37 um 10 bis 20 % kleiner als bei Verbindungen mit gebohrten Lchern⁶. Deshalb ist auch das Stanzen der Löcher in tragenden Bauteilen untersagt.

b) Bemessungsverfahren für Zugste. Durch die Versuche ist die Be-
rechtigung des üblichen Bemessungsverfahrens erwiesen. Danach muß die durch-
schnittliche Zugspannung

$$\sigma_n = \frac{S}{F_n} \leq \sigma_{zul}$$

bleiben, und zwar in allen verschwächten Querschnitten F_n , gegebenenfalls (z. B. in Stößen und Anschlüssen) unter Beachtung der veränderlichen Stabkraft S .

Der *Nietabzug* wird dabei für den geraden Schnitt mit der größten Zahl von Bohrungen bestimmt, es sei denn, daß ein gebrochener Schnitt, der mehr Bohrungen enthält, einen kleineren Wert F_n ergibt (vgl. Abb. 47). Für Walzprofile wird F_n sinngem in der Abwicklung berechnet. Die kleinsten Nietabstände, bei denen in Winkelstahl nur eine bzw. bei breiteren

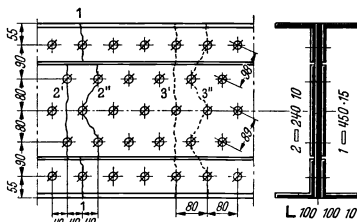


Abb. 49. Beispiel für die Ermittlung des Nietabzuges.

⁵ GRAF, O.: Dauerversuche mit Nietverbindungen. Berichte des deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 5. Berlin 1935, S. 51.

⁶ UNWIN, W. C.: ber Nietverbindungen, deutsch von F. LOEWE. Wien 1880, S. 13. — BISCHOFF, F.: Z. ost. Ing. u. Archit.-Ver. 43 (1891) S. 70. — BRIK, J. E.: Z. ost. Ing. u. Archit.-Ver. 43 (1891) S. 130. — BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brucken. Berlin 1924, S. 301.

Winkelschenkeln auf zwei Bohrungen abgezogen werden müssen, sind in den Normblättern DIN 998 und 999 zusammengestellt. Tabellen vgl. Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 43.

Für zusammengesetzte Querschnitte gilt vorstehendes sinngemäß. Es ist der kleinste Bruchquerschnitt F_n zu suchen, wobei der maßgebende Schnitt in den einzelnen Teilen des Querschnittes nicht gleich zu verlaufen braucht. Für das Beispiel Abb. 49 werden die Werte F_n für einige Bruchlinien verglichen. Die Feststellung, welche Schnitte für die Breitflachstähe maßgebend sind, erfolgt am einfachsten durch Betrachtung der nutzbaren Breite b_n :

- Im Schnitt 2' ist: $b_n = 240 - 2 \cdot 23 = 194$ mm.
- Im Schnitt 2'' ist: $b_n = 40 + 2 \cdot 89 + 40 - 3 \cdot 23 = 189$ mm.
- Im Schnitt 3' ist: $b_n = 450 - 3 \cdot 23 = 381$ mm.
- Im Schnitt 3'' ist: $b_n = 55 + 98 + 2 \cdot 89 + 98 + 55 - 5 \cdot 23 = 369$ mm.

In beiden Fällen ist also der gebrochene Linienzug 2' bzw. 3'' maßgebend. Unter Benützung von $F_n = t b_n$ erhält man die nachstehende Tabelle:

	F (cm ²)	ΔF	F_n (cm ²)
4 L 100 · 100 · 10	76,8	$4 \cdot 1,0 \cdot 2,3 = 9,2$	67,6
2 240 · 10	48,0	$3 \varnothing 23$	37,8
1 - 450 · 15	67,5	$5 \varnothing 23$	55,4
	192,3	31,5 (16%)	160,8

Weitere Bohrungen in den abstehenden Winkelschenkeln sind gegebenenfalls zu berücksichtigen.

Die Verhältniszahl F_n/F liegt in der Regel zwischen 0,8 und 0,9, d. h. der Nietabzug $\Delta F = F - F_n$ ist 20 - 10% des vollen Stabquerschnittes F . Da die

Zugstäbe meist mit gleichbleibendem Querschnitt über ihre ganze Länge durchgehen, bedeutet der Nietabzug einen Werkstoffverlust von gleicher Größe. Bei großen Bauwerken fällt ΔF stark „ins Gewicht“, so daß es sich sehr wohl lohnt, unter verschiedenen Möglichkeiten die mit dem kleinsten Nietabzug zu suchen.

Der Nietabzug ist am größten in Stößen und Anschlüssen, wo die Niete aus baulichen Gründen so dicht als zulässig gesetzt werden. Daher das Bestreben, die Quer-

schnittschwächung durch geeignete Formgebung möglichst klein zu halten. Unter der üblichen Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Stabkraft S auf alle Niete der Stoßverbindungen (vgl. 2, S. 1581) sind die Restschnittkräfte S' in den einzelnen Abschnitten in Abb. 50 für ein Beispiel angegeben. Für die Nutzquerschnitte F'_n (mit 1,2 oder mehr Bohrungen) erhält man die durchschnittlichen Spannungen $\sigma'_n = S'/F'_n$ im Stab und $\sigma''_n = S''/F''_n$ in den Laschen.

c) Formänderungen^{7, 8, 9}. Die elastische Dehnung von Zugstäben mit Bohrungen ist im allgemeinen nur wenig größer als die von vergleichbaren vollen

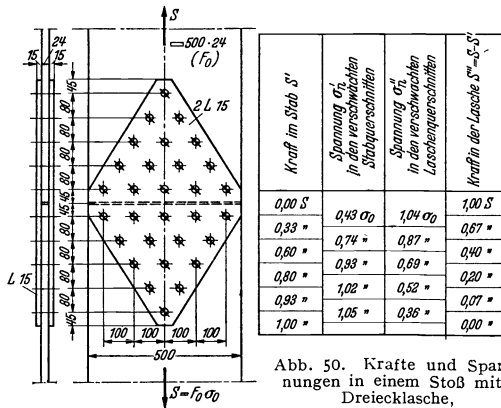


Abb. 50. Kräfte und Spannungen in einem Stoß mit Dreieckslasche, Annahme $N_t = S/15$.

⁷ RUDELOFF, M.: Der Einfluß der Nietlöcher auf die Längenänderung von Zugstäben und die Spannungsverteilung in ihnen. Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Ausgabe A Heft 1. Berlin 1915.

⁸ BLEICH, F.: Stahlhochbauten, Bd. 1. Berlin 1932, S. 451.

⁹ SCHMID, W.: Bauingenieur 22 (1941) S. 143.

Stäben. Auch die Gesamtdehnung der Stöße ist im allgemeinen etwa ebenso groß wie die der gestoßenen Platten. Es dürfte für die meisten Zwecke, z. B. für Formänderungsberechnungen von Stahltragwerken ausreichen, wenn die elastischen Dehnungen mit den Werten E und F der ungeschwächten Stäbe ermittelt werden.

In zusammengesetzten Bauteilen sind die bleibenden Dehnungen zwar verhältnismäßig größer als in einheitlichen Stäben, sie sind besonders bei kleinen Nietabständen schon frühzeitig merklich. Praktisch erhebliche bleibende Formänderungen treten jedoch erst ein, wenn die durchschnittliche Spannung σ_n im verschwächten Querschnitt die Streckgrenze σ_{FO} des Werkstoffes überschreitet (vgl. GRAF⁵, S. 19). Im Mittel kann man genügend genau $S_{FV} = F_n \sigma_{FO}$ annehmen.

2. Verteilung der Nietkräfte.

Die Verteilung der Stabkraft S auf die einzelnen Niete oder Bolzen einer Verbindung hängt von deren elastischen Eigenschaften und Gestalt ab, sie ist „statisch unbestimmt“¹⁰. Im Falle der Abbildung 51 hängt die Längsverteilung N_1, N_2, \dots von der Formänderung der Niete und der örtlichen Nachgiebigkeit der verbundenen Platten, d. h. von den Lochleibungspressungen ab, sie ändert sich erheblich mit dem Verhältnis $F_{Stab}/F_{Laschen}$. Für $F_{Stab} \neq F_{Laschen}$ sind die äußersten Nietkräfte nicht mehr gleich groß (Abb. 53 a). Mit abnehmendem Verhältnis $F_{Laschen}/F_{Stab}$ wird N_n immer kleiner, N_1 nähert sich in der Grenze dem Wert $N_1 = S$. Verbindungen nach Abbildung 53 b zwischen Platten sehr verschiedener Dicke sind daher wegen der

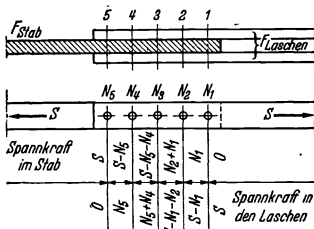


Abb 51.

Überbelastung des ersten Nietes im elastischen Bereich unzuweckmäßig. Für den Fall veränderlicher Querschnitte vgl. F. BLEICH⁶: Eiserne Brücken, S. 306.

Abb. 52 setzt wie alle theoretischen Untersuchungen elastische Formänderungen voraus. Die Verteilung der Nietkräfte wird für diesen Fall im allgemeinen durch die vorliegenden Versuchsergebnisse bestätigt. Von besonderem Interesse sind die beiden folgenden theoretischen Grenzfälle (vgl. HERTWIG und PETERMANN¹⁰):

α) Platten und Laschen starr, nur die Niete elastisch (Abb. 54 a). Sodann erfahren alle Niete die gleiche Verbiegung, es müssen also alle Nietkräfte gleich sein, $N_1 = N_2 = \dots = S/n$.

β) Niete starr, nur Platten und Laschen elastisch (Abb. 54 b). Da die Dehnungen in Stab und Laschen zwischen dem ersten und dem letzten Niet gleich groß sein müssen, folgt $N_2 = N_3 = \dots = N_{n-1} = 0$, ausgenommen $N_1 = \kappa_1 S$ und $N_n = (1 - \kappa_1) S$, wobei $F_{Stab} = \kappa_1 (F_{Stab} + F_{Laschen})$ ist.

Die wirkliche Kräfteverteilung liegt irgendwie zwischen diesen Grenzfällen. Mit steigender Belastung tritt nun zuerst in den äußersten Nieten jeder Gruppe eine bleibende Formänderung ein, die am stärksten belasteten Nieten werden entlastet und die Kräfteverteilung wird immer gleichmäßiger. Nach Eintritt größerer Form-

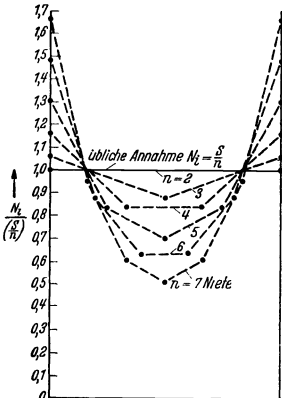


Abb. 52 Nietbelastung im elastischen Bereich nach A. HERTWIG und H. PETERMANN¹⁰ ($F_{Stab} = F_{Laschen}$).

¹⁰ HERTWIG, A. u. H. PETERMANN: Stahlbau 2 (1929) S. 289.

änderungen nähert sich die Kräfteverteilung dem Fall α), d. h. bei der Bruchbelastung sind alle Nietkräfte etwa gleich groß, falls das Abscheren der Niete für die Festigkeit maßgebend ist.

Bruchlast. Die praktisch gleichmäßige Lastverteilung auf alle Niete im Bruchzustand wird durch zahlreiche Zerreißversuche mit Nietverbindungen bestätigt. Bei Versuchen von M. RUDELÖFF (vgl. ⁴, S. 30) blieb die Laschenform (Abb. 55) ohne wesentlichen Einfluß auf die durchschnittliche Scherfestigkeit τ_{BY} der Verbindung. Man vgl. auch O. GRAF⁵ S. 51. Amerikanische Vergleichversuche mit Stößen sehr verschiedener Größe (W. SCHMID⁹ S. 148) zeigten ebenfalls, daß sich die Verteilung der Nietkräfte mit steigender Belastung immer mehr der gleichmäßigen Scherbeanspruchung näherte, der größte Unterschied zwischen den Grenzwerten τ_{BY} betrug nur rd. 10%. Schließlich ist auch das Nietverfahren fast ohne Einfluß auf τ_{BY} [vgl. Eisenbau 3 (1912) S. 196].

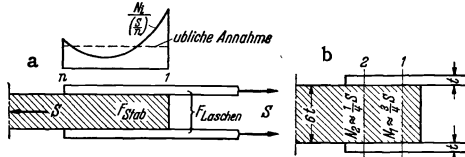


Abb. 53. Nietbelastung für $F_{Stab} > F_{Laschen}$ (schematisch).

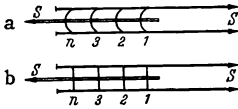


Abb. 54.

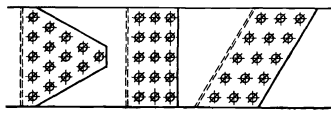


Abb. 55. Zugversuche mit verschiedenen Laschenformen ⁴.

Die Scherfestigkeit τ_{BY} der Niete ist somit praktisch unabhängig von der Zahl der Niete und ihrer Verteilung, ebenso von der Gestalt der Nietverbindung, die Bruchlast entspricht immer in guter Annäherung einer gleichmäßigen Belastung aller Niete. Die gleichen Feststellungen gelten übrigens auch für Schraubenbolzenverbindungen, woraus zu nehmen ist, daß die Gleitwiderstand keinen wesentlichen Einfluß auf die Tragfähigkeit hat.

Bemessung. Im Stahlbau wird daher in zentrisch belasteten Stäben mit gleichmäßiger Verteilung der Nietkräfte gerechnet, d. h. je Niet $N = S/n$. Da jedoch bei langen Stößen die ersten Niete schon früh überlastet sind und große Formänderungen erleiden, werden mehr als etwa 6 Niete hintereinander nach Möglichkeit vermieden.

Gleitwiderstand. Das Gleiten in den Stößen tritt schon bei verhältnismäßig geringen Belastungen ein. Der Gleitwiderstand hängt in erster Linie von der *Klemmkraft* (vgl. II B 2a, S. 1565) ab, die sich mit vielen Einflüssen ändert. Er bleibt bei der Bemessung der Niet- und Schraubenverbindungen unberücksichtigt.

Einfluß der Querdehnung. In den Stabquerschnitten treten Querdehnungen auf von der Größe $\epsilon_q = -\mu \epsilon_l$. Ist die Querdehnung behindert, wie in allen längeren Stößen, so ergeben sich Spannungen in der Querrichtung und entsprechende Zwangskräfte in den Nieten. Zum Beispiel im Fall der Abb. 48b erhalten die ersten und letzten Niete quergerichtete Zusatzkräfte, die bei dicken Platten die Größe der Längsbelastung erreichen können. Es handelt sich hier zwar um Spannungen, die für den Bestand der Verbindung nicht notwendig sind, so daß sie in der Regel mit Recht vernachlässigt werden können. Sie sind jedoch unter anderem die Ursache für das vorzeitige Abscheren der „Eckniete“, wie es bei Versuchen manchmal zu beobachten ist (vgl. W. SCHMID⁹, S. 149).

Verteilung der Nietkräfte nach der Breite des Querschnitts. Bei gleichen Nietabständen quer zur Krafrichtung (Abb. 56a) sind den einzelnen Nieten gleich breite Streifen a des Querschnittes zugeordnet, die Nietkräfte $N = at \sigma$ daher in erster Annäherung gleich groß. Die Verteilung bei ungleichmäßigen

Nietabständen ist statisch unbestimmt, für das Beispiel Abb. 56b erfolgt sie nach dem Hebelgesetz.

Man erkennt, daß die für eine Verbindung erforderlichen Niete bzw. Bolzen so verteilt werden müssen, daß die Spannungen „ohne Umwege“ aufgenommen werden können. Unregelmäßigkeiten im Nietbild können mit erheblichen örtlichen Spannungsspitzen verbunden sein: Bei der üblichen Bemessung mit Annahme gleich großer Nietkräfte ist stillschweigend vorausgesetzt, daß die Verteilung der Nietzahl n den Spannungen gemäß erfolgt.

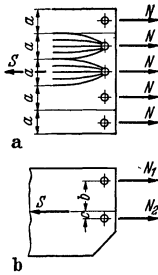


Abb. 56.

Außer den bereits im Text erwähnten Arbeiten sei noch auf folgende Aufsätze über Berechnung und Eigenschaften von Nietverbindungen verwiesen: SCHAECHTERLE, K.: Bautechnik 6 (1928) S. 81 u. 96. — GABER, E.: Stahlbau 3 (1930) S. 133. — KAYSER, H.: Stahlbau 4 (1931) S. 85. — SCHAECHTERLE, K.: Bautechnik 10 (1932) S. 275. — SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 13 (1932) S. 276. — KAYSER, H.: Stahlbau 6 (1933) S. 165. — HENNIG, A.: Forsch. Ing.-Wes. 4 (1933) S. 53. — HOFFMANN, H.: Gleit- und Fließgrenze von Nietverbindungen. Heft 4 der Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen (Prof. GABER). Karlsruhe 1935. — O. VOLKERSEN: Luftfahrtforschung 15 (1938) S. 41.

3. Zugstab.

a) Stoß. Zeichnerische Darstellung: Die gestoßenen Walzprofile werden im Schnitt voll angelegt, Laschen und nicht tragende Teile (z. B. Futter) dagegen nur im Umriß angegeben. Nur wo es die Deutlichkeit erfordert, werden Laschen usw. in der Draufsicht, ausnahmsweise auch im Schnitt, schraffiert.

Stoß mit symmetrischen Laschen (Abb. 50 und 51). Die Stabkraft S muß an der Stoßstelle von den Laschen allein getragen werden, also muß sein

$$\frac{S}{F_n \text{ Laschen}} \leq \sigma_{zul}$$

Die Stoßniete sind ebenfalls für S zu bemessen, da sie die ganze Kraft von dem gestoßenen Stab in die Laschen überleiten müssen, wenn man den Gleitwiderstand wie üblich vernachlässigt. Bezeichnet F'_s die gesamte tatsächliche Scherfläche in allen mitwirkenden Nietschnitten und F'_l die gesamte tatsächliche Lochleibungsfläche in dem Stab, oder falls dies der kleinere Wert ist in den beiden Laschen, so müssen die durchschnittlichen Spannungen in den Stoßnieten (vgl. II B 2 b, S. 1566) den Bedingungen genügen

$$\tau_m = \frac{S}{F'_s} \leq \tau_{zul} \quad \text{und} \quad \sigma_{lm} = \frac{S}{F'_l} \leq \sigma_{lzul}$$

Stöße mit einseitiger Lasche sind mit erheblichen zusätzlichen Biegungsspannungen in den verbundenen Platten, Laschen und Nieten verbunden, sie werden auch stark verbogen. Einseitige Stoßdeckung wird wegen der großen Formänderungen (Abb. 57) nur angewendet, wenn der Stab biegesteif oder seitlich gehalten ist, so daß er nicht ausbiegen kann. Beispiele der Abstützung zweier Knotenbleche s. VI, B 3 e, S. 1681.



Abb. 57.

Mittelbarer Stoß. Wenn die Laschen nicht unmittelbar auf den gestoßenen Platten liegen können, erhalten die Niete und Platten erheblich größere Biegungs-

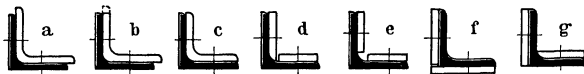


Abb. 58.

spannungen. Daher wird die Nietzahl n' je nach der Zahl m der Zwischenlagen größer gewählt als bei unmittelbarer Stoßdeckung n , z. B. nach GE zu $n' = n (1 + 0,3 m)$.

L-Stoß. Als Lasche kommt in vielen Fällen das gleiche Profil in Frage (Abb. 58a). Wenn die überstehenden Schenkel der Winkelaschen stören, z. B. bei

Gefahr von Wasseransammlung auf Konstruktionen im Freien, wird entweder der überstehende Teil des lotrechten Winkelschenkels abgearbeitet (Abb. 58b) oder ein Laschenwinkel von geringerer Schenkelbreite und entsprechend größerer Dicke benutzt (Abb. 58c). In allen 3 Fällen muß am Laschenwinkel die Winkelkante abgearbeitet werden, damit sie in die Rundung des gestoßenen Winkels paßt. Stoßdeckung mit zwei getrennten Flachstahllaschen vgl. Abb. 58d bis g.

Beim Stoß von Formstählen **L**, **I**, **IP** muß Steg und Flansch für sich mit getrennten Laschen gedeckt werden. Die einzelnen Teillaschen sind so zu wählen, daß ihre Querschnittsfläche den von ihnen gedeckten Streifen entspricht. Für das Beispiel **L** 30 (Abb. 59a) sind die Flächenanteile:

- Steg $F_n = (30,0 - 3 \cdot 2,0) 1,0 = 24,0 \text{ cm}^2$,
- Steglaschen $F_n = (23,0 - 3 \cdot 2,0) 1,6 = 27,2 \text{ cm}^2$,
- Flansch $F_n = (9,0 - 2,0) 1,6 = 11,2 \text{ cm}^2$,
- Flansclaschen $F_n = (11,5 - 2,0) 1,2 = 11,4 \text{ cm}^2$.

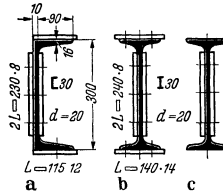


Abb. 59.

Die volle Stoßdeckung für einen **I** 30 zeigt Abb. 59b. Die Steglaschen sind zusammen für beide Beispiele erheblich dicker als der Steg, da für sie 8 mm Minstdicke eingehalten ist. Wollte man jedoch den ganzen Trägerquerschnitt nur durch Steglaschen decken (Abb. 59c), so würde eine Überbeanspruchung des Steges eintreten. Eine Stoß-



Abb. 60. Symmetrischer Stufenstoß.

deckung nach Abb. 59c kommt also höchstens ausnahmsweise und nur für kleine Zugspannungen in Betracht.

Stufenstoß. Mit Rücksicht auf die Dicke der Laschen und Häufung der Niete, deren Durchmesser ja begrenzt ist, ist es in vielen Fällen unzweckmäßig, den ganzen Querschnitt an einer Stelle zu unterbrechen. Eine Teilung des Stoßes

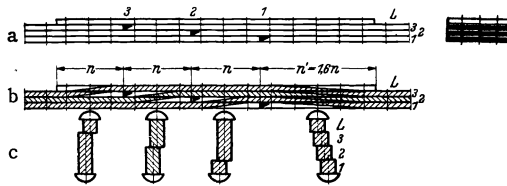


Abb. 61. Einseitiger Stufenstoß.

wird notwendig, wenn die Klemmdicke der Niete wegen der dickeren Laschen sonst zu groß würde. Einen Ausweg zeigt Abb. 60a. In diesem symmetrischen Stufenstoß ist jede Stoßfuge durch die darüberliegende eingelegte Platte gedeckt, die Fugen in der dritten Schicht werden durch eine aufgelegte Lasche gedeckt. Bei gleicher Plattendicke ist daher die Nietzahl n je Stoßabschnitt gleich groß. Abb. 60b zeigt schematisch den Weg, den die Kräfte nehmen. Die einzelnen Niete sind jeweils nur in einem Schnitt auf Abscheren belastet. Der *einseitige Stufenstoß* (Abb. 61) ist in der linken Hälfte wie bei Abb. 60, rechts hat man jedoch mittelbare Stoßdeckung, außerdem sind dort die Niete in drei Schnitten auf Abscheren beansprucht, daher $n' = (1 + 2 \cdot 0,3) n = 1,6 n$.

Bei *zusammengesetzten Querschnitten* werden die Verlaschungen so verteilt, daß örtliche Spannungserhöhungen vermieden werden, daher die einzelnen Laschen-

flächen gemäß dem Flächeninhalt der damit gedeckten Querschnittsteile, möglichst unter Erhaltung der Schwerpunktslage. Abweichende Verteilungen der Laschenflächen sind mit Änderungen der Spannungsverteilung verbunden und daher bei Zugstäben, die bis an die zulässige Grenze ausgenutzt sind, auf das unvermeidliche Maß zu beschränken. Die Gesamtfläche der Laschen muß natürlich

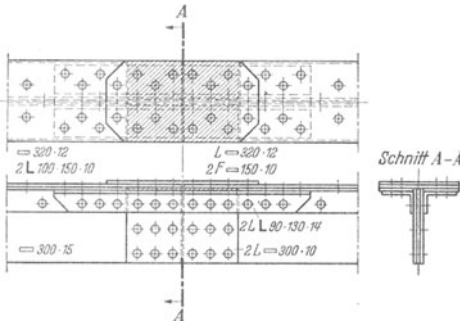


Abb. 62.

Abb. 62 zeigt den Stoß eines einwandigen, Abb. 63 den eines zweiteiligen Stabes mit 4 Stegblechen und einem Beiblech zwischen den Winkeln. In Fachwerkträgern sind die Stabkräfte beiderseits der Knotenpunkte im allgemeinen

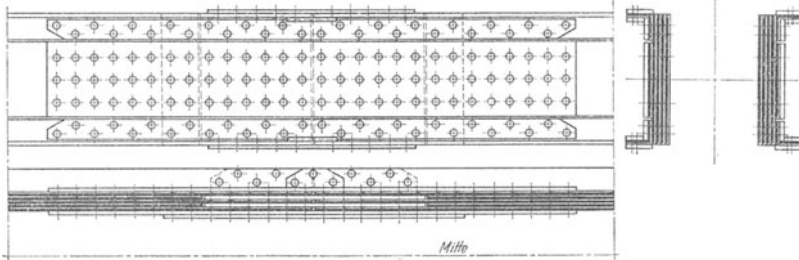


Abb. 63.

verschieden und demgemäß auch die Stabflächen. Die dafür notwendige Querschnittsveränderung kann oft zweckmäßig in einem neben dem Knotenpunkt liegenden Stoß vorgenommen werden.

Beim Stoß von Zugstäben werden Laschen und Stoßniete zweckmäßig (ohne Rücksicht auf die Größe der tatsächlich auftretenden Stabkraft) mindestens so stark gewählt wie es der Tragfähigkeit des ungestoßenen Stabquerschnittes entspricht, um einen Stab gleicher Festigkeit zu erhalten. Demgemäß muß die Nutzfläche der Laschen $F_n \text{ Laschen} \geq F_n \text{ Stab}$ sein und die umgerechnete Nietfläche F_s bzw. $F_l \geq F_n$. Da σ_{zul} herausfällt, genügt der Vergleich der Flächen $F_n \text{ Stab}$ mit F_s , F_l und $F_n \text{ Laschen}$.

b) **Anschluß.** Für den Anschluß von Zugstäben gelten grundsätzlich die gleichen Zusammenhänge wie beim Stoß. Die Versuche von RUDELOFF mit Anschlüssen¹¹ zeigten unter anderem die große Bedeutung symmetrischer Kraft-einleitung. Bei einseitigem Anschluß ergeben sich starke Verbiegungen in der

¹¹ RUDELOFF, M.: Versuche mit Anschlüssen steifer Stäbe. Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Ausgabe A, Heft 3. Berlin 1921. Die Zahlen von RUDELOFF (S. 9) bedürfen noch einer Verbesserung um 3 bzw. 13%, wenn der Kleinstwert F_n nach der obigen Regel ermittelt werden soll: Für F_n ist nämlich durchwegs eine gebrochene Ribfläche maßgebend.

Längs- und in der Querrichtung (Abb. 64). Trotz der erheblichen zusätzlichen Biegungsspannungen erreichten einseitig angeschlossene L- und E-Stäbe bei diesen

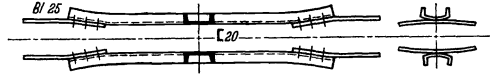


Abb. 64. (Schematisch nach M. RUDELÖFF¹¹.)

Versuchen $\sigma_{BA} = 0,98 \sigma_{BO}$. Die Versuche zeigen aber auch, daß die Tragfähigkeit eines Anschlusses auf die Hälfte und noch weiter absinken kann, wenn die Verbiegungen nicht verhindert werden und man nicht durch geeignete Maßnahmen für einen Ausgleich der zusätzlichen Biegemomente sorgt. Zweiteilige Zugstäbe bedürfen daher der gleichen sorgfältigen Versteifung durch Schotte bzw. Bindebleche, wie Druckstäbe (vgl. S. 1680). In erster Linie sind die Knotenbleche gut gegen querbiegende Anschlußkräfte zu sichern.

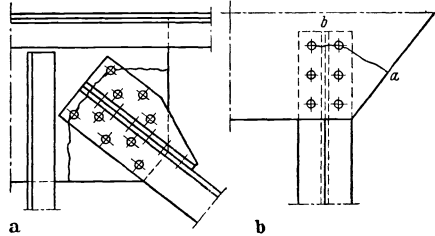


Abb. 65.

Die Tragfähigkeit eines Anschlusses kann durch das Ausreißen des Zugstabes im Knotenblech etwa nach Abb. 65 a begrenzt sein. Ihre grobe Abschätzung ist an Hand der Fläche F_{nA} der eingezeichneten Bruchlinien möglich: $S_{BA} \approx F_{nA} \sigma_{BO}$. Bei unsymmetrischer Bruchlinie (Abb. 65 b) wird dabei mit Rücksicht auf die Außermittigkeit nicht die ganze Bruchfläche eingesetzt, sondern nur $2 \cdot F_n(a-b)$.

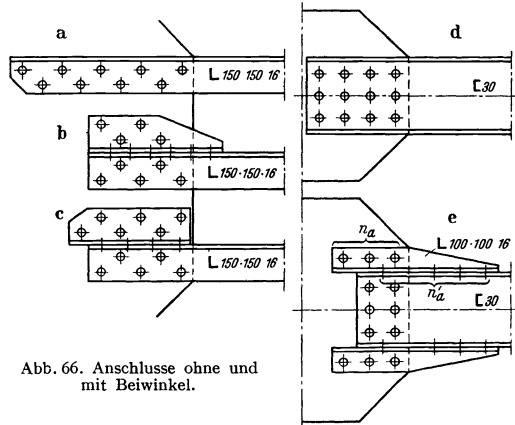


Abb. 66. Anschlüsse ohne und mit Beiwinkel.

Als Stoßdeckung für ganz oder teilweise durchlaufende Stäbe sollen Knotenbleche nicht benutzt werden, dafür sind nach Möglichkeit besondere Laschen vorzusehen. Über die Knotenbleche von Fachwerktragwerken vgl. S. 1681. Der Anschluß an Knotenbleche u. dgl. wird erleichtert, wenn die Querschnittsform so gewählt wird, daß ein möglichst großer Teil der Querschnittsfläche in die Ebene des Knotenbleches fällt.

Anschluß mit Beiwinkel. Bei größeren Stabquerschnitten ist wegen des begrenzten Nietdurchmessers eine große Zahl von Anschlußnieten notwendig, Schleicher, Taschenbuch.

Beispiel Abb. 66. Solche lange Anschlüsse sind unter anderem wegen der ungleichmäßigen Verteilung der Nietkräfte, aber auch wegen der zu großen Knotenbleche unerwünscht. Die Anschlußlänge kann verkürzt werden, wenn die abstehenden Winkelschenkel durch besondere *Anschlußwinkel* oder *Beiwinkel* angeschlossen werden. Da die Verbindungen erst voll wirksam werden, wenn eine gewisse Formänderung eingetreten ist, werden die abstehenden Flansche *oder* die anliegenden Schenkel der Beiwinkel mit größerer Nietanzahl verbunden als dies ihrem Kraftanteil entspricht (vgl. Abbildung 66b und c). Die Regel ist $n'_a = 1,5 n_a$.

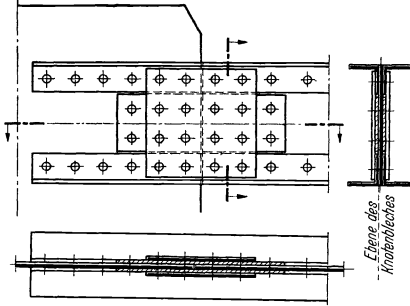


Abb. 67.

Zusammengesetzte Querschnitte.
Beim Anschluß nach Abb. 67 können die Winkel über die Knotenbleche geschoben und leicht angeschlossen werden. Der Steg hat die gleiche Dicke wie das Knotenblech und wird verlascht.

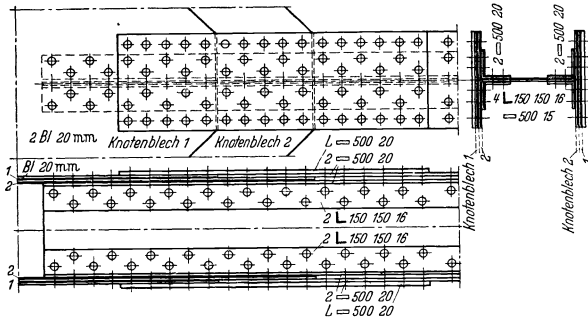


Abb. 68. Anschluß mit doppeltem Knotenblech.

Bei Stäben mit mehreren Platten bietet oft die Verwendung mehrfacher Knotenbleche Vorteile (Abb. 68). Die Querversteifung im Anschluß wird hier am einfachsten dadurch erreicht, daß der Steg des Stabes möglichst weit zwischen die Knotenbleche geführt wird. Bei den zusammengesetzten Querschnitten ist es dringend notwendig, die Kraft auf ihrem Wege im Anschluß genau zu verfolgen, damit jede Stoßlücke ordnungsgemäß verlascht wird. Die Anschlußniete sind den Flächenanteilen entsprechend zu verteilen.

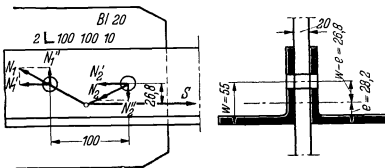


Abb. 69.

Zusatzkräfte im Anschluß. Bei Winkelstahl sitzen die Niete in den Rißlinien nach DIN 997, während die Stabkraft S in der Schwerachse angreift. Beim Beispiel Abb. 69 tritt daher außer der Scherbelastung $N'_1 = N'_2 = S/2$ noch je eine quergerichtete Nietkraft $N''_1 = N''_2$ auf. Für einen $L 100 \cdot 100 \cdot 10$ ist

$$N''_1 = \frac{55 - 28,2}{100} S = 0,27 S.$$

Die Gesamtbelastung eines Nietes ist also $N = \sqrt{N_1'^2 + N_1''^2} = 0,57 S$, gegenüber $N' = 0,50 S$, wenn man auf die Versetzung zwischen Nietrißlinie und Schwerachse keine Rücksicht nimmt. Die zusätzlichen Kräfte in der Querrichtung, die bei längeren Anschlüssen rasch abnehmen, können im allgemeinen vernachlässigt werden.

4. Druckstab.

Für Stoß und Anschluß von Druckstäben gelten die gleichen Grundsätze wie für Zugstäbe, auch für sie ist es die Regel, daß die gesamte Stabkraft durch die Niete und Laschen übertragen werden muß.

Die *Tragfähigkeit von Druckstäben* ist, soweit nicht schon früher Labilitätsfälle eintreten, mit dem Erreichen der Fließgrenze erschöpft, da dann große Formänderungen auftreten und der Stab in den meisten Fällen seitlich ausweicht (Knickung). Die mit Nieten ausgefüllten Bohrungen haben dabei keinen feststellbaren Einfluß auf das Verhalten des Stabes.

Die *Stoßdeckung von Druckstäben* erfolgt im allgemeinen ohne Rücksicht auf die auftretende Kraft oder die Größe der Knicklast, so daß der Stoß gleich tragfähig ist wie der gestoßene Stab, d. h. es wird die Laschenfläche F_{Laschen} und die umgerechnete Nietfläche F_s bzw. F_l nach der vollen Stabfläche F bemessen. Die Regel sind normale, nicht eingepaßte Stoßflächen. Für Reichsbahnbauwerke sind in dynamisch beanspruchten Bauteilen jedoch grundsätzlich Paßstöße verlangt. Sobald sich aber die Endflächen der verbundenen Teile berühren, wird ein erheblicher Teil der Druckkraft unmittelbar „auf Kontakt“ übertragen, so daß Laschen und Stoßniete weitgehend entlastet werden. Die Versuche von G. BIERETT und G. GRUNING¹² haben gezeigt, daß die Tragfähigkeit von Stäben mit Paßstößen bei mittlerer Belastung des Stabes überhaupt nicht vom Laschenquerschnitt oder der Zahl der Stoßniete abhängt. Auch bei geringen Biegungsspannungen (außer-mittiger Druck bis zur Kernweite) blieb die Tragfähigkeit praktisch unvermindert. Danach wäre in Druckstäben und in Stäben mit geringer Biegung eine volle Stoßdeckung eigentlich gar nicht notwendig.

Von der Möglichkeit mit erheblich schwächeren Stoßdeckungen auszukommen als nach der oben erwähnten Regel wird im Stahlhochbau bei nur auf Druck belasteten durchlaufenden Stützen Gebrauch gemacht. Nach DIN 1050 § 11,3 brauchen Laschen und Niete nur für die halbe Stützenlast bemessen zu werden, wenn ein Paßstoß ausgeführt wird (Stoßflächen winkelrecht gehobelt oder gefräst, so daß sie sich satt berühren) und der Stoß in den äußeren Viertelteilen der Knicklänge liegt. Im Brückenbau ist die Verminderung von Stoßlaschen und Stoßnieten bisher auf wenige Fälle beschränkt geblieben.

5. Dauerfestigkeit von Nietverbindungen.

Über den Begriff der Dauerfestigkeit vgl. Abschnitt *Baustoffe*, S. 417 und *Stahlbau*, S. 1550. Die Eigenschaften der Nietverbindungen bei oftmals wiederholter Belastung sind erst seit der Einführung der hochwertigen Baustähle (etwa ab 1928) näher untersucht worden. Wir folgen im Nachstehenden hauptsächlich den grundlegenden Untersuchungen von O. GRAF, Stuttgart, sowie dem Bericht von KLÖPPEL¹³ über die umfangreichen „Gemeinschaftsversuche zur Bestimmung der Schwellzugfestigkeit voller, gelochter und genieteter Stäbe aus St 37 und St 52“, die auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Stahlbau in mehreren Materialprüfungsämtern durchgeführt wurden. K. KLÖPPEL gibt dort übrigens auch einen interessanten Weg zur angenäherten *theoretischen Abschätzung der Schwellzugfestigkeit* des gelochten Stabes in Abhängigkeit von den Kerbwirkungen, worauf hier leider nicht eingegangen werden kann. Für die Dauerfestigkeit¹⁴ von

¹² BIERETT, G. u. G. GRUNING: Knickfestigkeit von gestoßenen Stäben mit plangefrästen Stoßflächen und nur teilweiser Stoßdeckung (Kontaktstöße) usw. Berichte des deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 6. Berlin 1936.

¹³ KLÖPPEL, K.: Stahlbau 9 (1936) S. 97.

¹⁴ Die in diesem Abschnitt genannten Spannungswerte beziehen sich (soweit nichts abweichendes z. B. $n = 0,5$ Mio. angegeben ist) auf die *Zeitfestigkeit* für $n = 2$ Mio. Lastspiele, die für die Zwecke des Stahlbaues in erster Annäherung für die unbegrenzt oft ertragene *Dauerfestigkeit* gesetzt wird.

Nietverbindungen sind in erster Linie die Spannungsspitzen bestimmend, die wegen der Querschnittsverwächungen an den Bohrungen und der von den Nieten übertragenen Lochleibungskräfte auftreten. Es ist jedoch nicht möglich, von dem (unter Voraussetzung von vollkommen elastischen Formänderungen ermittelten) Spannungszustand, insbesondere etwa von $\max \sigma$ allein oder aus der zugehörigen Fließbedingung für homogene Spannungszustände auf die Dauerzugfestigkeit zu schließen. Neben anderen Umständen¹⁵ sind offenbar auch die Restspannungen infolge der geringen örtlichen unelastischen Formänderungen von erheblichem Einfluß (vgl. den Fall der Druckbelastung eines gebohrten Stabes).

Die Dauerfestigkeit der vernieteten Teile wird jedenfalls bereits durch die Bohrungen wesentlich vermindert. *Stäbe mit offenen Bohrungen brechen beim*

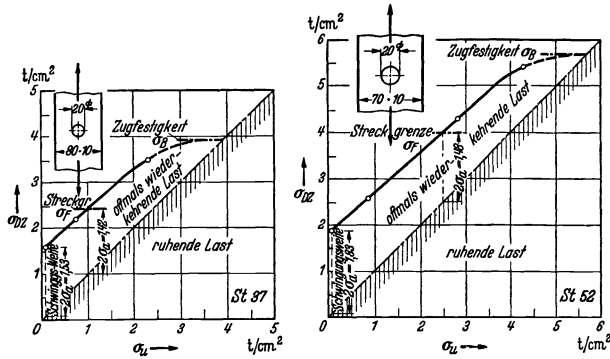


Abb. 70. Dauerzugfestigkeit σ_{Dz} von gebohrten Flachstäben (links St 37, rechts St 52) nach O. GRAF¹⁷.

Dauerzugversuch stets in den verschwächten Querschnitten, und zwar beginnt der Dauerbruch mit Anrissen am Lochrand, die sich immer weiter über den Querschnitt ausdehnen. Auf glatte Bohrungen ist daher Wert zu legen. Bei Versuchen von O. GRAF¹⁶ wurde die *Schwellfestigkeit* (oder *Ursprungsfestigkeit*) σ_{Uz} bei Zugbelastung von Flachstäben (auf den Durchschnittswert σ_m der Spannungen im verschwächten Querschnitt bezogen) allein durch die Bohrung im Durchschnitt auf 0,6 des Wertes der Schwellfestigkeit für gleiche Proben ohne Bohrungen vermindert. Bei St 52 war die verhältnismäßige Verminderung von σ_{Uz} durch eine Bohrung dabei im allgemeinen erheblich größer als bei St 37. In erster Annäherung kann man sagen, daß σ_{Uz} bei St 52 bei Proben mit Walzhaut (d. h. im Anlieferungszustand, wie es für den Stahlbau fast ausschließlich in Frage kommt) etwa ebenso groß oder nur wenig größer ist als für St 37. Abb. 70 zeigt die Dauerzugfestigkeit von Flachstäben mit Bohrung aus St 37 und St 52 im Bereich der schwellenden Spannungen, und zwar für verschiedene Vorspannungen nach Versuchen von GRAF¹⁷. Es ist bemerkenswert, daß die bei größeren Vorbelastungen σ_u ertragenen Dauerzugfestigkeiten σ_{Dz} für beide Werkstoffe weit über der Fließgrenze liegen. Die Schwingungsbreite $2\sigma_a$ ist nach Abb. 70 für beide Werkstoffe etwa gleich groß. Die Vorzüge von St 52 können somit erst dann nutzbar gemacht werden, wenn eine höhere Vorbelastung σ_u aus ständiger Belastung vorhanden ist. Die Dauerfestigkeit von St 52 ist gegenüber St 37 im allgemeinen auch nicht angenähert im gleichen Maße höher als Fließgrenze σ_F und Zerreißfestigkeit σ_B . Beide Größen gestatten keinen Rückschluß auf die Dauerfestigkeiten.

¹⁵ HESSLER H.: Dauerwechselfestigkeit gebohrter Flachstäbe aus weichem Stahl und Dehnungsverlauf bei ungleichförmiger Spannungsverteilung. Diss. Techn. Hochschule Stuttgart 1934.

¹⁶ GRAF, O.: Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut, ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen. Berlin 1931, S. 16.

¹⁷ GRAF, O.: Dauerversuche mit Nietverbindungen. Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Ausgabe B, Heft 5, Berlin 1935, S. 18.

Die Verhältniszahl σ_{Uz}/σ_F betrug¹⁸ bei gebohrten Flachstahlproben mit Walzhaut für St 37 etwa 0,75 bis 0,85, für St 52 dagegen nur etwa 0,4 bis 0,6.

Aber auch die Beschaffenheit der Oberfläche ist von großem Einfluß auf die Dauerfestigkeit. Bei stark rissiger Walzhaut nimmt die Dauerfestigkeit beträchtlich (bis zu etwa $\frac{1}{3}$) ab, durch allseitige Bearbeitung und Polieren der Oberfläche, wie es für viele Zwecke im Maschinenbau üblich ist, kann sie (besonders bei den stärker kerbempfindlichen Baustählen St 52) unter Umständen sogar recht erheblich gehoben werden. Durch Kaltreckung wurde die Schwellzugfestigkeit der Proben vergrößert.

Die *Dauerfestigkeit von Nietverbindungen* ist somit unvermeidlich erheblich kleiner als die der verarbeiteten Werkstoffe. Bei der Gestaltung der Nietverbindungen ist jedoch anzustreben, daß die Dauerfestigkeit wenigstens nicht wesentlich kleiner ist als die von Stäben mit offenen Bohrungen. Die nach den heutigen Grundsätzen hergestellten Verbindungen entsprechen genähert dieser Forderung. Im Durchschnitt der zahlreichen „Gemeinschaftsversuche“ (K. KLÖPFEL¹⁹) wurden für die Dauerzugfestigkeit σ_{Dz} bei $\sigma_u = 0,2 \text{ t/cm}^2$ Vorspannung, für die Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} und für deren Verhältnis zur statischen Zerreißfestigkeit σ_B gleichartiger Proben die nachstehenden Werte erhalten:

(Werte in t/cm ²)	St 37			St 52		
	σ_{Dz} ($\sigma_u = 0,2$)	σ_{Uz}	$\frac{\sigma_{Uz}}{\sigma_B}$	σ_{Dz} ($\sigma_u = 0,2$)	σ_{Uz}	$\frac{\sigma_{Uz}}{\sigma_B}$
Vollstab	2,75	>2,55	>0,63	3,13	>2,93	>0,51
Gelochter Stab	2,10	2,05	0,49	2,30	2,20	0,35
Zweireihige Nietverbindung .	1,71	1,60	0,36	1,87	1,75	0,28

Die Verteilung der Nietkräfte beim Dauerversuch ist noch nicht näher bekannt, insbesondere wissen wir fast nichts über die Verhältnisse bei Stößen mit großer Nietzahl. Gewisse Versuchsergebnisse lassen es jedoch als möglich erscheinen, daß die Unterschiede zwischen den Nietkräften nicht so groß sind wie bei einmaliger Belastung im elastischen Bereich (vgl. z. B. O. GRAF¹⁸, S. 34).

Die *Widerstandsfähigkeit der Niete* ist, wenn nach der üblichen Regel bemessen, größer als die der verbundenen Teile. Für $\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 2,0 : 0,8$ ist im wesentlichen die Dauerzugfestigkeit der gebohrten Platten maßgebend. Die Nietverbindungen werden in der Regel im ersten der verschwächten Querschnitte zerstört. Ein Dauerbruch der Niete ist erst dann zu befürchten, wenn die Schubspannung wesentlich über $0,8 \sigma$ liegt und damit auch die Biegungsspannungen in den Nieten schon stark anwachsen. Höhere Lochleibungspressungen bedingen eine meist beträchtliche Herabsetzung der Dauerfestigkeit, und zwar sind offenbar die mit der stärkeren Verbiegung der Niete verbundenen Unterschiede der Lochleibungspressungen über die Klemmdicke Ursache der ersten Anrisse.

Bei Nietverbindungen aus St 37 und Nietstahl St 34 mit einer Reihe von Bohrungen sind die Werte der Dauerfestigkeit nach den Versuchen etwas kleiner, wenn dagegen in der Krafrichtung mehrere Niete hintereinandersetzen, etwa ebenso groß wie bei Stäben mit offenen Bohrungen. St 52 ist vielfach in höherem Maße kerbempfindlich, so daß die Dauerfestigkeit in Verbindungen oft hinter den Werten für Proben mit offenen Bohrungen zurückbleibt. Der Unterschied ist zum Teil auch in dem verhältnismäßig geringeren Gleitwiderstand der Verbindungen aus St 52 zu suchen.

Der *Gleitwiderstand* ist von wesentlichem Einfluß auf das Verhalten der Nietverbindungen bei Dauerbelastung. Bei großem Gleitwiderstand können die Niete so stark entlastet werden, daß die Bruchlinie nicht durch den verschwächten Querschnitt verläuft, sondern *vor* diesem. Auch die Formänderungen hängen stark von den Klemmkraften ab. Nun ergeben aber weiche Niete höhere, solche

¹⁸ SCHAECHTERLE, K.: Abh. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau 2 (1934) S. 328.

¹⁹ KLÖPFEL, K.: Stahlbau 9 (1936) S. 102 u. S. 111. Man vgl. auch Stahlbau 8 (1935) S. 29.

aus harten Nieten, die schwerer zu schlagen sind, kleinere Klemmkräfte. Versuche mit Nieten aus St 52 ergaben viel geringere Dauerfestigkeit als Niete aus St 44. Aus diesem Grunde wird heute für Verbindungen aus Baustahl St 52 der weichere Nietstahl St 44 verwendet und nicht etwa Niete aus St 52. Die Dauerzugfestigkeit von Bolzenverbindungen ist wegen der geringeren Klemmspannungen merklich niedriger als bei den entsprechenden Nietverbindungen.

Im Stahlbau war es früher allgemein üblich, die Berührungsflächen der zu verbindenden Teile vor dem Vernieten mit einem Grundanstrich aus Bleimennige zu versehen. Ein solcher Anstrich wirkt aber jahrelang wie eine Schmierung der Berührungsflächen, so daß der Gleitwiderstand stark vermindert wird. Bei Verbindungen ohne Zwischenanstrich werden die Lochleibungspressungen durch die größere Reibung in höherem Maße entlastet als bei Verbindungen mit Zwischenanstrich. Bei Versuchen von O. GRAF (vgl. ¹⁷, S. 25) mit Verbindungen aus St 52 und Nieten St 44 war die Schwingungsweite mit Zwischenanstrich um etwa $\frac{1}{3}$ kleiner als ohne Zwischenanstrich. Bei Verbindungen aus St 37 ist der Einfluß des Zwischenanstriches auf die Dauerfestigkeit zwar erheblich geringer als bei St 52, aber noch deutlich zu erkennen.

Auf Grund dieser Versuchsergebnisse wird der *Zwischenanstrich* bei dynamisch beanspruchten Fachwerkhauptträgern aus St 52 heute ganz fortgelassen. Die anderen, sich überdeckenden Berührungsflächen werden vor der Vernietung gereinigt und mit einem hauchdünnen Überzug aus Leinöl versehen (Technische Vorschriften für Stahlbauwerke der Deutschen Reichsbahn, abgekürzt TVSt., 10. Aufl., 1939, S. 13). Eine Vergrößerung der Reibung in den Berührungsflächen tritt ein, wenn man die Niete in den Stößen möglichst dicht setzt und ihre Anzahl nicht zu knapp bemißt. Schließlich ist noch zu bemerken, daß es inzwischen gelungen ist, weniger kerbempfindliche Stähle St 52 herzustellen und Material mit besonders rissiger Walzhaut kann ja vermieden werden, seit deren Einfluß auf die Dauerfestigkeit bekanntgeworden ist. Nietverbindungen, die nach diesen Grundsätzen gestaltet werden, erreichten nach O. GRAF mindestens $1,5 \text{ t/cm}^2$ Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} ($n = 2 \text{ Mio.}$). Mit neueren weniger kerbempfindlichen Werkstoffsorten können bei klein gehaltenen Lochleibungspressungen noch wesentlich höhere Dauerfestigkeiten erreicht werden, z. B. σ_{Uz} ($n = 0,5 \text{ Mio.}$) = $2,0 \text{ t/cm}^2$ für St 52.

Die Frage, ob das Fehlen eines besonderen Rostschutzes an den inneren Berührungsflächen von Nietverbindungen aus St 52 auf die Dauer nicht zu Rostschäden führen kann, bleibt zu beobachten. Versuche von O. GRAF²⁰ mit einem etwa 0,1 mm dicken aufgespritzten Schutzüberzug aus dem Leichtmetall *Siluman* besaßen sogar eine etwas größere Dauerzugfestigkeit als Verbindungen ohne Zwischenanstrich. Dieser metallische Schutzüberzug dürfte jedoch wegen der hohen Kosten nur für besondere Fälle in Betracht kommen.

Die vorstehenden Angaben beziehen sich auf Dauerversuche mit Zugspannungen. Die **Schwelldruckfestigkeit** σ_{Ud} von Stäben mit Bohrung und Walzhaut ist nach O. GRAF²¹ erheblich größer als die Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} , nämlich

$$\begin{aligned}\sigma_{Ud} &= 2,7 \text{ t/cm}^2 \text{ für einen St 37 von } \sigma_{FO} = 2,75 \text{ t/cm}^2 \text{ und} \\ \sigma_{Ud} &= 2,9 \text{ t/cm}^2 \text{ für einen St 60 von } \sigma_{FO} = 4,03 \text{ t/cm}^2.\end{aligned}$$

Der Bruch wurde bei oftmals wiederholter Druckbelastung durch Querrisse herbeigeführt, die von der Lochleibung ausgingen und durch die Zugspannungen verursacht sind, welche bei jeder Entlastung infolge der bleibenden Stauchungen auftreten, so daß die Spannung an der Lochleibung des Druckstabes in Wirklichkeit zwischen Druck und Zug wechselt.

Für **wechselnde Zug- und Druckbeanspruchung** von Nietverbindungen durften grundsätzlich ähnliche Zusammenhänge gelten wie für schwellende Belastung. Bemerkenswert ist²², daß die Schwingungsweite bei Wechselbelastung

²⁰ GRAF, O.: Stahlbau 11 (1938) S. 17.

²¹ GRAF, O.: Stahlbau 7 (1934) S. 9.

²² GRAF, O.: Zweiter Congr. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Vorbericht, Berlin 1936, S. 1010 und Stahlbau 9 (1936) S. 185.

etwa 1,5mal so groß ist (vgl. Abb. 71) und daß die Niete bei dieser Belastung offenbar mehr gefährdet sind als bei schwellonder Belastung.

Es bleiben hier noch viele Fragen zu klären, insbesondere auch ob die Ergebnisse der Dauerversuche im Laboratorium ohne Änderungen unmittelbar auf die Stahlbauwerke der Praxis übertragen werden können (vgl. hierzu K. KLÖPFEL¹³, S. 111).

Die vorstehend besprochenen Ergebnisse der Versuchsforschung bilden zusammen mit noch anderen die Grundlage für das sog. γ -Verfahren für die Berücksichtigung der Erscheinungen des Dauerbruches bei der Bemessung von Stahlbauwerken (vgl. „Zulässige Spannungen bei wechselnder Belastung“, I F2, S. 1556).

Außer den bereits im Text erwähnten Arbeiten seien noch die folgenden, teilweise umfassenden Aufsätze über die Dauerfestigkeit von Nietverbindungen genannt:

SCHAECHTERLE, K.: Stahlbau 3 (1930) S. 277 u. 5 (1932) S. 65 sowie Bautechnik 10 (1932) S. 275 u. 590. — GRAF, O.: Bauingenieur 13 (1932) S. 389. — SCHAECHTERLE, K.: Bauingenieur 14 (1933) S. 239 sowie Abh. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau 2 (1934) S. 312. — KLÖPFEL, K.: Stahlbau 8 (1935) S. 28.

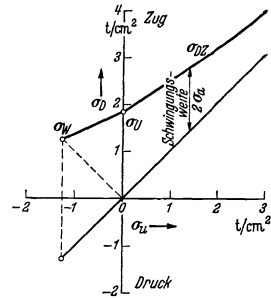


Abb. 71. Dauerzugfestigkeit σ_{Dz} ($n = 0,5$ Mio.) von Nietverbindungen aus St 52, schematisch nach Versuchen von O. GRAF.

6. Augenstäbe

sind Zugstäbe, die mit großen Bohrungen (Augen) versehen sind für die Aufnahme von Gelenkbolzen. Die Augen gewährleisten zentrische Zugbelastung, wenn man von den in den Bolzengelenken auftretenden Reibungskräften absieht.

a) **Augenstäbe aus Breitflachstahl.** Der Spannungszustand an den Lochleibungen ist ähnlich wie bei Nieten und Bolzen. Da die großen Bohrungen eine starke Querschnittsschwächung bedingen, werden bei Augenstäben aus Flachstahl zum Ausgleich meist Verstärkungen aufgenietet, die in Anlehnung an die unter b) gegebenen Erfahrungswerte bemessen werden. Der Spannungszustand wird dadurch ziemlich verwickelt. Die genaue experimentelle Untersuchung eines verstärkten Augenstabes verdanken wir G. BIERETT². Die Verteilung der Lochleibungspressungen über den Umfang der Bohrungen ergab sich für diesen Fall nach Abb. 72. Die größte Pressung trat bei etwa $\varphi = 45^\circ$ auf. In Abb. 72 ist auch die Verteilung der Längszugspannungen über den verschwächten Querschnitt angegeben. Es ist zu beachten, daß die Meßergebnisse nicht ohne weiteres auf andere Formen von Augenstäben übertragen werden dürfen und weiter, daß die Lochleibungspressungen bzw. die Längszugspannungen allein noch keinen Maßstab für die Höhe der Beanspruchung geben, sondern daß dafür der ganze Spannungszustand zu beachten ist, der sich für höhere Belastungen stark mit etwa eintretenden bleibenden Verformungen ändern muß. Über die sog. *Fließgrenzenerhöhung* vgl. F. RINAGL: Bauingenieur 17 (1936) S. 431.

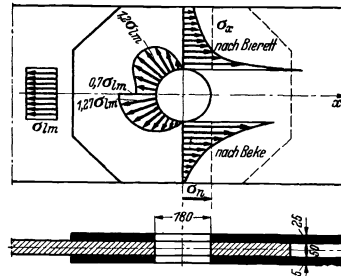


Abb. 72. Spannungen in einem verstärkten Augenstab nach den Messungen von G. BIERETT, zum Vergleich der theoretischen Werte nach J. BEKE.

Für die Verteilung der Lochleibungspressungen wird oft die einfache Annahme $\sigma_\varphi = \sigma_0 \cos \varphi$ benutzt, die aber den Meßergebnissen von BIERETT auch nicht angenähert gerecht wird. Auch bei den Längszugspannungen im Flankenquerschnitt ergeben sich erhebliche Unterschiede gegenüber theoretischen Untersuchungen, die (wie die von J. BEKE) eine Pressungsverteilung nach dem Cosinus-Gesetz zugrunde legen.

Einen ausführlichen Nachweis über das ältere Schrifttum gibt die Arbeit von G. BIERETT², von den neueren Arbeiten sei auf die polarisationsoptischen Spannungsuntersuchungen am Nietloch von A. HENNIG¹ verwiesen.

b) **Augenstäbe im engeren Sinne** besitzen am Auge eine Querschnittsvergrößerung, und zwar entweder nur in der Breite oder nach Breite und Dicke (Abb. 73). Sie werden nur ausnahmsweise aus vollem Breitflachstahl gearbeitet, meist wird der Kopf der Augenstäbe im glühenden Zustand angestaut. Die empfohlene und ausgeführte Form von (in der Dicke nicht verstärkten) Augenstäben schwankt in weiten Grenzen²³:

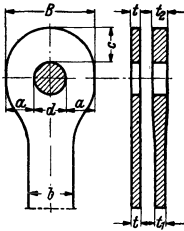


Abb. 73.

$$\begin{aligned} a &= 0,55 \text{ bis } 0,75 b \\ c &= 0,665 \text{ bis } 0,75 b \\ d &= 0,6 \text{ bis } 1,2 b \\ B &= 1,7 \text{ bis } 2,5 b. \end{aligned}$$

Auf Grund von amerikanischen Versuchen²⁴ mit großen Augenstäben empfiehlt J. MELAN²⁵ die Maße $c = 0,75 b$ und $d = b$, was $\sigma_{Izul} = 1,0 \sigma_{zul}$ entspricht. Die Zerreißfestigkeit der Augenstäbe betrug im Mittel $\sigma_{BA} = 0,91 \sigma_{B0}$. Die Versuche zeigten bei größeren Lochleibungspressungen (z. B. noch für $\sigma_{Izul} = 1,25 \sigma_{zul}$) schon bei kleinen Lasten eine erhebliche Dehnung im Auge.

Über die *Gelenkbolzen* s. II C 4, S. 1575. Zur *Berechnung der Augenstabe* vgl. ferner BLEICH, F.: *Theorie und Berechnung der Eisernen Brücken*, Berlin 1924, S. 255. — BEKE, J.: *Eisenbau* 12 (1921) S. 233; über die amerikanischen *Normen für Augenstäbe* vgl. BOHNY, C. M.: *Hängebrücken*, Berlin 1932, S. 52.

B. Biegeträger.

Die Annahme einer geradlinigen Verteilung der Normalspannungen über den Querschnitt trifft für die geraden und schwach gekrümmten biegesteifen Träger des Stahlbaues ausreichend genau zu. Die lineare Spannungsverteilung wird demgemäß allgemein für Berechnung und Bemessung der Biegeträger und ihrer Stöße zugrunde gelegt.

Die lineare Spannungsverteilung ist für den Proportionalbereich durch die Elastizitätstheorie bestätigt und auch durch Versuche erhärtet. Die üblichen Zusammenhänge gelten jedoch nur, wenn die *Querschnittsform des Trägers unveränderlich* ist. Ist die Breite groß im Verhältnis zur Höhe, so können infolge von Querverbiegung der Gurtungen sowie durch die Behinderung der Formänderungen an Aussteifungen usw. merkliche Abweichungen von der geradlinigen Spannungsverteilung eintreten¹. Man beachte in diesem Zusammenhange auch die Verschiebung der Nulllinie, die bei manchen Versuchen besonders für höhere Belastungen beobachtet wurde. Für unsymmetrische offene Querschnitte, z. B. für offene Streifenquerschnitte wie einen einzelnen C-Stahl, treten auch bei Belastung in der Schwerebene Verdrehungen ein, weshalb derartige Träger einer besonderen Betrachtung bedürfen (vgl. *Schubmittelpunkt*, Abschnitt *Festigkeitslehre*, S. 168).

Die *Tragfähigkeit von Biegeträgern* wird in fast allen Fällen durch seitliches Ausweichen des gedrückten Gurtes (*Kippen*) begrenzt. In den Regelfällen tritt dieses spätestens ein, wenn die Fließgrenze nach dem Spannungsausgleich überall im gedrückten Flansch erreicht ist². Nur bei starken und zahlreichen seitlichen Abstützungen kann die ertragene Randspannung bis in den Verfestigungsbereich des Baustahles gehoben werden. Bei der Abschätzung der Tragfähigkeit bzw.

²³ BOHNY, F.: *Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken*, Leipzig 1905, S. 106.

²⁴ MELAN, J.: *Eisenbau* 5 (1914) S. 342.

²⁵ MELAN, J.: *Konstruktion der Hängebrücken*. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Teil, Bd. 6, 4. Aufl., Leipzig 1925, S. 249.

¹ BÜHLER, H. u. H. BUCHHOLTZ: *Mitt. Forsch.-Inst. Ver. Stahlwerke* 4 (1934) S. 189. — KAYSER, H.: *Stahlbau* 10 (1937) S. 33.

² BISCHOFF, F.: *Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 43 (1891) S. 81. — SCHÜLE, F.: *Schweiz. Bauztg.* 43 (1904) S. 243 u. 260. — *Biegeversuche mit Trägern aus St 52* vgl. *Geschweißte Träger* [Z. der Dortmunder Union Brückenbau-A. G.] 1 (1934) S. 3 und SCHREINER, K.: *Stahlbau* 11 (1938) S. 156.

Ermittlung von J , J_n und W_n für den Biegeträger Abb. 74.

Profil (Abzug)	Vollquerschnitt		Nutzbarer Querschnitt				Gurtplatten	W_n (Gesamt)	
	F	ΔF	J (Teil)	J (Gesamt)	ΔJ (Teil)	J_n (Teil)			J_n (Gesamt)
	cm ²	cm ²	Faktor 10 ⁶	Faktor 10 ⁶	Faktor 10 ⁶	Faktor 10 ⁶			Faktor 10 ⁶
BI 4000 · 20 (15%)	800,0	120,0	$\frac{2,0 \cdot 400^3}{12}$	10,667	0,15 · 10667000	1,600	9,067	45 300	
4 L 200 · 200 · 16 (je 2 Ø 26)	247,2	33,28	$247,2 \cdot 194,48^2 + 4 \cdot 2340$	9,359	$16,64 \cdot (199,2^2 + 194,0^2)$	1,287	17,139	85 700	
2 = 600 · 15 (je 4 Ø 26)	180,0	31,2	$180,0 \cdot 200,75^2$	7,254	$31,2 \cdot 200,75^2$	1,257	23,136	114 800	
2 = 600 · 15 (je 4 Ø 26)	180,0	31,2	$180,0 \cdot 202,25^2$	7,363	$31,2 \cdot 202,25^2$	1,276	29,223	144 000	
2 = 600 · 15 (je 4 Ø 26)	180,0	31,2	$180,0 \cdot 203,75^2$	7,473	$31,2 \cdot 203,75^2$	1,295	35,401	173 100	
2 = 600 · 15 (je 4 Ø 26)	180,0	31,2	$180,0 \cdot 205,25^2$	7,583	$31,2 \cdot 205,25^2$	1,314	41,670	202 300	
Gesamt	1767,2	278,1	49,699	49,699	8,029	41,670			

Spannungsnachweis für den Fall, daß nur Biegemomente wirken, mit dem so bestimmten nutzbaren Widerstandsmoment W_n :

$$\sigma_n = M/W_n \leq \sigma_{zul.}$$

2. Halsniete und Kopfniete.

Bei der Biegung treten neben den Normalspannungen (Biegespannungen im engeren Sinn) auch Schubspannungen auf, die bei parallelgurtigen Trägern der Querkraft Q proportional sind und im allgemeinen genügend genau nach der elementaren

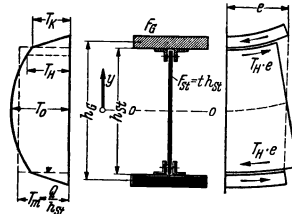


Abb. 75. Schubkräfte bei Biegung (Dübelwirkung).

Theorie errechnet werden können. Bei zusammengesetzten Querschnitten müssen die Schubspannungen in den Berührungsflächen zwischen den einzelnen Walzprofilen von den Verbindungsnieten aufgenommen werden. Andernfalls würden die einzelnen Teile je für sich gebogen werden, wobei Spannungen und Formänderungen natürlich um vieles höher wären als in dem verbundenen Träger. Vgl. die schematische Abb. 75 für den Fall, daß die Halsniete gelöst sind.

Nach Abschnitt Festigkeitslehre, S. 166 Gl. (39) ist

$$(1) \quad T = b \tau = Q S/J,$$

worin J das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnittes und $S = \int y dF$ das

statische Moment des durch den betreffenden Schnitt abgetrennten Querschnittsteiles F_G (in Abb. 75 schraffiert) bezüglich der Schwerachse $y = 0$ ist. Die Schubkräfte T (in t/cm Länge) sind einerseits im Stegblech aufzunehmen, wofür eine bestimmte Mindestdicke notwendig ist, und andererseits, wenn man von den Reibungs-

kräften absieht, durch die Halsniete zwischen Stegblech und Gurtung zu übertragen. Die auf ein Halsniet entfallende Kraft ist

$$N_H = T_H e = Q \frac{S_H}{J} e.$$

Annäherung für hohe symmetrische Träger. Mit den Bezeichnungen von Abb. 75 und den Abkürzungen $\varphi = F_{St}/F_G$ und $\alpha = h_{St}/h_G$, sowie $T_m = Q/h_{St}$ ist in guter Annäherung

$$(2) \quad T_G = T_m \frac{\alpha}{1 + \alpha^2 \frac{\varphi}{6}}, \quad T_0 = T_m \frac{\alpha + \alpha^2 \frac{\varphi}{4}}{1 + \alpha^2 \frac{\varphi}{6}}.$$

Die Gl. (2) geben den Wert $T_G = T_H$, wenn man die Winkel mit zum Gurt rechnet, ohne die Winkel $T_G = T_K$. Für hohe Träger ist $\alpha \approx 1$, so daß

$$(2a) \quad T_G = T_m \frac{1}{1 + \varphi/6}, \quad T_0 = T_m \frac{1 + \varphi/4}{1 + \varphi/6}.$$

Die Verteilung über den Steg ist parabolisch, in den Gurtungen nach der Dicke etwa linear. Bei Biegeträgern mit schweren Gurtungen unterscheidet sich die Schubkraft T im Stegblech wenig von dem Durchschnittswert T_m , der oft für die erste Abschätzung ausreicht.

Nietteilung. Da die Nietkraft den Wert $N_{zul} = F_s \sigma_{zul}$ bzw. $F_1 \sigma_{zul}$ nicht überschreiten darf, ist mit Rücksicht auf die Halsniete allein eine größte Nietteilung von

$$\max e = N_{zul}/T_H$$

möglich.

Für das Beispiel Abb. 74 erhält man

$$T_H = 0,782 (0,784) T_m, \quad T_0 = 1,104 (1,109) T_m.$$

In () sind die Werte nach Gl. (2a) angegeben für

$$\varphi = 800/483,6 = 1,655 \quad \text{und} \quad \alpha = 400/402 \approx 1.$$

Mit einer Querkraft $Q = 1000 \text{ t}$, $T_m = 1000/400 = 2,5 \text{ t/cm}$ und bei $d = 26 \text{ mm}$ (zweischnittig), also $F_s = 8,49 \text{ cm}^2$, folgt für St 52 mit $N_{zul} = 8,49 \cdot 2,1 = 17,8 \text{ t}$ eine größte Nietteilung von $\max e = \frac{17,8}{0,782 \cdot 2,5} = 9,1 \text{ cm}$. Dieser Nietabstand muß in Stößen oder wenn noch weitere Nietkräfte hinzutreten, verringert werden. Ist der nach Vorstehendem ermittelte größte Nietabstand kleiner als die aus baulichen Gründen geforderten Mindestabstände (vgl. S. 1570), dann müssen die Niete versetzt oder in zwei Reihen angeordnet werden.

Die **Kopfniete** (Abb. 76b) haben zusammen eine Verdübelungskraft T_K aufzunehmen, deren Größe oft nur wenig unter dem Wert T_H liegt. Die Verdübelungskraft zwischen den einzelnen Gurtplatten ist bereits geringer und verteilt sich im Fall der Abb. 76c auch auf eine größere Nietzahl. Die Schubspannungen τ in den Gurtplatten sind in der Regel gering im Vergleich zu denen des Steges.

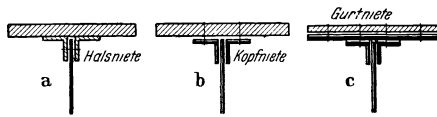


Abb. 76.

Über den Fall von Trägern mit veränderlicher Höhe vgl. F. BLEICH: Stahlhochbauten, Bd. 1, Berlin 1932, S.88.

3. Stoß der Biegeträger.

a) Ein Längsstoß des Stegbleches wird erforderlich, wenn die Stegblechhöhe größer ist als die Breite der zur Verfügung stehenden Bleche. Eine Längsunterteilung kann auch mit Rücksicht auf Herstellung und Transport notwendig sein.

Laschen und Stoßniete im Längsstoß eines Biegeträgers haben die gleiche Kraft T_L aufzunehmen, wie sie das ungestoßene Stegblech in der Längsfuge hätte. Da die Nietverschwächung in den Laschen ebenso groß ist wie im Stegblech, müssen die Dicken sein

$$t_{\text{Laschen}} \geq t_{\text{Steg}}$$

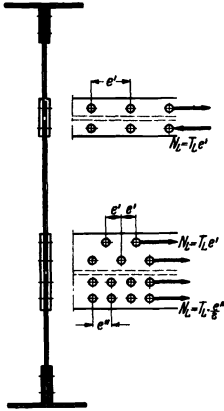


Abb. 77. Längsstoß des Stegbleches.

Die auf ein Niet entfallende Schubkraft ist (Abb. 77) bei einreihiger bzw. versetzter Nietung $N_L = T_L e'$ und bei zweireihiger Nietung $N_L = T_L e''/2$. Die zusätzliche Belastung der Stoßniete aus dem Versetzungsmoment der Nietkräfte und die Biegung der Laschen ist bei längeren Stößen belanglos. Erheblich sein können dagegen die Zusatzkräfte beim Längsstoß außerhalb der Nulllinie, weil die Laschen gezwungen sind, die Längsdehnung des Stegbleches mitzumachen. Sie erfahren dann dieselbe Dehnung und damit auch dieselbe Längsspannung σ_L wie das Stegblech. In der Nähe der Laschenenden müssen dabei große zusätzliche Belastungen der Niete auftreten, mit der Summe $S_L = \sigma_L F_{\text{Laschen}}$. Umgekehrt wird das Stegblech und der ganze Träger durch Längslaschen teilweise entlastet. Eine Berücksichtigung der Laschenfläche bei der Berechnung von W_n ist jedoch nur dann gerechtfertigt, wenn die Längslaschen ohne Lücken durchgehen, also jeweils an ihren Enden gestoßen werden. Solche Konstruktionen werden gelegentlich ausgeführt, meist wird jedoch davon abgesehen, weil die Stoßdeckung der Längslaschen baulichen Schwierigkeiten begegnet.

b) **Querstoß bei Biegebelastung.** Ein Querstoß des Stegbleches kann auf verschiedene Weise durch Laschen gedeckt werden. Abb. 78 zeigt schematisch

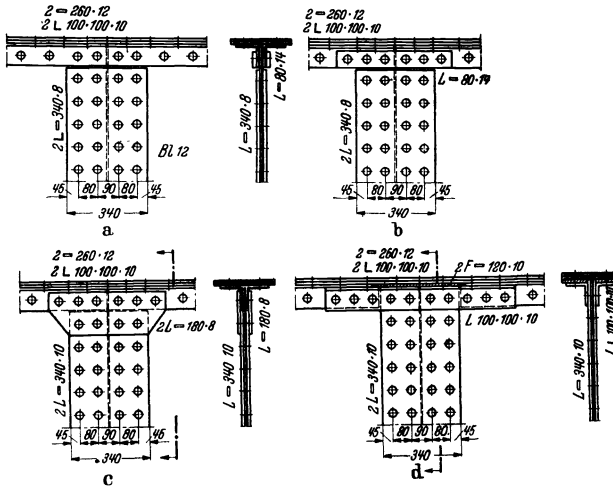


Abb. 78. Querstoß (Werkstattstoß) des Stegbleches.

mehrere Möglichkeiten für einen sog. *Werkstattstoß*, bei dem nur das Stegblech gestoßen ist. Liegen die Laschen nur zwischen den Gurtwinkeln (Abb. 78 a), so bleiben die Stegblechstreifen unter den Gurtwinkeln ungedeckt. Die Spannungsverteilung im Stoß wird sich nach den Formänderungen einstellen. Winkel und Niete werden sodann in der Gegend des Stegblechstoßes erheblich höher belastet.

Die Gurtwinkel werden meist nicht stark genug sein, um die zusätzlichen Kräfte aufzunehmen. Diese Art des Stoßes ist daher auf untergeordnete Verbindungen und geringe Kräfte zu beschränken. Vollständige Stoßdeckung ist immer vorzuziehen. Besondere Laschen auf den stehenden Winkelschenkeln können die Längsspannungen dieses Streifens aufnehmen, die schmalen Laschen beteiligen sich aber nur mangelhaft an der Aufnahme der Querkraft. Eine gewisse Verbesserung hierin bringt Abb. 78 c. Bei großen Kräften sind Laschen über die ganze Stegblechhöhe anzustreben (Abb. 78 d), was aber voraussetzt, daß die Gurtwinkel unterbrochen werden. Die Laschen erhalten die Dicke der Winkelschenkel, bei großen Winkeldicken werden Ausgleichsfutter benutzt, um an der überflüssigen Laschendicke zu sparen. Die Winkel werden durch Laschenwinkel oder durch je zwei Flachstähle gestoßen, ferner werden auf die Länge der Stegbleche zwei Futter (beim Beispiel 2 = 120 · 10) notwendig, um die waagerechte Lücke auszufüllen.

Auf das Stegblech entfällt das Biegemoment

$$M_{St} = M \cdot J_n St / J_n,$$

das von den beiden Laschen aufzunehmen ist. Es muß also sein

$$W_n \text{ Laschen} \geq M_{St} / \sigma_{zul}.$$

Dabei ist vorausgesetzt, daß auch in den verhältnismäßig schmalen Laschen eine lineare Spannungsverteilung eintritt. Es ist übrigens praktisch kaum ein Unterschied, ob man die Momentenanteile des Stegbleches M_{St} usw. mit den Trägheitsmomenten für den vollen oder für den verschwächten Querschnitt ermittelt. Das gleiche gilt für die übliche Forderung, daß für jeden der gestoßenen Querschnittsteile sei

$$J_1 \text{ Laschen} \geq J_1.$$

Das Biegemoment sucht Laschen und Steg gegeneinander zu drehen. Die Nietkräfte N_i werden mit dem Abstand r_i vom gemeinsamen Drehpunkt 0 zunehmen und ihre Richtungen etwa der Relativbewegung von Steg und Laschen entsprechen. Für die Bemessung der Verlaschungen wird die Nietspannung in erster Annäherung allgemein proportional r_i , d. h. $N_i = \sigma_1 \frac{r_i}{r_1} F_i$, und die Krafrichtung normal zu r_i angenommen (vgl. Abb. 79). Sodann ist das Biegemoment M_0 bzw. die größte Nietspannung σ_1

$$(3) \quad M_0 = \frac{\sigma_1}{r_1} \sum r_i^2 F_i = \sigma_1 W_{N \text{ pol}},$$

denn man erkennt

$$J_{N \text{ pol}} = \sum r_i^2 F_i$$

als das *polare Trägheitsmoment der Nietgruppe* bezüglich $r = 0$ und

$$W_{N \text{ pol}} = J_{N \text{ pol}} / r_1$$

als das zugehörige *polare Widerstandsmoment*.

Für die Belastung durch M_0 allein muß die vektorielle Summe der Nietkräfte N_i verschwinden, was nur möglich ist, wenn 0 der *Schwerpunkt* der ungerchneten Nietflächen F_i ist. Ein Nomogramm für $W_{N \text{ pol}}$ gibt R. KRELL: Bauingenieur 14 (1933) S. 313.

Das polare Trägheitsmoment ist auf bequemste Weise zu berechnen aus

$$J_{\text{pol}} = J_x + J_y.$$

Bei höheren Trägern ist nun die Länge der Laschen groß gegen ihre (halbe) Breite und $J_y \ll J_x$. Für die normalen Fälle der Berechnung von Stegblechstößen wird daher eine Verteilung der Nietkräfte gemäß

$$N_i = \sigma_1 \frac{y_i}{y_1} F_i$$

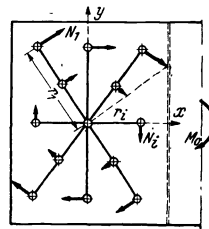


Abb. 79.

angenommen (vgl. Abb. 80), wobei alle Nietkräfte in die Längsrichtung fallen. Sodann ist das von der Nietgruppe aufgenommene Biegemoment

$$(4) \quad M = \frac{\sigma_1}{y_1} \sum y_i^2 F_i = \sigma_1 W_N,$$

weil $J_N = \sum y_i^2 F_i$ das axiale Trägheitsmoment der Nietgruppe und $W_N = J_N/y_1$ das zugehörige Widerstandsmoment bedeutet. Die Bedingung $\sum N_i = 0$ liefert $\sum y_i F_i = 0$, d. h. $y = 0$ ist die Schwerachse der Nietgruppe. Die größte Nietspannung in der Stegblechverlansung ist

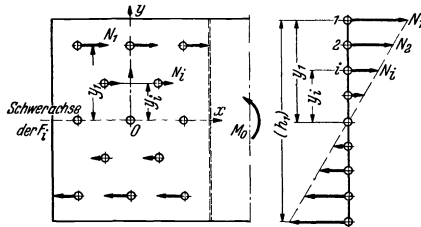


Abb. 80.

$\sigma_1 = M_{St}/W_N$ und die zugehörige Nietkraft $N_1 = F_1 \sigma_1$. Der Spannungsnachweis für den Fall der Belastung nur durch ein Biegemoment fordert

$$W_{Nietgruppe} \geq W_n \text{ Stegbl,}$$

womit auch

$$J_{Nietgruppe} \geq J_n \text{ Stegbl}$$

folgt.

Die bei der Herleitung dieser Beziehungen gemachten Annahmen sind wohl unbedenklich für gleich große Nietabstände und Nietdurchmesser. Man kann dann ja jedem Niet in erster Annäherung (sinngemäß zu Abb. 56) die auf den zugehörigen Streifen *et* entfallende Kraft $N = et \sigma$ zuordnen. Diese Zuordnung wird aber bestimmt unbrauchbar und die Gleichungen können nur noch als grobe Annäherung betrachtet werden, wenn die beiden Voraussetzungen nicht zutreffen.

Wir schreiben noch in anderer Form (mit $h_1 = 2y_1$)

$$(5) \quad N_i = f \frac{M_{St}}{h_1}.$$

Die Verhältniszahlen $f = \frac{h_1 F_i}{W_N}$ bzw. $f =$

$$\frac{h_1^2}{2 \sum y_i^2}$$

für den Regelfall $F_i = F_1$ gleich

großer Nietdurchmesser hängen von Nietbild und Nietzahl ab, sie sind für regelmäßige Nietgruppen in Tabellen berechnet. Vgl. SCHAPEL, G.: Grundlagen des Stahlbaues, 6. Aufl., Berlin 1933, S. 113. — Stahlbaukalender 1942, S. 234. — Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 356.

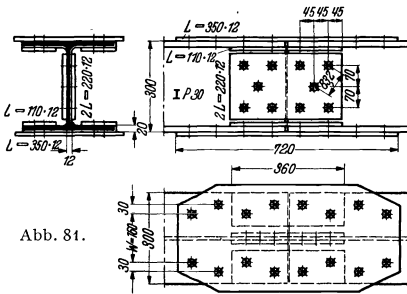


Abb. 81.

Die Stoßberechnung mit $J_N \text{ pol}$ und $W_N \text{ pol}$ kommt nur für die Stegblenden von niedrigen Trägern sowie für gedrungene biegesteife Anschlüsse in Betracht. Zum Beispiel für den in Abb. 81 dargestellten Stoß eines Trägers IP 30 ist für die Nietgruppe im Steg (in cm)

$$J_N \text{ pol} = 277 F_l \text{ gegen } J_N = 196 F_l$$

$$W_N \text{ pol} = 33,6 F_l \text{ gegen } W_N = 28,0 F_l,$$

wenn F_l die umgerechnete Nietfläche für ein Niet bezeichnet.

Die Annahme von Nietkräften N_i , die proportional der Entfernung vom Drehpunkt wachsen, erscheint wenigstens in erster Annäherung wahrscheinlich, solange die Formänderungen der Niete und Lochleibungen im Proportionalbereich bleiben, für größere Belastungen besteht zwischen Nietkraft und Formänderungen ein ähnlicher Zusammenhang wie etwa $\epsilon = \epsilon(\sigma)$ beim gewöhnlichen Zugversuch. Es ist somit auch in der Nietgruppe mit einem Spannungsausgleich zu rechnen, sobald die P-Grenze überschritten wird. Ein Grenzwert für die Tragfähigkeit der Nietgruppe kann abgeschätzt werden, wenn man annimmt, daß (genügend steife Laschen vorausgesetzt) für alle Niete gleichzeitig die Bruchlast N_B erreicht wird. Bei der Berechnung von $M_B = N_B \sum r_i$ ist zu beachten, daß dann $r = 0$

im allgemeinen Fall nicht mehr der Schwerpunkt der Nietgruppe ist. Die tatsächliche Verteilung der Nietkräfte ist statisch unbestimmt, genauere Kenntnisse darüber fehlen noch.

c) Stegblechstoß bei Belastung durch eine Querkraft. Der Träger sei an der Stoßstelle nur durch Q belastet, wie z. B. am Momentennullpunkt $M = 0$ eines Durchlaufbalkens. Für den Stoß mit gleichen Nietabständen (Abb. 82) ist ohne weiteres anzunehmen, daß die Nietkraft N_{iQ} angenähert dem zugehörigen Flächenelement et der Stoßfuge entspricht, d. h. die Verteilung der Nietkräfte erfolgt wie die der Schubspannungen über die Trägerhöhe,

$$N_{iQ} = et \tau_i = e T_i.$$

Für die Bemessung rechnet man jedoch meist mit einer gleichmäßigen Verteilung auf alle n -Niete des Stegblechstoßes $N_{iQ} = Q/n$. Dabei wird die Kraft N_{iQ} etwas überschätzt, die an der Nulllinie zu klein erhalten. Bei der Verteilung der Querkraft werden zweckmäßig nur die Niete in den eigentlichen Stegblechen berücksichtigt, nicht aber die in den schmalen Laschenstreifen auf den Schenkeln der Gurtwinkel, da in ihnen erhebliche Zusatzkräfte auftreten.

Die größte Nietbelastung durch M und Q zusammen ist nach Abb. 83 gleich

$$N_1 = \sqrt{N_{1M}^2 + N_{1Q}^2},$$

welcher Wert mit N_{zul} zu vergleichen ist. Weitere Belastung können die Stoßniete erhalten, soweit sie gleichzeitig dem Winkelstoß dienen.

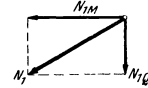


Abb. 83.

Beispiel Abb. 84 zeigt den Werkstattstoß des Stegbleches (Gurtwinkel und Gurtplatten laufen über größere Längen durch und sind an anderer Stelle gestoßen) eines 22,2 m weitgespannten Brückenquerträgers.

d) Winkel- und Gurtplattenstoß von zusammengesetzten Biegeträgern werden nach den gleichen Grundsätzen gestaltet wie die Stöße von Zug- und Druckstäben. Laschenflächen und Stoßniete sind dabei so zu verteilen, daß örtliche Spannungsüberschreitungen vermieden werden. Mit Erfüllung der für die einzelnen gestoßenen Querschnittsteile „i“ üblichen Forderung $J_{ni} \text{ Laschen} \geq J_{ni}$ ist im allgemeinen $W_{ni} \text{ Laschen} \geq W_{ni}$ erreicht, und es sind auch die gleichen Bedingungen für den Gesamtquerschnitt erfüllt.

Der Fall, daß der gesamte Querschnitt an einer Stelle gestoßen wird, kommt fast nur für einheitliche Walzprofile in Betracht. Für die biegefesten Stöße der I- und IP-Träger bestehen Regelausführungen⁵, die nach den

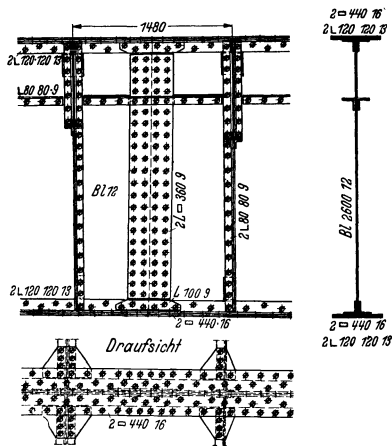


Abb. 84. Werkstattstoß des Stegbleches. [Nach SCHLEICHER, F.: Bauing. 10 (1929) S. 340.]

⁵ Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., S. 434 — Stahlbaukalender 1942, S. 224. — Von der „P-Träger-Beratungsstelle“ in Peine (Hann.) kostenlos herausgegebene P-Träger-Handliste.

Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau, DIN 1050, bemessen sind. Beispiele: Stoß eines **IP 30** in Abb. 81. Bei zusammengesetzten Biegeträgern werden die Stoßfugen der Einzelteile auch im sog. *Gesamtstoß* soweit gegeneinander versetzt, daß leichtere Stoßdeckung möglich wird. Den Gesamtstoß eines einwandigen Biegeträgers (mit einem Stegblech) zeigt Abb. 85.

e) Biegung mit Normalkraft. Träger, die gleichzeitig durch Biegemomente und Normalkräfte belastet sind, werden nach den gleichen Grundsätzen und ebenfalls unter Annahme der geradlinigen Spannungsverteilung bemessen. Für Nietabzug in beiden Gurtungen ist der nutzbare Querschnitt und die

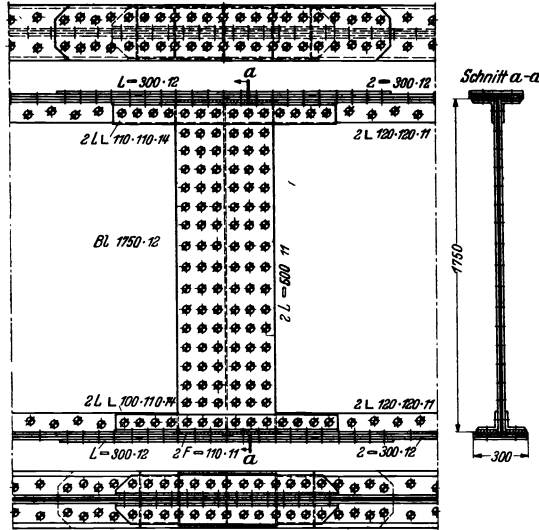


Abb. 85. Gesamtstoß [nach SCHAPER, G.: Eisenbau 7 (1916) S. 10].

Lage der Nulllinie nicht vom Belastungsfall abhängig, so daß die Spannungen aus M und N einfach addiert werden können. Die Belastung der Stoßniete erhält man durch Überlagerung der Kräfte für die Teilbelastungsfälle M bzw. N , wobei die Hilfsmittel für auf Biegung belastete Stöße benutzt werden können. Dazu kommen die Nietkräfte aus der Querkraft, so daß die gesamte Belastung eines Nietes wird

$$N = \sqrt{(N_M + N_N)^2 + N_Q^2}.$$

In den Halsnieten ist in der Längsrichtung noch N_H zu berücksichtigen und gegebenenfalls noch die Belastung aus dem Winkelstoß. Die zugehörigen Nietflächen F_s und F_l sind je nach dem Belastungsfall zu unterscheiden. Eine zutreffende Ermittlung der Nietspannungen setzt voraus, daß der Kräfteweg genau verfolgt wird.

Beispiel für den Gesamtstoß eines 6 m hohen zweiwandigen Biegeträgers, der auch durch große Normal- und Querkräfte belastet ist, in Abb. 86.

4. Dauerfestigkeit von Biegeträgern.

Die Dauerfestigkeit von Biegeträgern bei oftmaliger wiederholter Belastung ist ebenfalls erheblich niedriger als die Tragfähigkeit bei ruhender Belastung. Die Spannungshöhe kann aus Dauerzugversuchen abgeschätzt werden. Dauerversuche

von O. GRAF* mit Biegeträgern I 12 aus St 37 unter schwellonder Biegebelastung ergaben für Träger ohne Bohrung eine ähnlich hohe Dauerfestigkeit wie ungebohrte

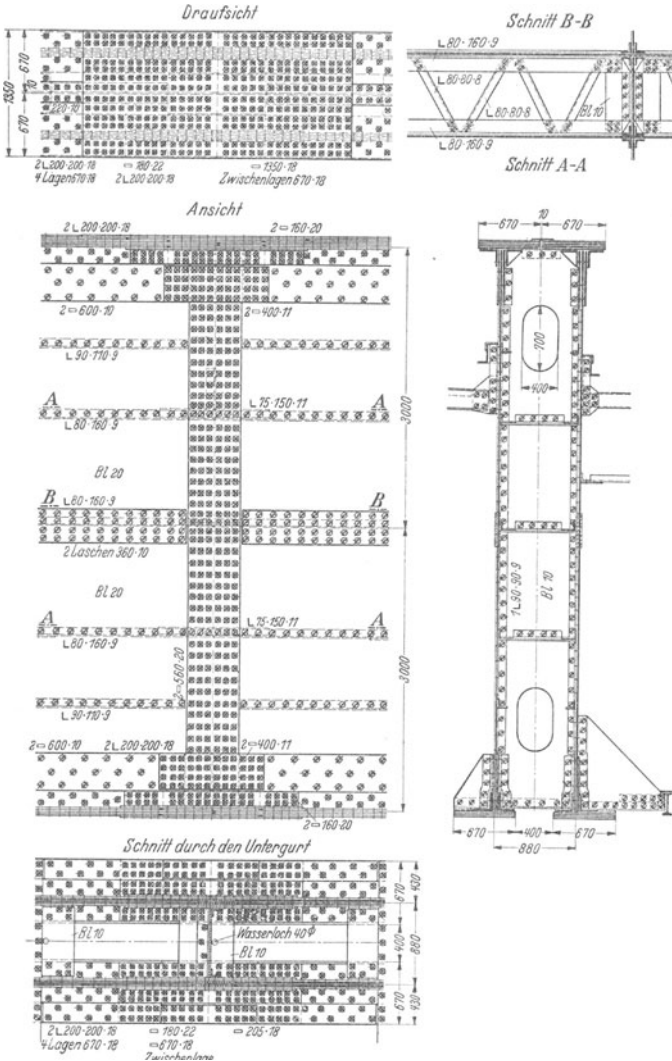


Abb. 86. Stoß des Verstärkungsbalkens in der Hängebrücke über den Rhein in Köln-Mülheim [aus SCHLEICHER, F.: Bauing. 10 (1929) S. 828].

Zugstäbe unter schwellonder Belastung. Träger mit Bohrungen in der Zugzone brechen im verschwächten Querschnitt, ihre Schwellofestigkeit $\sigma_{U\beta} = 1,8$ bis $2,0 \text{ t/cm}^2$ ist fast ebenso groß wie σ_{Uz} bei Zugstäben mit Bohrungen. Bohrungen im

* GRAF, O.: Stahlbau 7 (1934) S. 169.

Steg hatten kleineren Einfluß, doch begann auch da der Dauerbruch trotz der dort viel kleineren Spannungen an den Bohrungen. Balken, die über zwei Felder durchliefen, zeigten etwas höhere Dauerfestigkeit [vgl. O. GRAF: Bauingenieur 19 (1938) S. 528].

Biegeträger I 30 aus St 37 mit genietetem Stoß und Zwischenanstrich an den Berührungsflächen hatten nach Versuchen von O. GRAF⁷ eine Schwellbiegefestigkeit von etwa $\sigma_{U_b} = 1,3 \text{ t/cm}^2$. Die Dauerbiegefestigkeit von gestoßenen Biegeträgern ist also von der gleichen Größenordnung wie die Dauerzugfestigkeit von gestoßenen Zugstäben. Die Dauerbiegefestigkeit von genieteten Trägern mit zusammengesetztem Querschnitt liegt in der gleichen Größenordnung. Versuche von R. HOCHHEIM⁸ bzw. E. H. SCHULZ und H. BUCHHOLTZ⁹ ergaben für genietete Biegeträger aus St 52 $\sigma_{U_b} = 1,4$ bis $1,6 \text{ t/cm}^2$. Bei größerer Vorspannung nahm die ertragene Schwingungswerte nur wenig ab. Zum Beispiel betrug $\sigma_{D_b} = 2,1 \text{ t/cm}^2$ für $\sigma_u = 0,8 \text{ t/cm}^2$. Es gelten also ähnliche Zusammenhänge wie nach Abb. 70 für Dauerzugversuche.

Weiteres Schrifttum zur *Dauerbiegefestigkeit*.
LFP, TH.: Zur Frage der Dauerhaltbarkeit geschweißter und gegossener Konstruktionsteile. Diss. Techn. Hochschule Darmstadt 1934. — GERRITSEN, W. u. P. SCHOENMAKER: Schlußbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1938. S. 328. — KÖRBER, F. u. M. HEMPEL: Mitt. Kaiser Wilhelm-Inst. Eisenforschung Düsseldorf 19 (1937) Abb. 336, S. 273.

5. Gekrümmte Biegeträger.

Bei stärker gekrümmten Biegeträgern trifft die Annahme einer geradlinigen Verteilung der Normalspannungen nicht mehr zu. Eine elementare Biegetheorie für gekrümmte Stäbe gab

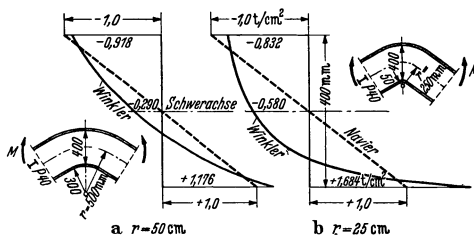


Abb. 87. Verteilung der tangentialen Normalspannungen in einem I P 40 (vgl. BLEICH, F.: Stahlhochbauten, 2. Bd., Berlin 1933, S. 643).

Schwerachse, sie sind jeweils über die ganze Querschnittsbreite konstant^{10, 11, 12, 13}. Die tangentialen Normalspannungen an der inneren Seite der Krümmung sind dabei größer, die an der äußeren Seite kleiner als nach der NAVIERSCHEN Theorie der Biegung. Die Nulllinie fällt nicht mehr mit der Schwerachse des Querschnittes zusammen, sondern ist gegen den Krümmungsmittelpunkt hin verschoben. Die WINKLERSCHE Theorie gilt zunächst nur für den kreisförmig gebogenen Träger mit konstantem Querschnitt und den Fall reiner Biegung, sie wird aber wie die NAVIERSCHEN Biegetheorie für den geraden Träger annäherungsweise auch auf die allgemeinen Fälle angewendet.

Die Voraussetzung, daß zwischen den einzelnen Fasern keine Normalspannungen übertragen werden, stellt nur eine erste grobe Annäherung dar. Auch bei

⁷ GRAF, O.: Stahlbau 10 (1937) S. 9.

⁸ HOCHHEIM, R.: Mitt. Forsch.-Anst. Gutehoffn., Nürnberg 1 (1932) S. 225.

⁹ SCHULZ, E. H. u. H. BUCHHOLTZ: Abh. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau 2 (1934) S. 394.

¹⁰ WINKLER, E.: Der Zivilingenieur 4 (1858) S. 232. Vgl. auch Elastizität und Festigkeitslehre, 1. Teil. Prag 1867, S. 268.

¹¹ MÜLLER-BRESLAU, H.: Die neueren Methoden der Festigkeitslehre, 4. Aufl., Leipzig 1913, S. 236.

¹² FÖPPL, A.: Vorlesungen über technische Mechanik, 3. Bd., Festigkeitslehre, 11. Aufl., München 1938, S. 240.

¹³ TIMOSHENKO, S. u. I. M. LESSELS; Festigkeitslehre. Deutsch von I. MALKIN, Berlin 1928. S. 198.

E. WINKLER (1858). Mit der Annahme ebenbleibender Querschnitte und der Voraussetzung, daß die einzelnen Fasern im Falle der reinen Biegungsbelastung nicht aufeinander einwirken ergibt sich eine *hyperbolische Verteilung der Biegespannungen* (vgl. Abschnitt *Festigkeitslehre*, S. 165). Beispiel Abb. 87.

Die Normalspannungen ändern sich danach nur mit der Entfernung von der

reiner Biegung ($N = Q = 0$) müssen nämlich neben den Längsspannungen noch Normalspannungen in der radialen Richtung auftreten, deren Größe leicht abzuschätzen ist. Das in Abb. 88a dargestellte Element sei aus einem Kreisträger ausgeschnitten, auf den nur ein konstantes Biegemoment wirkt. Die tangen-

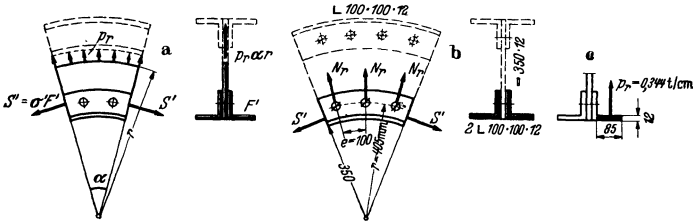


Abb. 88.

tialen Normalspannungen in den radialen Schnittkräften mit dem Gesamtbetrag $S' = \sigma' F'$ fordern aus Gleichgewichtsgründen radiale Kräfte in der Kreisschnittfläche von der Größe

$$p_r = \sigma_r t = \frac{S'}{r}.$$

Diese sog. **Ablenkungskräfte** belasten den Steg¹⁴, sie müssen bei zusammengesetzten Trägern (Abb. 88b) von den Halsnieten aufgenommen werden. Die radiale Belastung der Niete ist

$$N_r = e p_r = \frac{e}{r} S'.$$

Zahlenbeispiel. Für die in Abb. 88b angegebenen Maße folgt mit $\sigma' = 1,2 \text{ t/cm}^2$:
 Stabkraft $S' = 2 \cdot 22,7 \cdot 1,2 = 54,5 \text{ t}$.
 Nietkraft $N_r = 54,5 \cdot 100/405 = 13,44 \text{ t}$.

Ungerechnete Nietfläche $F_l = 1,2 \cdot 2,3 \cdot 2 = 5,52 \text{ cm}^2$.

Die zusätzliche radiale Nietspannung $\sigma = 13,44/5,52 = 2,44 \text{ t/cm}^2$ überschreitet also sogar die für St 52 zulässige Grenze.

Bemerkung. Ähnliche Betrachtungen hinsichtlich der Halsniete sind immer durchzuführen, wenn ein Gurt gekrümmt ist, also auch bei veränderlicher Höhe eines Trägers mit gerader Achse.

Bei den streifenförmigen Querschnitten des Stahlbaues ist die Voraussetzung einer unveränderlichen Querschnittsform (auch wenn man von der Wirkung der Querdehnung absieht) nicht ohne weiteres erfüllt. Unter der Wirkung der radialen Spannungen tritt eine Querverbiegung der Gurtplatten ein, so daß deren Dehnungen und damit auch die Längsspannungen am Rand kleiner als in der Stegebene sind. Die Formänderungen sind in Abb. 89 für einen unversteiften I-Querschnitt und für beide Vorzeichen des Biegemomentes schematisch dargestellt. Die Querverbiegung führt bei breiten und dünnen Gurtplatten in den äußeren Querschnittsteilen bis zur völligen Entlastung und Spannungsumkehr. Voll wirksam¹⁵ ist nur ein Teil der Flansche.

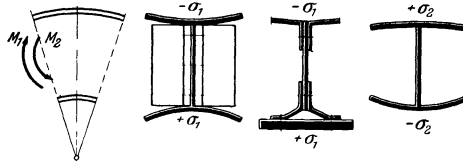


Abb. 89.

Die *Biegungsspannung* an der Winkelwurzel infolge der Ablenkungskräfte kann für das Beispiel Abb. 88b wie folgt abgeschätzt werden: Für den abstehenden Winkelchenkel ist

$$F' = 8,5 \cdot 1,2 = 10,2 \text{ cm}^2,$$

$$S' = 10,2 \cdot 1,2 = 12,2 \text{ t}, \quad r = 35,6 \text{ cm},$$

$$p_r = 12,2/35,6 = 0,344 \text{ t/cm}.$$

¹⁴ KOBER, J.: Abh. Aerodyn. Inst. Aachen, Heft 7, Berlin 1927, S. 34.

¹⁵ Über die Berechnung der sog. *mitwirkenden Breite* bei gekrümmten Trägern vgl. H. BLEICH: Stahlbau 6 (1933) S. 3 und F. BLEICH: Stahlhochbauten, 2. Bd., Berlin 1933, S. 645.

Das Biegemoment an der Winkelwurzel ist

$$M = 0,344 \cdot 8,5/2 = 1,46 \text{ tcm/cm und}$$

$$W = 1 \cdot 1,2^2/6 = 0,24 \text{ cm}^3/\text{cm},$$

d. h. die Biegungsspannung würde mit

$$\sigma = 1,46/0,24 = \text{rd. } 6 \text{ t/cm}^2$$

weit über der Fließgrenze des Werkstoffes liegen. Die abstehenden Winkelschenkel weichen also bestimmt aus und dürfen deshalb bei der Spannungermittlung höchstens teilweise zum voll mittragenden Querschnitt gerechnet werden. Das Stegblech und die anliegenden Winkelschenkel werden erheblich höher belastet, eine Stegblechverstärkung dürfte im vorliegenden Fall zu empfehlen sein.

Eine weitgehende **Mitwirkung der Gurtplatten** von gekrümmten Trägern ist jedenfalls nur zu erreichen, wenn die Querverbiegung der Gurte durch geeignete Maßnahmen klein gehalten wird. Aus Abb. 89 erkennt man, daß ein-

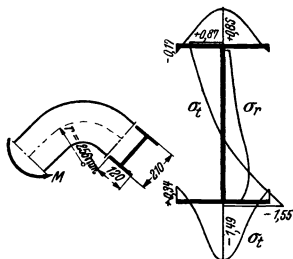


Abb. 90. Tangentiale und radiale Normalspannungen in einer Rahmenenecke (I-Querschnitt ohne Flanschaussteifung) nach H. KAYSER und A. HERZOG.

gepaßte Aussteifungen geringen Nutzen haben, falls das Moment M den Halbmesser vergrößert (den Träger aufbiegt). Die Aussteifungen sind daher einzuschweißen oder durch Anschlußwinkel zugfest mit den Flanschen zu verbinden. Schmale und dicke Gurtplatten verdienen in allen Fällen den Vorzug. In vielen Fällen des praktischen Stahlbaues kann auf die Mitwirkung des ganzen Gurtquerschnittes nicht gerechnet werden. In gleichem Maße wie sich die äußeren Streifen der Gurtplatten durch Querverbiegung selbst entlasten, tritt eine Mehrbelastung des Steges ein. Bei gekrümmten Stäben mit verhältnismäßig scharfer Krümmung wird meist der größte Teil des Biegemomentes durch das Stegblech und seine Verstärkungen aufgenommen werden müssen.

Es muß noch darauf hingewiesen werden, daß hier im Gegensatz zu den Erscheinungen des Kräfteausgleiches bei örtlichen Spannungsspitzen jede Verminderung der Spannungen in den Flanschen (etwa infolge Erreichens der Fließgrenze durch die Querverbiegung) mit einer weiteren Erhöhung der Spannungen im Steg verbunden ist.

Für Stäbe mit unveränderlicher Querschnittsform wird die WINKLERSCHE Spannungsverteilung ausreichend durch Versuchsergebnisse bestätigt, trotz der erwähnten Vernachlässigungen bei der Ableitung. Auch die Formänderungen gekrümmter Stäbe¹⁶ können mit genügender Genauigkeit aus der WINKLERSCHEN Theorie berechnet werden. Für Rechteckquerschnitte kann die genaue Lösung nach der Scheibentheorie zum Vergleich herangezogen werden (vgl. z. B. G. GRÜNING¹⁸) sowie H. KAYSER und A. HERZOG¹⁷).

Von *Versuchen über die Spannungsverteilung in Rahmenenecken* sind die von H. KAYSER und A. HERZOG¹⁷ besonders bemerkenswert, denen Abb. 90 entnommen ist.

Weiteres Schrifttum über die genauere *Biegetheorie gekrümmter Stäbe*:

LINDNER, G.: Z. angew. Math. Mech. 14 (1934) S. 43. — KAYSER, H. E.: Diss. Techn. Hochschule Darmstadt 1938. — STEINHARDT, O.: Diss. Techn. Hochschule Darmstadt 1938.

Über *Versuche mit Rahmenenecken*:

HAWRANEK, A.: Der Stahlskelettbau, Berlin 1931, S. 87. — KAYSER, H. u. A. HERZOG: Bautechnik 14 (1936) S. 314. — CAMPUS, F.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 909. — GRÜNING, G.: Bauing. 18 (1937) S. 158 u. 19 (1938) S. 208.

Eine Übersicht über die älteren theoretischen und experimentellen Arbeiten gibt J. W. GECKELER: Mechanik der elastischen Körper (=Handbuch der Physik, Bd. 6), Berlin 1928, S. 177 u. 183.

Die *bauliche Gestaltung* von stetig gekrümmten stählernen Vollwandträgern unterscheidet sich, solange die Krümmung schwach ist, nicht grundsätzlich von der gerader Träger mit gleichen Schnittkräften. Für kleine Kräfte werden oft I- und C-Profile hochkant gebogen, bei veränderlicher Trägerhöhe zusammen-

¹⁶ MAYER, R.: Z. angew. Math. Mech. 6 (1926) S. 216.

¹⁷ KAYSER, H. u. HERZOG, A.: Stahlbau 12 (1939) S. 13.

¹⁸ GRÜNING, G.: Bauing. 18 (1937) S. 158.

gesetzte Querschnitte aus entsprechend geformtem Stegblech und gebogenen Winkeln und Gurtplatten benutzt.

Starke Krümmung im Sinne der vorstehenden theoretischen Betrachtungen besitzen die *Rahmenecken*, wie sie sich z. B. bei der Verbindung zweier gerader Einzelträger ergeben. Die Stegbleche werden an den Ecken in der verlangten Form ausgeschnitten, die Gurtwinkel gebogen. Bei polygonalen Stabzügen und in Rahmenecken werden fast immer Stöße notwendig. Die Träger werden dann entweder an der Knickstelle gestoßen oder es werden mit Vorteil sogar zwei Stöße ausgeführt, und zwar beiderseits des Knickpunktes (vgl. III, B 6c S. 1610).

6. Stützung und Anschluß von Biegeträgern.

Von der großen Mannigfaltigkeit der Stützungsarten und Anschlüsse von Biegeträgern sind nachstehend die am häufigsten vorkommenden Ausführungen grundsätzlich besprochen. Für die Beurteilung von Wirkungsweise und Brauchbarkeit sind jeweils die Zusatzkräfte zu beachten, die sich aus den Abweichungen von der mehr oder weniger idealisierten Festigkeitsberechnung ergeben.

a) Einfache Auflagerung. Über die Stützung in festen und beweglichen *Lagern* s. S. 1720, über die in Gelenken s. S. 1727.

Die *einfache Auflagerung* eines Biegeträgers auf dem Obergurt eines anderen Bauteiles kommt in Betracht, wenn große Bauhöhe zur Verfügung steht. Regelfall ist die feste Verbindung mit Nieten oder Schrauben. Wenn Bohrungen im unteren Flansch vermieden werden sollen, wird der Träger durch Haken-schrauben oder Klemmplatten (vgl. Abb. 41) festgeklemmt. Abb. 91 zeigt die Regelauflagerung von durchlaufenden **I**-Pfeilen im Hochbau nach DIN 1008 (vgl. Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., S. 419), die ebenfalls Bohrungen in den schmalen **I**-Flanschen vermeidet. Die Träger sind gegebenenfalls gegen das Kippen sowie gegen quergerichtete Kräfte zu sichern, Beispiel Abb. 92 und 93. Im Brückenbau werden die Träger oft paarweise gekuppelt (Abb. 94), die feste Lagerung eines Längsträgers auf einem Querträger zeigt Abb. 95. Die Träger sind bei größeren Auflagerkräften durch eingepaßte Winkel usw. oder eingeschweißte Profile

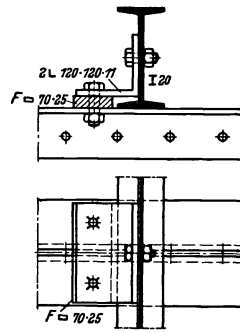


Abb. 91. Pfeilenbefestigung nach DIN 1008.

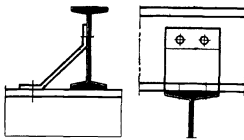


Abb. 92.

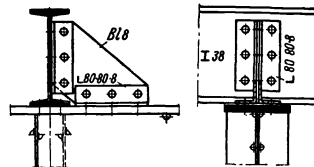


Abb. 93.

(vgl. Abb. 93 bis 95) gegen die konzentrierte Belastung auszusteiern. Bei zusammengesetzten Trägern soll die Belastung unmittelbar in den Steg einleitet werden. Das Stegblech muß bündig mit den Gurtwinkeln liegen, um eine zusätzliche Scherbelastung der Halsniete zu vermeiden.

Zusatzkräfte. Bei Belastung dreht sich der Träger über dem Auflager. Da der Widerstand des stützenden Trägers gegen Verwindung im allgemeinen gering ist, wird sein steif verbundener Obergurt wechselnd gebogen, so daß die Gefahr von Dauerbrüchen gegeben ist. Zusatzkräfte und Verformungen können durch ein entsprechend geformtes sog. *Zentrierstück* vermindert werden, das den Auflagerdruck mittig in den Stützträger einleitet.

b) **Steganschluß.** Abb. 96 und 97 zeigen als Beispiele die Verbindungen von I-Trägern, wie sie im Stahlhochbau als *Regelanschlüsse* benutzt werden (vgl. Stahl im Hochbau, 10. Aufl., S. 425), und zwar Abb. 96 mit geraden Endschnitten, Abb. 97 mit ausgeklinkten Trägerflanschen.

Die *Ausklüpfung* erhält eine möglichst große Abrundung, um das Einreißen des Trägersteges zu vermeiden.

Die Anschlußwinkel wirken wie eine Fortsetzung des Trägers (vgl. besonders Abb. 96). Sie müssen daher in ihrem Anschluß an den Trägersteg außer der Querkraft $Q = A$ auch ein *Anschlußmoment* M_a aufnehmen. Unter der Annahme, daß sie in Stegmitte des Stützträgers gelenkig gelagert sind, erhält man für das Beispiel Abb. 96b die folgenden Werte:

$$M_a = Ax = 12 \cdot 7,9 = 95 \text{ tcm,}$$

$$N_{1M} = f \frac{M_a}{h_1} = 1,00 \cdot \frac{95}{17} = 5,58 \text{ t, da } f = 1,00 \text{ ist;}$$

$$N_{1Q} = A/3 = 4 \text{ t.}$$

Die größte Gesamtbelastung ist

$$N_1 = \sqrt{5,58^2 + 4^2} = 6,88 \text{ t.}$$

Die Nietbelastung aus dem Anschlußmoment ist hier also größer als aus der Auflagerkraft. Trotzdem bleiben die zusätzlichen Nietkräfte infolge des Anschlußmomentes im Stahlhochbau meist unberücksichtigt und es ist üblich, den Anschluß nur für

die Belastung aus der Auflagerkraft zu bemessen. Man vgl. hierzu Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., S. 425. Die Niete zwischen Anschlußwinkel und Stützträger haben nach der erwähnten Rechnungsannahme nur ein viel kleineres Anschlußmoment M'_a aufzunehmen.

Zusatzkräfte. Die so angeschlossenen Träger werden in der Regel als gelenkig gestützte Balken berechnet. Die elastische Durchbiegung kann aber in der Regel nicht frei erfolgen, so Wenn der Widerstand des Stützträgers gegen Endtangentialdrehung entsprechend mitgedreht

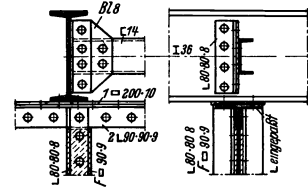


Abb. 94.

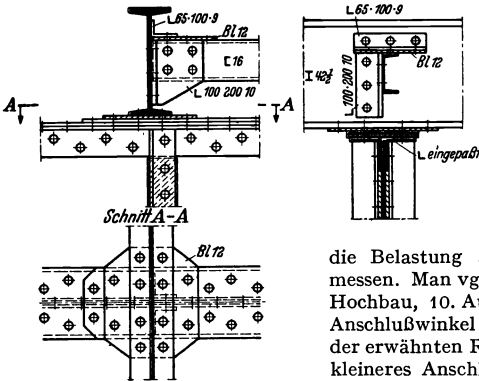


Abb. 95. Nach G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934, S. 275.

daß *Zwängungskräfte* auftreten. Drehung gering ist, wird er der

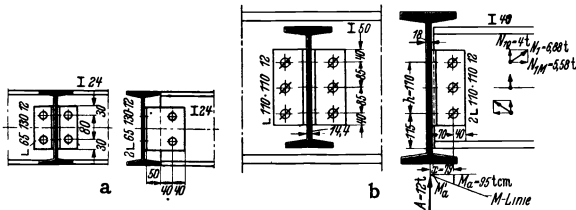


Abb. 96a und b. Regelanschlüsse von I-Trägern mit geradem Endschnitt.

bzw. verwunden. Erhebliche Zusatzkräfte treten dagegen auf, wenn die freie Drehung des Stützträgers gehindert ist oder wenn auf der zweiten Seite ebenfalls

ein Trägeranschluß vorhanden ist, weil die Winkelanschlüsse dann eine elastische Einspannung des Trägersteges bewirken. Bei steigender Belastung treten zuerst

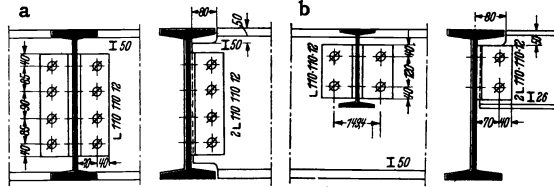


Abb. 97 a und b. Regelanschlüsse mit ausgeklinkten I-Trägerenden:

im Anschluß bleibende Verformungen ein, wobei die Bohrungen im Steg länglich verformt und die Anschlußwinkel abgebogen werden. Die Niete bzw. Schrauben im Stützträger werden dabei auf Zug belastet. Der Anschlußwinkel (Abb. 98a) bzw. der Untergurt des Trägers (Abb. 98b) legt sich gegen den Stützträger, so daß die Druckkräfte D aus dem Einspannungsmoment unmittelbar übertragen werden können, die Zugkräfte Z_i sind etwa proportional dem Abstand vom Drehpunkt. Es ist zu beachten, daß diese Nietzugkräfte jetzt nicht mehr einfach mit den Scherkräften $N_Q = A/6$ zusammengesetzt werden können. Die Formänderungen kann man leicht aus der Drehung τ_a der Endtangente des frei aufliegenden Trägers abschätzen, die z. B. im Hochbau innerhalb der zulässigen Grenzen den Wert $\tau_a = 0,01$ erreichen kann.

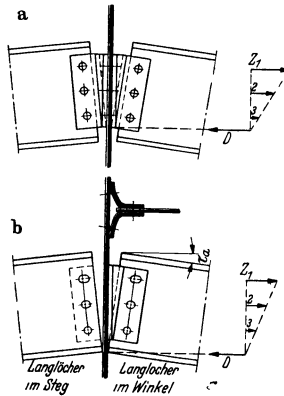


Abb. 98.

Die elastische Einspannung durch den Steg anschluß bringt eine gewisse Erhöhung der Tragfähigkeit, die auch bei Versuchen¹⁹ festgestellt werden konnte. Die beschriebenen Formänderungen sind zwar bei überwiegend ruhender Belastung unbedenklich. Bei oftmals wechselnder Belastung bilden derartige Anschlüsse dagegen den Ausgangspunkt für Dauerbrüche, wie auch in vielen Fällen z. B. bei älteren Brücken beobachtet wurde.

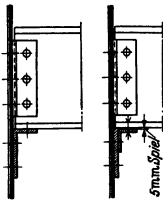


Abb. 99.

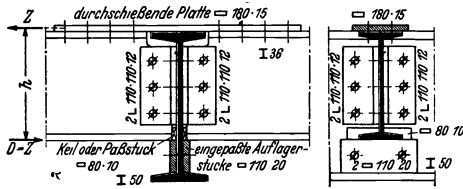


Abb. 100. Anschluß mit durchschießender Platte.

Die Anschlüsse werden daher heute bei größeren Kräften und veränderlicher Belastung immer für die Einspannmomente bemessen.

Grundsätzlich die gleichen Zusatzkräfte treten auch auf, wenn der Träger zur Entlastung der Anschlußbolzen von der Auflagerkraft durch Flachstähe, Winkel oder kleine Konsole unterstützt wird (Abb. 99). Das Einspannungsmoment kann vermieden werden, wenn der Steg nicht steif mit den Anschlußwinkeln

¹⁹ REIN, W.: Bauing. 7 (1926) S. 214.

verbunden wird. Ovale Bohrungen im Steg (sog. *Langlöcher*), so daß die Schrauben Spiel haben und die Durchbiegung des Trägers nicht behindern, oder Steg überhaupt ohne Bohrung und nur mit seitlicher Führung durch die Winkel. Bewegliche Anschlüsse s. S. 1730.

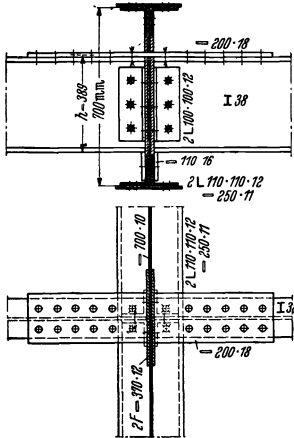


Abb. 101. Längsträgeranschluß einer Eisenbahnbrücke mit durchgesteckter Zuglasche (nach dem Musterentwurf Nr. 24, 1931 der Deutschen Reichsbahn).

entsprechend dem Nutzquerschnitt F_n des Zugflansches gewählt (vgl. DIN 1050, § 13,3). Die Druckkraft D wird allein im unteren Flansch übertragen, wobei die satte Berührung durch *Paßstücke* oder *Keile* sichergestellt wird. Die Wirksamkeit dieser Maßregel ist jedoch begrenzt,

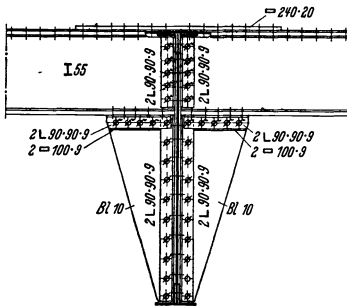


Abb. 102. Längsträgeranschluß einer Autobahnbrücke nach K. SCHAECHTERLE und R. RIEDL: Bauing. 20 (1939) S. 586.

Balken *nahe*, sie dürfen jedoch nicht als solche berechnet werden. Über die vereinfachte Berechnung bei Eisenbahnbrücken s. BE, § 46,3; im Stahlhochbau s. DIN 1050, § 13,3. Die Berechnung nach der baustatischen Theorie der *durchlaufenden Balken* setzt voraus, daß die „Kontinuität“ auch wirklich sichergestellt ist, d. h. es müssen dann auch Durchbindelaschen auf der Druckseite der Träger bzw. biegesteife Stöße nach III, B 3 S. 1598 ausgeführt werden.

Über die Berechnung der biegesteifen Anschlüsse vgl. GABER, E.: Bauing. 6 (1925) S. 170 u. 13 (1932) S. 539. — TRÜB, J.: Bauing. 7 (1926) S. 84. — BLEICH, F.: Stahlhochbauten, 1. Bd., Berlin 1932, S. 481. — FRITZ, B.: Bautechnik 15 (1937) S. 590.

c) **Biegesteife Verbindungen** werden ausgeführt, wenn aus statischen Gründen eine Verbindung ohne Winkeländerung notwendig ist (durchlaufender Träger, steife Rahmenecke) oder wenn bei wechselnder Belastung (besonders in Eisenbahnbrücken) infolge der zusätzlichen Kräfte und Formänderungen die Gefahr des Dauerbruches besteht.

α) **Durchschießende Platten.** Sind in der selben Ebene liegende Träger anzuschließen, so werden die beiden oberen Gurte mit einer sog. *durchschießenden Platte* oder *Kontinuitätslasche* verbunden, die z. B. für die Längsträger von Eisenbahnbrücken nach BE § 46,3 stets gefordert sind (Abb. 100 bis 102). Die Anschlußniete werden so von den Zugkräften entlastet und die großen Formänderungen vermieden. Laschen und ihre Anschlußniete werden bei Brücken für die Zugkraft $Z = M/h$ bemessen, die notwendig ist, um das Stützmoment M durch ein Kräftepaar $Z = D$ mit dem Hebelarm h aufzunehmen (vgl. Abb. 100). Im Hochbau werden Laschen und Verbindungsmittel

entsprechend dem Nutzquerschnitt F_n des Zugflansches gewählt (vgl. DIN 1050, § 13,3). Die Druckkraft D wird allein im unteren Flansch übertragen, wobei die satte Berührung durch *Paßstücke* oder *Keile* sichergestellt wird. Die Wirksamkeit dieser Maßregel ist jedoch begrenzt, wenn die Fugenweite nicht unveränderlich ist, wie z. B. bei Brückenlängsträgern infolge der elastischen Dehnung der Hauptträger. Für Eisenbahnbrücken werden deshalb neuerdings durchschießende Platten auch an den Untergurten der Längsträger gefordert (GE, 3. Aufl. 1938, § 35), die durch Aussparungen in den Querträgern zu führen sind, oder falls dies nicht möglich ist, statt dessen kräftige Konsole, die nicht nur für eine bessere Überleitung der Druckkraft D sorgen, sondern auch bei der Aufnahme der Auflagerkraft mitwirken (Abb. 102).

Das Verhalten von Trägern, die nur mit oberen Kontinuitätslaschen verbunden sind, kommt dem von durchlaufenden

β) Biegesteife Anschlüsse. Als einfachstes Beispiel betrachten wir den biegesteifen Anschluß eines Geländerpfostens. Für die Abb. 103 eingezeichneten Kräfte ist bezüglich der Anschlußmitte

$$M = 0,45 \cdot 135 = 60,75 \text{ tcm.}$$

Die Nietkräfte sind

$$N_1' = \frac{60,75}{20} = 3,04 \text{ t, } N_1'' = \frac{0,45}{3} = 0,15 \text{ t, } N_1''' = \frac{0,24}{3} = 0,08 \text{ t.}$$

und die Gesamtbelastung der drei Niete

$$N_1 = \sqrt{(3,04 + 0,15)^2 + 0,08^2} = 3,19 \text{ t,}$$

$$N_2 = \sqrt{0,15^2 + 0,08^2} = 0,17 \text{ t,}$$

$$N_3 = \sqrt{(3,04 - 0,15)^2 + 0,08^2} = 2,89 \text{ t.}$$

Ähnliche biegesteife Anschlüsse finden wir bei den oft weitausladenden vollwandigen Fußwegkonsolen der Straßenbrücken, für deren Bemessung in erster Linie der Anschluß maßgebend ist. Bei kleineren Anschlußmomenten wird ihr Stegblech nur zwischen den Aussteifungswinkeln des Hauptträgers angeschlossen, was als zweischnittige Scherverbindung bereits große Widerstandsfähigkeit liefert. Das eingeleitete Moment wird durch die Aussteifungen über die ganze Höhe des Hauptträgers verteilt bzw. als Kräftepaar in dessen Gurtungen eingeleitet. Bei größeren Konsolen werden entweder liegende Eckbleche benutzt, welche die Zugkraft an die obere

Gurtung des Hauptträgers abgeben oder Zuglaschen, die durch Schlitz im Hauptträger gesteckt werden und eine Verbindung mit dem Querträger herstellen. Auch das untere Ende der Konsolen muß unter Umständen verstärkt werden, um die Druckkraft aufnehmen zu können. Beispiele bei den Querschnitten der Straßenbrücken S. 1701.

Die bei den Zug- und Druckstäben besprochenen Anschlüsse (Abb. 66 und 67) sind in der Ebene des Knotenbleches biegeungssteif. Anschlüsse an zwei Knotenblechen sind nach beiden Richtungen (Abb. 68) biegeungssteif, wenn für die Aufnahme der Querkräfte Sorge getragen wird.

Zur Vermeidung von örtlichen Überbeanspruchungen ist für biegesteife Anschlüsse genau wie in den biegesteifen Stößen zu fordern, daß in jedem Schnitte das Trägheitsmoment bzw. Widerstandsmoment des angeschlossenen Trägers vorhanden ist. Jeder einzelne Querschnittsteil wird mit einer seiner Nutzfläche entsprechenden Nietzahl angeschlossen.

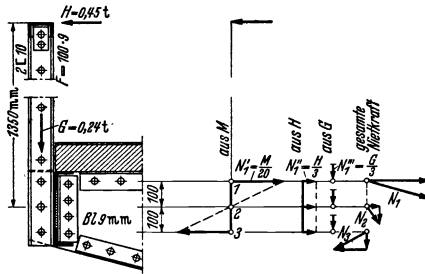


Abb. 103. Biegesteifer Anschluß eines Geländerpfostens.

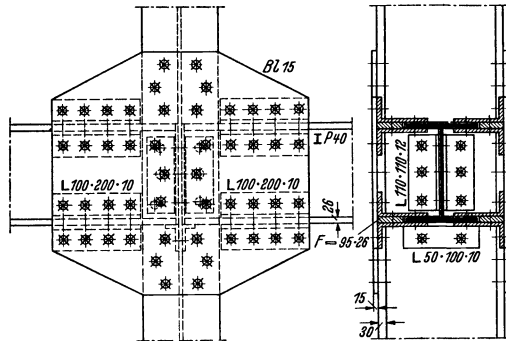


Abb. 104.

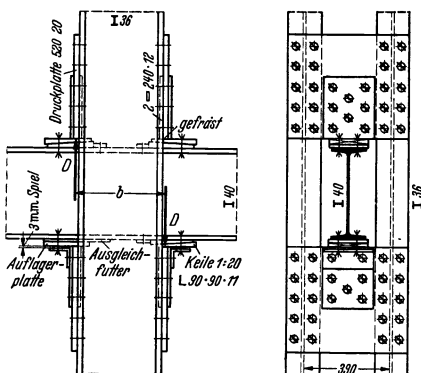


Abb. 105. (Nach F. BLEICH: Stahlhochbauten, 1. Bd., Berlin 1932, S. 543.)

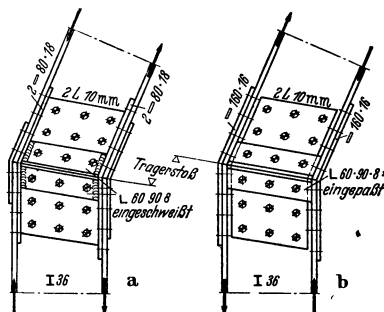


Abb. 106. Rahmenecke (nach F. BLEICH: Stahlhochbauten, 2. Bd., Berlin 1933, S. 663).

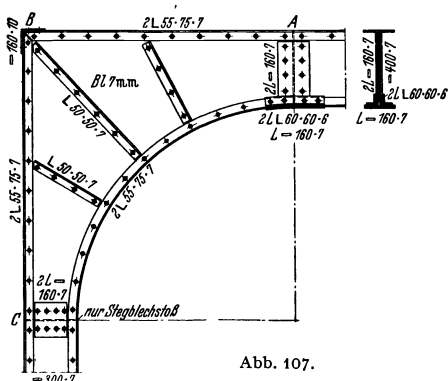


Abb. 107.

daß auch die Flansche bei der Aufnahme des Biegemomentes mitwirken.

Bei polygonalen Rahmen kann der Stoß bei kleinem Winkelunterschied in den Knickpunkt gelegt werden, die verbundenen Stäbe werden in der gleichen

γ) **Biegesteife Ecken.** Von den biegesteifen Verbindungen zwischen Stäben verschiedener Richtung seien hier nur einige grundsätzliche Fragen und Ausführungsarten besprochen. Weitere Einzelheiten über Bemessung und Gestaltung vgl. die steifen Ecken in Brückenquerschnitten, s. S. 1701, in Rahmentragwerken, s. S. 1659 und S. 1693, die Stöße in Fachwerkträgern mit polygonalem Gurt s. S. 1684.

Biegesteife Ecken zwischen Stützen und Unterzügen des Stahlhochbaues sind für die aus der statischen Berechnung als Rahmentragwerke erhaltenen Kräfte und Momente zu bemessen und so zu gestalten, daß der Winkel unveränderlich ist und keine örtlichen Spannungsüberschreitungen eintreten. Die zusätzlichen Kräfte bedürfen sorgfältigster Verfolgung, wenn nicht die beabsichtigte Wirkung unter Umständen sehr erheblich beeinträchtigt werden soll.

Zuverlässige Eckverbindungen entstehen z. B. nach Abb. 104 mit Eckblechen oder nach Abb. 105 durch Aufnahme des Einspannungsmomentes als Kräftepaar $D = M/b$ in den Flanschen der Stütze. Im letzteren Fall wird durch Paßstücke, Keile oder festgeschweißte Anschlüsse dafür gesorgt, daß sich die Druckflächen immer berühren und nicht erst etwa nach gewissen Formänderungen wirksam werden. In Abb. 105 ist zwischen Auflagerwinkeln und Auflagerplatte je 3 mm Spiel vorhanden, damit nur die Druckplatte belastet wird.

δ) **Rahmenecken.** Bei der Gestaltung von Rahmenecken treten die Schwierigkeiten in erhöhtem Maße auf, die unter III, B 5 bei den stetig gekrümmten biegesteifen Stäben besprochen wurden. Wegen der dort erwähnten Gründe ist der Krümmungshalbmesser möglichst groß zu wählen, das Stegblech wird in der Krümmung zweckmäßig verstärkt. Anzustreben ist,

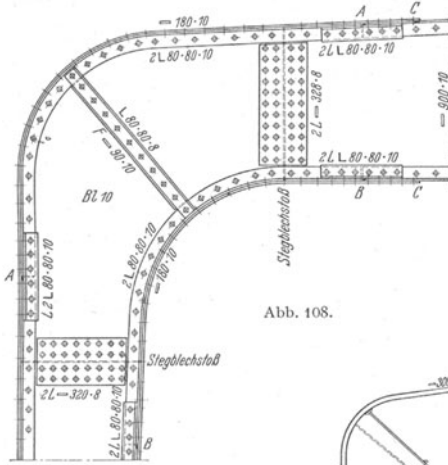


Abb. 108.

Weise verlascht wie Zug- und Druckstäbe. Die Ablenkungskräfte sind dann in erster Annäherung an der Knickstelle konzentriert und müssen durch Aussteifungen aufgenommen werden. In Abbildung 106 beachte man den Unterschied in Stoßdeckung und Aussteifung, je nach der Richtung des Biegemomentes und der Ablenkungskräfte.

Bei großen Kräften und erheblichem Winkelunterschied vermeidet man nach Möglich-

keit, daß der Stoß in den stark gekrümmten Teil des Rahmens zu liegen kommt. Stöße neben der Rahmenecke gestatten bessere bauliche Gestaltung und erleichtern die Herstellung. Abb. 107 zeigt eine einfache Rahmenecke für kleine Kräfte (Stegblechstoß bei A und C, der äußere Winkel ist bei B, der innere bei A gestoßen). Beispiele mit genieteten Gesamtstößen

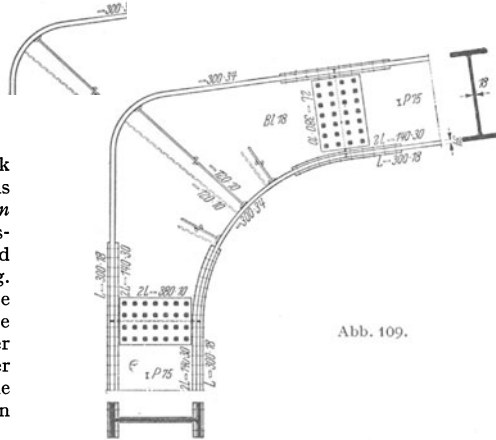


Abb. 109.

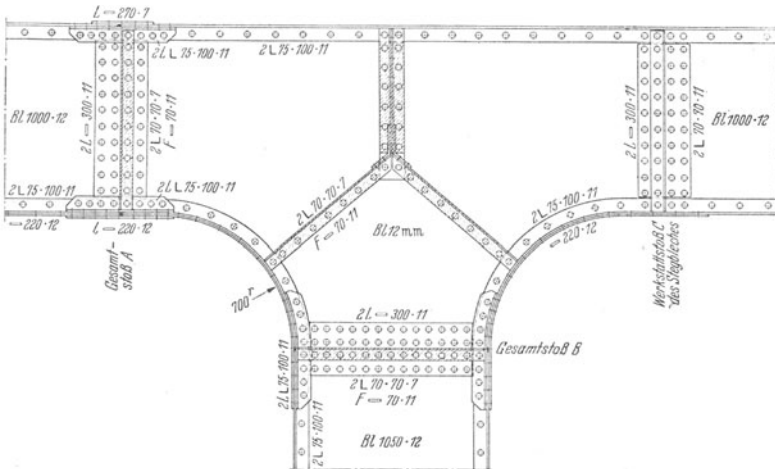


Abb. 110.

beiderseits des Knickpunktes geben Abb. 108 (die Stöße *A* bzw. *B* der Winkel sind gegen den des Stegbleches versetzt, die

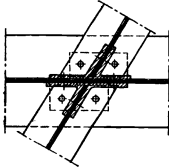
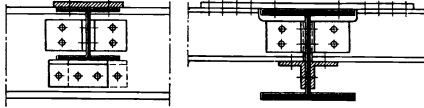


Abb. 111.

Verstärkungsplatte endet bei *C*, wo sie nicht mehr notwendig ist) und Abb. 109, bei der die eigentliche Ecke aus einem geschweißten Stück besteht. Schließlich zeigt Abb. 110 die biegungssteife Verbindung einer Rahmenstütze mit dem durchlaufenden Riegel. Man beachte, daß der Gesamtstoß links (*A*) soweit nach außen geschoben ist, daß die Winkelassen gerade bleiben konnten, beim Stoß im Stiel (*B*) war dies nicht möglich, weil sonst der Abfall bei den Stegblechen zu groß wurde. Der Stoß liegt am Ende der Krümmung, die Blechkante des Stieles ist gerade, die kurzen Laschenwinkel gebogen. Im rechten Teil des Riegels ist lediglich ein Werkstattstoß des Stegbleches (*C*) vorhanden, die oberen Gurtwinkel laufen bis zum Stoß *A* durch, die unteren Gurtwinkel und die Verstärkungsplatte sind gebogen und enden am Stoß *B*. In der Krümmung sind die abstehenden Schenkel der $L\ 80 \cdot 120 \cdot 12$ durch eine Gurtplatte = $260 \cdot 10$ verstärkt. Weitere Einzelheiten über Rahmen-träger vgl. S. 1692.

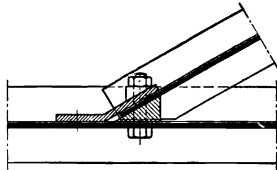


Abb. 112.

d) **Schiefe Anschlüsse.** Bei den bisher besprochenen Anschlüssen standen die Stege aufeinander normal, so daß die Winkelstähle ohne weiteres zur Verbindung benutzt werden konnten. Ist der Winkel dagegen kein Rechter, so werden die Anschlußwinkel nach Abb. 111 zu- bzw. aufgebogen, bei sehr spitzen Winkeln werden auch keilförmige Futter verwendet (Abbildung 112). Durchschießende Laschen und Auflagerstücke sind gegebenenfalls wie bei geraden Anschlüssen auszuführen. Gebogene Anschlußbleche (Abb. 113) sind in den meisten Fällen wegen der großen Außermittigkeit der Kraftübertragung und der

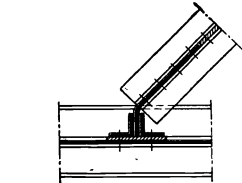


Abb. 113.

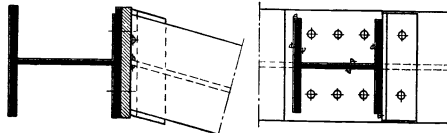


Abb. 114.

damit verbundenen Zusatzkräfte besser zu vermeiden. Bei Benutzung geschweißter Verbindungen wird die Herstellung von schiefen Anschlüssen besonders erleichtert, da der Steganschluß fertig mit dem Träger verschweißt werden kann. Auf der Baustelle sind dann nur die Verbindungsniete bzw. Schrauben zwischen Stützträger und Anschlußplatte einzuziehen. Beispiel Abb. 144.

IV. Schweißtechnik.

A. Grundlagen der Schweißtechnik.

Schweißen ist (nach DIN E 1910 Schweißen, Begriffsbestimmungen für Verfahren¹) *das Vereinigen von Metallen gleicher oder gleichartiger Zusammensetzung unter Einwirkung von Wärme mit oder ohne Zuführung eines gleichen oder gleichartigen Metalles.*

¹ Z. VDI 84 (1940) S. 325.

Bemerkung. Beim *Löten* wird nicht ein gleichartiges Metall benutzt, sondern als Zusatz- und Verbindungswerkstoff dient ein anderes Metall von viel niedrigerem Schmelzpunkt. Der Grundwerkstoff kommt dabei nicht zum Schmelzen, im Gegensatz zum Schweißen. Die mit den hohen Wärmegraden verknüpften Einflüsse (vgl. weiter unten) treten daher beim *Löten* zurück. Die *Lotverbindungen* sind allerdings auch viel weniger fest als Schweißverbindungen, so daß sie im Bauwesen für tragende Teile nur in wenigen Ausnahmefällen in Frage kommen.

Mittels Schweißung werden die Teile unlösbar miteinander verbunden, so daß ein einheitliches und gleichwertiges Ganzes entsteht. Gute Schweißung setzt eine innige Verbindung voraus, die nur erreicht wird, wenn auch der Grundwerkstoff an den Schweißstellen mitgeschmolzen wird. Der Bereich, in dem der Grundwerkstoff flüssig wird, heißt *Einbrandzone*.

Für den Stahlbau wichtig sind die beiden Gruppen der *Preßschweißung* und der *Schmelzschweißung*, die je nach der Wärmequelle und dem Arbeitsverfahren unterteilt werden. Vgl. Abschnitt *Baustoffe*, S. 422, sowie DIN E 1910. Von den Lehrbüchern über die Grundlagen der Schweißtechnik seien genannt:

KLÖPPEL, K. u. C. STIELER: Schweißtechnik im Stahlbau, 1. Bd.: Allgemeines. Berlin 1939. — DU RIETZ, D. u. H. KOCH: Praktisches Handbuch der Lichtbogenschweißung. Braunschweig 1939. — SCHIMPKE, P. u. H. A. HORN: Praktisches Handbuch der gesamten Schweißtechnik, 1. Bd.: Gasschweiß- und Schneidtechnik, 3. Aufl. Berlin 1938. 2. Bd. Elektrische Schweißtechnik, 2. Aufl. Berlin 1935. — MELLER, K.: Elektrische Lichtbogenschweißung, 2. Aufl. Leipzig 1932.

Für eine erste Einführung seien empfohlen P. SCHIMPKE: Die neueren Schweißverfahren, 4. Aufl. Berlin 1940 (= Werkstattbücher Heft 13). — KLOSSE, E.: Lichtbogenschweißen, 2. Aufl. Berlin 1937 (= Werkstattbücher Heft 43). — Anleitungsblätter für das Schweißen im Maschinenbau. Herausgegeben vom Fachausschuß für Schweißtechnik im VDI. Berlin 1936.

I. Lichtbogenschweißung.

Für den Stahlbau kommt in erster Linie die *Elektroschmelzschweißung* in Betracht, bei der die notwendige Wärme durch einen elektrischen Lichtbogen geliefert wird. Bei der im Stahlbau am weitesten verbreiteten Art der *Lichtbogenschweißung*, dem Verfahren von SLAVIANOFF, führt das Werkstück Strom, der Lichtbogen wird zwischen dem Werkstück und dem sog. *Schweißdraht* als Elektrode gezogen, der dabei abschmilzt und den *Zusatzwerkstoff* liefert.

Nach dem Verwendungszweck werden unterschieden:

Drähte für Verbindungsschweißungen und

Drähte für Auftragsschweißungen,

ferner nach Beschaffenheit und Herstellungsverfahren:

nackte Drähte,

Seelendrähte mit einem nichtmetallischen Kern aus schlackenbildenden Stoffen.

Umhüllte Schweißdrähte. Die Umhüllungen bestehen aus sehr verschiedenartig zusammengesetzten Stoffen, die eine starke Gasentwicklung aufweisen. Der Gasmantel hat die Aufgabe, den Lichtbogen von der Luft abzuschließen und die Verbrennung der Legierungsbestandteile des Stahles (C, Si, Mn) sowie die Aufnahme von Luftstickstoff möglichst zu verhindern. In gleicher Richtung wirkt die sich bildende Schlacke. Durch geeignete Zusätze kann die chemische Zusammensetzung des Schweißgutes in gewissen Grenzen auch noch weiter beeinflusst werden. Dünne Umhüllungen werden durch Tauchen, dickere durch Umpressen der Schutzmasse bzw. durch Umwickeln der Schweißdrähte mit Papier, Asbest, Baumwolle usw. und anschließender Tränkung hergestellt.

Die richtige Wahl des *Zusatzwerkstoffes* (Schweißdrahtes), die von größtem Einfluß auf die Eigenschaften der Schweißverbindung ist, wird durch die große Zahl der auf dem Markt befindlichen Fabrikate erschwert. Zu beachten sind die Lieferbedingungen für Schweißdrähte DIN-Vornorm 1913, bei Lieferungen für Bauwerke der Deutschen Reichsbahn die „Vorläufigen technischen Lieferbedingungen für Schweißdrähte“ (Drucksache 91927). Die Schweißdrähte werden ausgewählt nach der Nennfestigkeit des verschweißten Grundwerkstoffes, wobei die Zugfestigkeit der normgemäß ausgeführten Proben mindestens die Werte $3,7 \text{ t/cm}^2$ bei St 37 bzw. $5,2 \text{ t/cm}^2$ bei St 52 erreichen muß. Um Verwechslungen der einzelnen Sorten auszuschließen, erhalten die Schweißdrähte an einem Ende einen Farbüberzug mit den im Normblatt angegebenen Kennfarben, z. B. rot für Verbindungsdrähte E 37/42 und grün für E 52.

Die Auswahl von Schweißdrähten, die Festlegung der Schweißstromstärke und der sonstigen Schweißbedingungen setzt genaue Sachkenntnis voraus, weshalb die Einrichtung der besonders ausgebildeten „*Fachingenieure für Schweißtechnik*“ geschaffen wurde, deren Aufgabe es unter anderem ist, die Durchführung der Schweißarbeiten in der Werkstatt wie auf der Baustelle fortlaufend zu überwachen und die regelmäßig wiederholten Schweißerprüfungen durchzuführen. Die Schweißarbeiten selbst dürfen nur von geübten und nach besonderer Vorschrift geprüften Schweißern ausgeführt werden.

Es ist im Rahmen dieses Beitrages nicht möglich, im einzelnen auf die vielen mit der praktischen Ausführung der Schweißverbindungen zusammenhängenden Fragen einzugehen. Einzelheiten über die noch nicht ganz geklärten Vorgänge im Lichtbogen, über die Schweißstromerzeuger und deren Betrieb sowie über die Eigenschaften und Auswahl der Zusatzwerkstoffe sind aus dem Fachschrifttum zu entnehmen.

2. Gasschmelzschweißung und Brennschneiden.

Bei der Gasschmelzschweißung wird die Wärme durch Verbrennung von Gas erzeugt, so daß Grund- und Zusatzwerkstoff zum Schmelzen kommen. Die *Azetylen-Sauerstoff-Schweißung*, bei der eine Hitze von etwa 3100° erreicht wird, tritt im Gebiet des Stahlbaues sehr stark gegenüber der Lichtbogenschweißung zurück.

Wichtiger ist das *Brennschneiden*. Der *Schneidbrenner* besitzt außer der Heizdüse, die ebenso wie beim Schweißen arbeitet, noch eine zweite sog. Schneiddüse für den Schneidsauerstoff. Der durch die Heizflamme bis zur Glut erhitzte Stahl wird durch den scharfen Sauerstoffstrahl verbrannt und fortgeblasen. Das Brennschneiden, bei dem die Gasflamme von Hand oder maschinell geführt wird, liefert glatte Schnittflächen, die für viele Zwecke des Stahlbaues bereits ohne weitere Bearbeitung ausreichen. Es ist bis zu größten Dicken ausführbar (Maximum bisher 800 mm) und wegen seiner vielseitigen und bequemen Anwendung zur Herstellung gerader und beliebig gekrümmter Schnitte zu einem der wichtigsten Bearbeitungsverfahren des Stahlbaues geworden. Für das Brennschneiden kann auch Wasserstoff- oder Leuchtgas zusammen mit Sauerstoff benutzt werden. Einzelheiten sowie Angaben über die zugehörigen Arbeitsgeräte und deren Betrieb sind in den Lehrbüchern nachzulesen (vgl. S. 1613).

3. Schweißbarkeit.

Die Eignung zur Verwendung in geschweißten Verbindungen steht noch keinesfalls fest, wenn sich die betreffende Baustahlsorte etwa bereits in genieteten Bauwerken bewährt hat. Für die Beurteilung der Eigenschaften von Schweißverbindungen ist zu beachten, daß sich die Zusammensetzung des Zusatzwerkstoffes wie des verschmolzenen Grundwerkstoffes beim Schweißvorgang sehr erheblich ändern kann. Die für die Festigkeitseigenschaften wichtigen Legierungsbestandteile Mn, Si, C verbrennen teilweise, N und O werden aufgenommen, unter Umständen auch P und S.

Große Bedeutung kann auch die Änderung des *Gefüges* von Schweiß- und Grundwerkstoff haben. Zwischen dem erschmolzenen Schweißgut und dem unveränderten Grundwerkstoff gibt es, je nach dem Grade der Wärmeinwirkung beim Schweißvorgang, Zonen verschiedenen Gefüges und entsprechend unterschiedlicher Eigenschaften. Das flüssige Schweißgut kühlt sehr schnell ab und erhält dadurch ein ähnliches Gefüge wie Stahlguß. An die Schweiß- schließt sich ein Gebiet, in dem auch der Grundwerkstoff erschmolzen wurde (sog. *Einbrandzone*) und in dem die *Bindung* zwischen Schweißzone und Grundwerkstoff erfolgt. Die benachbarte Zone des Grundwerkstoffes wird ebenfalls noch stark erhitzt, jedoch wird hier der Schmelzpunkt nicht mehr erreicht. In dieser sog. *Überhitzungszone* treten besonders starke Änderungen des Gefüges ein, so daß sie oft für die Eigenschaften der ganzen Schweißverbindung ausschlaggebend ist. An die Überhitzungszone schließen sich Gebiete, in denen etwa ein Normalglühen stattfindet (daher

der meist vorteilhafte Einfluß, wenn dickere Schweißungen in mehreren Lagen ausgeführt werden), und schließlich alle Zwischenstufen bis zum unveränderten Werkstoff. Wegen der schnellen Abkühlung ist der Schweißvorgang dem Abschrecken zu vergleichen. Bei bestimmter Werkstoffzusammensetzung ergeben sich daher *Härtungserscheinungen*, die besonders bei St 52 unerwünscht sind, da sie das Auftreten von Härtungsrissen in den verhältnismäßig spröden Schweißzonen fördern können.

Der gewöhnliche Flußstahl St 37 bzw. St 00 stellte der Verschweißung keine besonderen Hindernisse entgegen, dagegen traten bei hochwertigem Baustahl St 52 zunächst erhebliche Schwierigkeiten auf. Bei St 52 schwankte die chemische Zusammensetzung nämlich je nach der Sorte etwa bis zum Jahre 1937 in den weitesten Grenzen. Bei den zum Teil verwickelten Legierungsverhältnissen von St 52 mußten sich also die Veränderungen des Schweißgutes und der Überhitzungszone — zusammen mit noch anderen Einflüssen — besonders stark auswirken. Die letzte Entwicklung von gut schweißbaren Baustählen ging denn auch von einigen Unfällen aus, bei denen Risse in den Schweißnähten und in der Überhitzungszone auftraten, so daß an den betreffenden Bauwerken teilweise umfangreiche Ausbesserungsarbeiten notwendig wurden². Die Frage der Schweißbarkeit wurde seither eingehend untersucht, so daß die meisten mit der Schweißung von St 52 zusammenhängenden Fragen geklärt werden konnten, wenn auch die volle Erklärung der Entstehung der Rißerscheinungen noch aussteht.

Unter *Schweißnahttrissigkeit* versteht man das Auftreten von Rissen in der Schweißnaht selbst, die unmittelbar nach der Schweißung noch bei hoher Temperatur oder vielleicht auch erst bei der Abkühlung im Gebiet der Blauwärme (bei etwa 300°) entstehen. Die Schweißnahttrissigkeit ist in hohem Maße eine Eigenschaft der Elektroden, sie tritt fast nur bei dick umhüllten Schweißdrähten auf, wie sie gerade für den Stahlbau wichtig sind [C. STIELER: Stahl u. Eisen 58 (1938) S. 346]. Die *Schweißempfindlichkeit* ist dagegen eine Eigenschaft des Grundwerkstoffes, nämlich das Auftreten von Rissen, die bei bestimmten Schweißbedingungen von den Härtungszonen ausgehen und sich weit in die verschweißten Teile erstrecken können. Über die Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Werkstoffes und den Einfluß der Erschmelzungsart vgl. P. BARDENHEUER und W. BOTTENBERG: Mitt. Kais. Wilh.-Inst. Eisenforsch., Düsseldorf 20 (1938) Abh. 347 S. 77.

Das Auftreten von Rissen setzt offenbar voraus, daß zwei Voraussetzungen zusammentreffen, nämlich hohe *Spannungen*, sei es infolge des Schweißvorganges oder aus äußeren Ursachen, und eine *Versprödung* des Werkstoffes, so daß dieser keiner erheblichen Verformung fähig ist.

St 37 erweist sich selbst gegen gewaltsame Behandlung als ziemlich unempfindlich, vorausgesetzt, daß stärkere Verunreinigungen an P und S fehlen. Bei ihm wird durch das *Abschrecken*, d. h. durch plötzliche Abkühlung, zwar Festigkeit und Fließgrenze etwas gehoben, es tritt aber keine Versprödung ein, Dehnung und Zähigkeit bleiben erhalten. Anders die früheren Sorten St 52, bei denen schroffe Abkühlung eine starke *Härtung* und *Versprödung* bedingte und deren Zugfestigkeit durch Abschrecken auf das doppelte des ursprünglichen Wertes und mehr erhöht werden konnte, während die Dehnung auf einen Bruchteil absank. Für die Härtung ist in allen Fällen die Zusammensetzung der Schweiße und die Schweißbarkeit des Grundwerkstoffes von ausschlaggebender Bedeutung. Um die bei St 52 aufgetretenen Schwierigkeiten zu beseitigen, wurde deshalb 1937 von der Deutschen Reichsbahn in ihren Technischen Lieferbedingungen für

² SCHAPER, G.: Bautechnik 16 (1938) S. 346 u. S. 649, ferner Z. VDI 83 (1939) S. 94. — RAPATZ, F. u. F. SCHÜTZ: Stahl u. Eisen 58 (1938) S. 378. — KOMMERELL, O.: Stahlbau 11 (1938) S. 49. — SCHAECHTERLE, K.: Bautechnik 17 (1939) S. 49. — KOMMERELL, O.: Bautechnik 17 (1939) S. 161, ferner Erläuterungen, I. Teil: Hochbauten, 5. Aufl., Berlin 1940, S. 2 u. 16. — GRAF, O.: Versuche und Feststellungen zur Entwicklung der geschweißten Brücken. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 11. Berlin 1940.

Über die Unfälle an belgischen Brücken vgl. SPOLIANSKY, A.: Schlußbericht zum 2. Kongr. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1938, S. 357. — Bauing. 19 (1938) S. 334. — Bautechnik 16 (1938) S. 358. — Elektroschweißung 9 (1938) S. 147 u. 173. — Bauingenieur 22 (1941) S. 288.

Baustahl St 52 und Nietstahl St 44 (Druckschrift 918 156) die chemische Zusammensetzung von Baustahl St 52, soweit er für die Verwendung in geschweißten Bauwerken bestimmt ist, in enge Grenzen eingeschlossen, während sie vorher im wesentlichen frei gestellt war und nur Mindestwerte für die Festigkeit usw. gefordert wurden³. Die beabsichtigte Verwendung des Baustahls in geschweißten Bauwerken ist dem Lieferwerk mitzuteilen.

Außer den metallurgischen Änderungen in der Zusammensetzung und im Gefüge der Werkstoffe sind auch noch die physikalischen Vorgänge wichtig, die mit den großen bei der Schweißung zugeführten Wärmemengen und den hohen dabei erreichten Wärmegraden zusammenhängen. Die Erwärmung erfolgt ja nicht gleichmäßig, sondern nur in eng begrenzten Gebieten. Die mit ihr verbundene Ausdehnung wird durch die *innere Verspannung* der erhitzten Zonen im nicht erwärmten Werkstoff behindert. Dazu kommt noch die *äußere Verspannung*, weil die Bauteile beim Schweißen festgeklemmt werden müssen (dem gleichen Zweck dienen auch Heftschweißungen und vorläufige Verbindungen während der Schweißarbeiten), um unzulässige Verwerfungen usw. auszuschließen. Es ergeben sich daher bei der Erhitzung teilweise plastische Stauchungen. Bei der Abkühlung schwindet die Schweißnaht und ihre unmittelbare Umgebung am stärksten (*Schrumpfung*). Bei der Abkühlung müssen wegen der behinderten Dehnungen auch Zwängungsspannungen (*Schrumpfspannungen*) eintreten. Schrumpfung und Verwerfung sowie Schweißspannungen sind ebenso unvermeidlich wie die Gefügeänderungen in der Schweißzone, sie können nur durch entsprechende Maßnahmen beim Schweißen bzw. durch geeignete Nachbehandlung auf ein erträgliches Maß vermindert werden.

Durch das *Vorwärmen* der zu verschweißenden Teile auf etwa 200 bis 300° kann die Abkühlung bereits wesentlich verlangsamt werden. Infolge Verminderung der Abschreckwirkung erreicht man eine bessere Gefügeausbildung, die Härtung bleibt geringer. Das Anwärmen während des Schweißens ist auch geeignet, die inneren Verspannungen zu vermindern und die Spitzen der Schweißspannungen zu verkleinern. Von den weiteren Maßnahmen sei erwähnt das *nachträgliche Erwärmen* sowie das *Hämmern* der Schweißzonen, ferner die Anwendung von *Spannvorrichtungen*⁴, welche die Bauteile während der Schweißarbeiten zur Erleichterung der Schrumpfung gegeneinander drücken. Der Einfluß der verschiedenen Maßnahmen auf die Güte der Schweißnaht ist im einzelnen Falle jedoch schwer abzuschätzen. Da die Wärmemaßnahmen zum Teil sehr empfindlich und oft neue Wärmespannungen, Verwerfungen oder andere Nachteile kaum zu vermeiden sind, konnten sie bisher in der Praxis des Stahlbaues nur begrenzte Bedeutung erlangen.

Das sicherste Mittel zur Beseitigung der Härtungserscheinungen und Gefügeänderungen sowie zum Abbau der Schweißspannungen wäre das *Normalglühen* der fertigen Stahlbauteile bei etwa 920°. Die Rißgefahr kann dadurch praktisch beseitigt werden. Dabei ist natürlich vorausgesetzt, daß die unmittelbar nach dem Schweißen auftretenden Schweißnahtrisse vor dem Normalglühen aufgesucht und gegebenenfalls ausgebessert werden. Im Stahlbau konnte das Normalglühen bisher nur in wenigen Sonderfällen ausgeführt werden. Es scheidet in der Regel an den großen Abmessungen der Bauteile sowie an den hohen Kosten. Ein Nachteil ist auch, daß das Normalglühen oft mit erheblichen Verformungen verbunden ist, die weitgehendes Nacharbeiten notwendig machen. Die gleichen Einschränkungen gelten für das sog. *Spannungsfreiglühen* bei etwa 600°, das zwar die Schweißspannungen beseitigt, nicht aber Gefügeänderungen und Aufhärtung in der Schweißzone.

Da Spannungsfreiglühen und Normalglühen der fertigen Schweißverbindungen in der Regel von vornherein ausscheiden, muß man mit den oben erwähnten Maßnahmen auskommen. Bei der Ausführung der Schweißverbindungen muß

³ KOMMERELL, O.: Stahlbau 11 (1938) S. 50 sowie Bautechnik 18 (1940) S. 201.

⁴ BIERETT, G.: Untersuchungen zur Ermittlung günstiger Herstellungsbedingungen für die Baustellenstöße geschweißter Brückenträger. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 10, Berlin 1940, S. 8.

somit große Aufhärtung und Versprödung sowie große Schweißspannungen vermieden werden. Dabei sind außer der Verwendung geeigneter Werkstoffe auch entsprechend ausgearbeitete Schweißbedingungen sowie zweckmäßige Gestaltung von Querschnitten und Verbindungen vorausgesetzt, die Vorwärmung wird dabei zur Beschränkung der Härtungserscheinungen oft gute Dienste leisten können.

Das Idealziel ist jedenfalls, in der Schweiße gleiche Zusammensetzung und gleiche Eigenschaften zu erreichen wie im verschweißten Werkstoff, Veränderungen in der Überhitzungszone auszuschließen und die Verschweißung frei von schädlichen Spannungen herzustellen. Nur dann besteht die Möglichkeit, den Grundwerkstoff ganz ausnutzen zu können.

Über den Erfolg von Wärmemaßnahmen vgl. man die folgenden Aufsätze:

BIERETT, G. u. W. STEIN: Elektroschweißung 9 (1938) S. 81. — WASMUTH, R.: Bautechnik 17 (1939) S. 85. — BUSSMANN, K. H.: Wissenschaftl. Abh. dtsh. Materialprüfungsanstalten, 1. Folge, Heft 2, Berlin 1939, S. 59. — KOMMERELL, O.: Erläuterungen, I. Teil: Hochbauten, 5. Aufl., Berlin 1940, S. 11. — KLÖPPEL, K.: Stahlbaukalender 6 (1940) S. 401 und 8 (1942) S. 406.

4. Schweißnähte.

Einteilung nach DIN E 1911, Sinnbilder für Zeichnungen nach DIN E 1912. Für den Stahlbau kommen in Betracht die *Stoßnaht* oder *Stumpfnah*t, bei der die

eigens vorbereiteten Endflächen gegeneinander stoßen und die *Kehlnaht*, deren im allgemeinen nicht weiter vorbereitete Flächen meist rechtwinkelig aufeinanderstehen (Abb. 115). Von den weiteren Nahtformen wurden im Stahlbau früher auch die *Loch-* und *Schlitznähte* öfter verwendet (vgl. z. B. DIN 4100, Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten, 3. Ausgabe 1934).

Nach der Form der Stumpfnah

unterscheidet man V-, X- und U- (Tulpen- oder Kelch-) Nähte. Die Auswahl der Nahtform erfolgt mit Rücksicht auf die leichte Herstellung und den möglichst kleinen Inhalt der Schweißnaht. V-Nähte bilden die Regel bei kleinen Plattendicken und wenn nur von einer Seite geschweißt werden kann, X-Nähte werden bei Dicken über etwa 12 mm ausgeführt, vorausgesetzt, daß von beiden Seiten geschweißt werden kann, Tulpennähte für Dicken über etwa 20 mm. Die Kanten der verbundenen Teile werden bei V- und X-Nähten meist mittels des Schweißbrenners vorbereitet, bei den Tulpennähten ist spanabhebende Bearbeitung notwendig. Stumpfnähte sind in der Regel überwölbt, flache Nähte werden — falls nötig — durch Bearbeitung der Oberfläche hergestellt.

Gute Schweißnähte müssen in den ganzen Flächen einwandfreien Einbrand aufweisen, so daß überall metallische Verbindung vorhanden ist. Aus diesem Grunde werden die *Wurzeln* der Nähte in tragenden Verbindungen (sog. Stumpfnähte 1. Güte) wenn irgend möglich *nachgeschweißt*. Die Schweißnähte dürfen aber auch keine größeren Einschlüsse von Schlacken oder Gasen (Poren) aufweisen.

Bei den Kehlnähten werden *überwölbte (volle)* und *hohle (leichte)* Nähte unterschieden, ferner nach Lage und Beanspruchung *Stirn-* und *Flankenkehlnähte*. Kehlnähte können meist nicht ganz durchgeschweißt werden. Der Einbrand muß aber sicher bis in die Wurzel reichen (Abb. 116a). Es verbleibt somit in der Regel noch ein Luftspalt zwischen den verbundenen Teilen, der sich

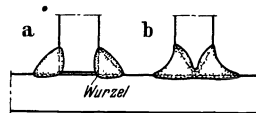
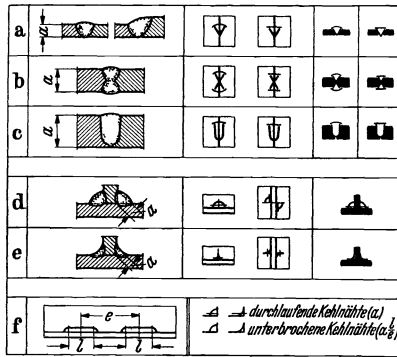


Abb. 116. Kehlnähte.

natürlich stark auf die Spannungsverteilung auswirkt. Muß die Kehlnaht ausnahmsweise durchgeschweißt werden, so wird die Kante bei größeren Plattendicken V-förmig vorbereitet (Abb. 116b).

Die für den Stahlbau in Betracht kommenden *Sinnbilder für Schweißnähte* sind in Abb. 115 angegeben. Unterbrochene Schweißnähte und Schlitznähte werden im Brückenbau wegen der schlechteren Festigkeitseigenschaften nicht mehr benutzt. Im Hochbau sind sie noch zugelassen, es wird sich jedoch auch da in den meisten Fällen empfehlen, statt dessen besser leichte Kehlnähte auszuführen.

Ausführung der Schweißnähte. Die Oberfläche der Schweißraupen fällt je nach der Geschicklichkeit des Schweißers und den Schweißbedingungen mehr oder weniger uneben aus. Größere Einbrandkerben im Grundwerkstoff längs der

Schweißnaht müssen jedoch sorgfältig vermieden werden, ebenso die sog. *Endkrater* der Schweißnähte.

Mit Rücksicht auf das bequeme Ziehen der Schweißnähte wird die Waagrechtsschweißung (in der sog. *Wannenlage*) angestrebt, bei der gute Schweißnähte am leichtesten herzustellen sind. Die *Überkopfschweißung* ist schwieriger auszuführen und setzt Geschick und Erfahrung voraus (vgl. DU RIETZ-KOCH, S. 115). Im Stahlbau wurden daher für Werkstätten wie für Baustellen besondere Einrichtungen geschaffen, um auch große Bauteile jeweils in die für die Schweißung vorteilhafte Lage zu bringen⁶. Abb. 117 zeigt schematisch eine derartige Vorrichtung. Mit geeigneten Elektroden können von geübten Schweißern jedoch auch Überkopfnähte mit einwandfreier Bindung und zuverlässig geschweißt werden, so daß man in geeigneten Fällen von der Benutzung der Drehvorrichtungen Abstand nehmen kann. Bei deren unvorsichtiger Bewegung können die unfertigen Schweißnähte nämlich leicht durch Verwindungsbeanspruchung beschädigt werden.

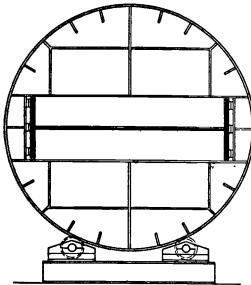


Abb. 117. Drehvorrichtung zum Schweißen großer Bauteile.

Bei deren unvorsichtiger Bewegung können die unfertigen Schweißnähte nämlich leicht durch Verwindungsbeanspruchung beschädigt werden.

5. Prüfung von Schweißarbeiten.

a) Allgemeines. Da die Güte der Schweißverbindungen von einer ganzen Reihe von Umständen abhängt, nicht zuletzt auch von der Geschicklichkeit und Zuverlässigkeit der ausführenden Facharbeiter, ist eine genaue Überwachung und Prüfung aller Schweißarbeiten notwendig. Prüfungen und Versuchswesen sind für die Schweißtechnik daher von besonders großer Bedeutung. Es seien erwähnt die Prüfungen zur Feststellung der Schweißbeignung (im weitesten Sinne) der Werkstoffe und Schweißdrähte, der Vergleich der verschiedenen Schweißbedingungen und Schweißverfahren für einen gegebenen Fall, die Abnahmeprüfungen, schließlich die Schweißnahtprüfungen an den fertigen Schweißverbindungen.

Bei der Prüfung der Schweißer werden Stirnkehlnähte in der sog. *Kreuzprobe* sowie Stumpfnähte durch den Zerreißversuch, letztere auch durch einen *Faltversuch*, geprüft. Ferner können auf der Baustelle Stichproben mit besonderen Prüfständen vorgenommen werden. Zur Untersuchung von Schweißungen werden die bei Baustahl üblichen Prüfungen, zum Teil mit gewissen Abänderungen, benutzt. Für die Beurteilung des Verhaltens unter oftmals wiederholter Belastung wurden in großem Umfange und unter den verschiedensten Bedingungen *Dauerversuche* durchgeführt, zur Feststellung der Gefügeänderungen dienen metallographische *Schliffbilder*.

b) Die Schweißraupenbiegeprobe (*Nuttschweißbiegeversuch*) nach KOMMERELL hat neben den bekannten allgemeinen Prüfverfahren sehr schnell größte

⁶ Über Roll- und Drehvorrichtungen vgl. SEEGER, A.: Z. VDI 79 (1935) S. 1174 — KOMMERELL, O.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 397. — SCHAPER, G.: Bauing. 18 (1937) S. 567. — BRUCKNER, K.: Bautechnik 15 (1937) S. 338. — DÖRNEN, A.: Schlußbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1938, S. 370. — BURGER, R.: Bautechnik 16 (1938) S. 22 u. 24. — BREGA, J.: Bauing. 22 (1941) S. 7.

Bedeutung erlangt, weil sie ein brauchbares Kriterium für die „Schweißbarkeit“ liefert. Es ist dies ein Biegefaltversuch mit einem Balken von Rechteckquerschnitt (Abb. 118), auf dem in der Zugfaser eine halbkreisförmig ausgearbeitete Längsnut mit einer Schweißdrahtlage und bei Zimmertemperatur (20°) wieder zugeschweißt wird. Ergebnisse und Schlußfolgerungen daraus vgl. K. KLÖPFEL: Stahlbaukalender 6 (1940) S. 395 und 8 (1942) S. 378.

Die Schweißraupe verursacht eine starke Verminderung der Verformungsfähigkeit, so daß die Proben bei Biegebelastung nach Abb. 118 oft ganz spröde und sehr plötzlich brechen (sog. *Durchschlagen*). Der beim Bruch erreichte bleibende Biegewinkel α gibt einen gewissen Maßstab für die Schweißbarkeit des Werkstoffes. Baustahlproben ohne Schweißraupe lassen sich ohne weiteres bis 180° biegen, dagegen brachen Proben aus St 52 mit Schweißraupe bei $t = 50$ mm Dicke oft schon bei Biegewinkeln von 5 bis 20°, und zwar ohne sichtbare Verformung. Der Biegewinkel ist bei dünnen Platten größer, er nimmt mit der Plattendicke ab⁶. Werden die Proben nach der umgekehrten Richtung gebogen, so daß die Schweißraupe auf der Druckseite liegt, dann bleibt der Biegewinkel normal und Durchschlagen der Proben tritt nicht ein.

Der beim Bruch erreichte Biegewinkel gibt also einen Maßstab für die gesamte Versprödung des Werkstoffes infolge der Schweißraupe in der Nut. Der Biegewinkel wächst mit der Bruchdehnung, die ja durch die Härtung stark verkleinert wird. Wichtig ist die Feststellung, daß die erwähnten Unfälle an Baustählen St 52 eingetreten sind, die beim Schweißraupenbiegeversuch bereits bei verhältnismäßig kleinen Biegewinkeln gerissen sind. Für Proben aus St 37 gelten ähnliche Zusammenhänge, jedoch ist die Versprödung auch bei dickeren Platten nicht so stark. Zum Beispiel bei Versuchen von O. GRAF⁷ betrug die kleinsten beobachteten Biegewinkel bei 50 mm dicken Schweißraupenbiegeproben für St 37 noch 21°, für St 52 nur 7°.

Da nach den Schweißraupenbiegeproben dicke Platten eine viel schlechtere Verformungsfähigkeit aufweisen als dünne Platten aus dem gleichen Werkstoff, wurde in den Vorschriften für stählerne Brücken neuerdings eine Beschränkung der Dicke der zu verschweißenden Platten aufgenommen. Die Verwendung von sehr dicken Platten, wie sie früher verschweißt wurden, ist danach nicht mehr erlaubt, die größte Dicke wurde für Brücken zu 50 mm festgesetzt, in Straßenbrücken aus St 37 sind nach DIN 4101 (vom Mai 1940) bis zu 70 mm zulässig. Eine weitere Schlußfolgerung aus den Versuchen bilden die neuen technischen Lieferbedingungen der Deutschen Reichsbahn für Baustahl, der in geschweißten Bauwerken eingebaut werden soll. Darin sind eine Reihe von zusätzlichen Forderungen aufgestellt, die über die bisher üblichen Bedingungen für Werkstoffe in genieteten Stahlbauwerken hinausgehen⁸. Bei Stahl St 52 wie St 37⁹ dürfen

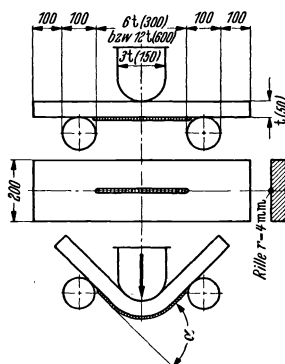


Abb. 118. Nutschweißbiegeversuch (Schweißraupenbiegeprobe) nach O. KOMMERELL.

⁶ SCHAPER, G.: Bautechnik 16 (1938) S. 649. — BIERETT, G. u. W. STEIN: Stahl u. Eisen 58 (1938) S. 427. — WASMUTH, R.: Bautechnik 17 (1939) S. 85. — KOMMERELL, O.: Bautechnik 17 (1939) S. 161 u. 218. — WASMUTH, R.: Bautechnik 18 (1940) S. 77. — KOMMERELL, O.: Bautechnik 18 (1940) S. 201.

⁷ GRAF, O.: Versuche und Feststellungen zur Entwicklung der geschweißten Brücken. Berichte des dtsh. Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 11, Berlin 1940, S. 83.

⁸ KOMMERELL, O.: Bautechnik 18 (1940) S. 201.

⁹ Für geschweißte Stahlbauten aus Baustahl St 37 sind danach (Stand 1941) zu verwenden: Für Brücken der im SIEMENS-MARTIN-Verfahren hergestellte St 37.12 M. Für den Stahlhochbau, jedoch nur bei Profildicken bis 29 mm (bei Blechen bis 19 mm) die im THOMAS-Verfahren erzeugte Schweißgüte St 37.12 Th S.

Bei der Normalgüte St 37.12 Th (Werkstoff der genieteten Stahlbauten), sowie für Handelsbaustahl und St 00 ist die Schweißbarkeit nicht gewährleistet.

danach in geschweißten Bauwerken nur noch besondere Stahlgüten Verwendung finden, Walzstahl St 52 muß von 30 mm Dicke ab, Sonderprofile von 40 mm ab normalgeglüht werden. Die Einzelheiten sind der neuesten Ausgabe der einschlägigen Vorschriften zu entnehmen.

Da die Versprödung mit der Plattendicke stark zunimmt, strebt man z. B. bei I-förmigen Vollwandträgern an, die Schweißnähte möglichst in den Steg zu legen, d. h. an eine Stelle, wo nur die geringere Stegdicke zu verschweißen ist. Die Deutsche Reichsbahn fordert daher seit 1940 für Gurtungen von vollwandigen Trägern die Verwendung von Sonderprofilen (halbe I-Profile, T-Profile, Breitflachstähle mit hohem Stegansatz, Nasenprofile u. dgl.), falls die Plattendicke 20 mm überschreitet¹⁰. Die Entwicklung von Walzprofilen, die dafür besonders geeignet sind, ist noch weiter im Gange.

Die Schweißraupenbiegeprobe ist derzeit der wichtigste Versuch für die Prüfung der Schweißbeignung (im weitesten Sinne, also nicht nur für die Eignung von Grund- und Zusatzwerkstoff sowie für die Schweißhärtung und Versprödung, sondern auch in konstruktiver Hinsicht, z. B. der mit der Plattendicke wachsenden Schweißspannungen usw.). Sie wird neuerdings für Plattendicken über 30 mm auch als regelmäßige Abnahmeprobe herangezogen. Sie ist weiter benutzt worden, um die Wirkung von verschiedenen Maßnahmen zu beurteilen, die zur Verbesserung der Schweißverbindungen getroffen werden. Das *Vorwärmen* der zu verbindenden Teile vor Beginn des Schweißens auf 200 bis 400° schiebt das Auftreten der ersten Anrisse auf der Zugseite im allgemeinen hinaus, und der Biegewinkel bis zum Bruch wird meist erheblich vergrößert. Der Biegewinkel wird auch durch das *Spannungsfreiglühen* der fertigen Proben bei etwa 600° und noch mehr durch das *Normalglühen* bei etwa 900° gehoben (die erforderliche Temperatur hängt von der Stahlzusammensetzung ab). Es muß darauf hingewiesen werden, daß alle Wärmebehandlung sachgemäß unter Beachtung gewisser Vorsichtsmaßregeln erfolgen muß. Zum Beispiel durch längeres *Überhitzen* auf etwa 1200° bildet sich ein grobes Gefüge aus, das nur durch Normalglühen wieder beseitigt werden kann. Das sog. *Verbrennen* (Oxydbildung durch Überhitzen unter Sauerstoffzutritt) muß unbedingt vermieden werden. Durch sachgemäße Nachbehandlung wird zugleich das Gefüge wesentlich verbessert. Damit sind Maßnahmen aufgezeigt, die geeignet sind, zur Verbesserung der Schweißverbindungen beizutragen.

Die *Schweißbeignung* eines Baustahles darf nicht etwa allein nach der auftretenden Schweißhärtung beurteilt werden. Es besteht kein einfacher Zusammenhang zwischen dem Biegewinkel beim Bruch und der mit den üblichen Methoden bestimmten Härte in der Schweißraupe bzw. in der Übergangszone des Grundwerkstoffes (man vgl. jedoch die Bemerkungen unter d, *Härte*). Innerhalb der jetzt für St 52 vorgeschriebenen Grenzen scheint daher auch die Zusammensetzung des Werkstoffes nicht ausschlaggebend¹¹. Wichtiger ist die *metallurgische Behandlung*, weshalb die neuen Vorschriften für Baustahl in geschweißten Bauwerken eine *besondere Erschmelzungsart* und bei dicken Platten noch Normalglühen vorschreiben. Bei Proben, die aus dem neuen auf besondere Art erschmolzenen Baustahl bestehen, soll es gelingen, den spröden Trennungsbruch bei der Aufsweißbiegeprobe ganz zu vermeiden.

Aus der Tatsache, daß Proben mit zwei Schweißraupen an den Kanten meist viel größere Biegungswinkel bis zum Bruch ertragen als Proben mit nur einer Schweißraupe in der Mitte, ist wohl zu schließen, daß die mit dem Schweißen verbundenen Spannungszustände von erheblichem Einfluß sind. Dies folgt auch aus der Beobachtung, daß der Biegungswinkel größer ausfällt, wenn man die Breite der Proben nach der Schweißung durch Abhobeln verkleinert. Zu erwähnen wäre hier noch, daß nach dem Schweißen spannungsfreigeleglühte Proben nicht mehr spröde durchschlagen.

¹⁰ BRÜCKNER, K.: Z. VDI 85 (1941) S. 460.

¹¹ Über die mögliche Weiterentwicklung von Baustählen hoher Festigkeit nach der Art des St 52 s. A. FRY u. L. KIRSCHFELD: Z. VDI 85 (1941) S. 511.

Da räumliche Spannungszustände nach den Untersuchungen von P. LUDWIK¹² u. a. die Verformungsfähigkeit erheblich vermindern können, wird vermutet, daß die Schrumpfspannungen in den Schweißzonen in erheblichem Maße bei dem Auftreten von Rissen mitbeteiligt sind. Ein schönes Beispiel für die Verminderung der Verformungsfähigkeit durch einen Kerbspannungszustand beim Zugversuch mit dehnbarem Werkstoff zeigt Abb. 119. Daß auch die Schweißspannungszustände nicht etwa allein für den Eintritt der spröden Trennbrüche bei der Schweißraupenbiegeprobe verantwortlich gemacht werden dürfen, erkennt man aus Versuchen von K. KLÖPFEL [Stahlbaukalender 6 (1940) S. 405] mit ähnlichen, ebenfalls gekerbten Biegeproben, jedoch ohne Schweißung, so daß also Schweißhärtung und Schweißspannung ausscheiden. Auch dabei traten für St 52 und

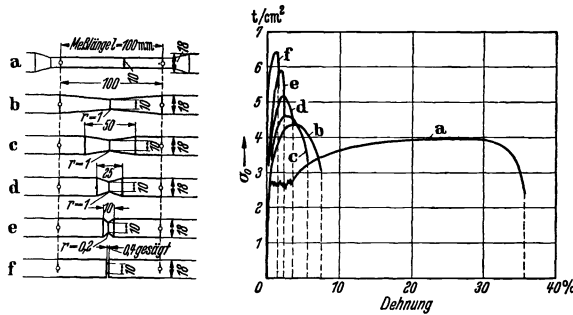


Abb. 119. Formänderung von dehnbarem Werkstoff bei Kerbspannungszuständen. Nach P. LUDWIK u. R. SCHEU: Stahl u. Eisen 43 (1923) S. 999 u. 1000. (Die Meßlänge beträgt in allen Fällen 100 mm, die Spannung σ_0 ist jeweils auf den schwächsten Kreisquerschnitt mit 10 mm Durchmesser bezogen.)

für Thomasstahl St 37 im Anlieferungszustand spröde Trennbrüche ein, dagegen nicht mehr nach dem Normalglühen des Werkstoffes.

Bei den *Rissererscheinungen in Schweißverbindungen* wirken also wie beim Durchschlagen der Schweißraupenbiegeproben offenbar mehrere Einflüsse zusammen, deren Bedeutung im einzelnen noch nicht ganz zu übersehen ist. Es sind dies in der Hauptsache die *Härtung* mit der zugehörigen Gefügeänderung und Verminderung der Bruchdehnung, die allgemeine *Verminderung der Verformungsfähigkeit* durch Kerbspannungszustände, sowie die hohen *Schrumpfspannungen*.

c) **Kerbzähigkeit.** Bei der Schweißraupenbiegeprobe zeigen sich auf der Zugseite zuerst in der Schweißraupe, vielleicht auch in der Übergangszone Risse, die sich in vielen Fällen sehr rasch über den ganzen Querschnitt ausbreiten, so daß mit lautem Knall ein spröder Bruch eintritt.

Der Grundwerkstoff muß in diesem Falle spröde sein, die beim spröden Reißen der Schweißnähte plötzlich auftretende Belastung aufzunehmen. Bei der Entlastung der gerissenen Schweißzone werden nämlich die benachbarten Teile des Grundwerkstoffes plötzlich hoch gespannt, wobei an den Rissen *Kerbspannungszustände* auftreten. Es ist zu fordern, daß sich ein Riß in der Schweißzone nicht rasch auch über den Grundwerkstoff ausbreitet, sondern der Riß darf nur unerheblich und langsam fortschreiten. Der Grundwerkstoff muß zäh genug sein, diese plötzliche Belastung abzufangen, und zwar muß diese Fähigkeit auch bei den nur selten vorkommenden tiefen Temperaturen in ausreichendem Maße erhalten bleiben.

Ein Maß der Fähigkeit zur Aufnahme plötzlich einwirkender Kerbspannungszustände ist die *Kerb Schlagzähigkeit*. Nach vergleichenden Versuchen von R. WASMUTH und C. SALZMANN [Stahl u. Eisen 60 (1940) S. 453] ermöglicht der von O. GRAF dafür vorgeschlagene *Kerb Schlagbiegeversuch* an Proben mit besonders

¹² LUDWIK, P. u. R. SCHEU: Stahl u. Eisen 43 (1923) S. 999 sowie LUDWIK, P.: Z. VDI 71 (1927) S. 1536. Man vgl. auch KOMMERELL, O.: Erläuterungen, 1. Teil: Hochbauten, 5. Aufl., Berlin 1940, S. 22 und Bautechnik 17 (1939) S. 220.

feiner Kerbe (Risse!) tatsächlich ähnliche Schlüsse wie die Schweißraupenbiegeprobe. Es ist daher wahrscheinlich, daß der Kerbschlagbiegeversuch für die Beurteilung der mit der Schweißbarkeit zusammenhängenden Fragen künftig noch an Bedeutung gewinnen dürfte¹³. Die Kerbschlagzähigkeit wird übrigens durch größere Verunreinigungen an *P*, *S* und *N* stark herabgesetzt. Auch aus diesem Grunde verdienen daher reine Stahlsorten den Vorzug. Durch das Normalglühen kann die Kerbschlagzähigkeit erheblich verbessert werden.

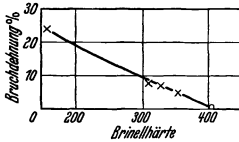


Abb. 120. Zusammenhang zwischen Brinellhärte und Dehnung bei einem gehärteten St 52 (Mangan-Silizium-Stahl). Aus G. BIERETT u. W. STEIN: Stahl u. Eisen 58 (1938) S. 428.

St 52 zeigt Abb. 121. Für die Bestimmung der Härte von Schweißnähten wurde der Kugelrollhärteprüfer nach HAUTTMANN entwickelt, der auch die Härte dünner Schichten und Gebiete starker Veränderlichkeit zu messen gestattet¹⁶, was mit den

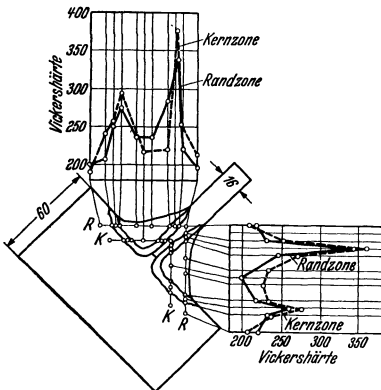


Abb. 121. Vickers-Härten in der Halsnahtzone eines geschweißten T-Trägers aus St 52. Aus K. ALBERS: Stahlbau 12 (1939) S. 97.

mit nur 20 g Belastung). Der Härteverlauf hängt danach mit der Gefügeausbildung zusammen. Gleichmäßiger Härteverlauf setzt feines Sekundärkorn des Werkstoffes voraus.

d) Härte. Große Bedeutung kommt auch den beim Schweißen auftretenden Härtungserscheinungen in der Schweißzone zu. Die Kenntnis der sog. *Härteaufnahme* ist wichtig, weil die Bruchdehnung im allgemeinen mit zunehmender Härte schnell abnimmt (Beispiel Abb. 120 nach G. BIERETT und W. STEIN¹⁴), während die Zugfestigkeit σ_B etwa proportional der Brinellhärte H_B steigt. Zum Beispiel für Baustähle ist in weiten Grenzen angenähert $\sigma_B = 0,36 H_B$.

Die Härte der Schweißzone wird mittels der üblichen Prüfverfahren¹⁵ an Schnitten punktweise festgestellt. Ein Beispiel für die Verteilung der Härte im Inneren der Hauptkehlnaht eines I-Trägers aus den üblichen Verfahren der Punktprüfung kaum mehr möglich ist. Bei der Kugelrollhärteprüfung wird eine kleine Stahlkugel von z. B. 1,59 mm Durchmesser unter gleichbleibendem Druck und mit konstanter Geschwindigkeit über die zu prüfende Fläche gerollt. Die Spurbreite der Abrollbahn ist ein Maß für die Härte. Nach H. HAUTTMANN¹⁷ besteht eine deutliche Abhängigkeit zwischen dem Höchstwert der Rollhärte und dem im Schweißraupenbiegeversuch erreichten Biegewinkel beim Bruch (vgl. Abb. 122).

In der Übergangszone sind innerhalb sehr kleiner Abstände große Härteunterschiede vorhanden, die auch mit dem Rollhärteprüfer noch nicht erfaßt werden können. Vgl. die Messungen von E. H. SCHULZ und W. BRISCHOFF¹⁸ S. 43) mit einem neuen Mikroprüfergerät (VICKERS-Pyramide

¹³ Man vgl. dazu E. H. SCHULZ u. W. BISCHOF: Stahlbau 14 (1944) S. 41 u. 57. — ZEYEN, K. L.: Elektroschweißung 12 (1941) S. 79. — BUCHHOLZ, H.: Bautechnik 19 (1941) S. 386. — FRY, A. u. L. KIRSCHFELD: Z. VDI 85 (1941) S. 511.

¹⁴ BIERETT, G. u. W. STEIN: Elektroschweißung 9 (1938) S. 81 sowie Stahl u. Eisen 58 (1938) S. 427.

¹⁵ Vgl. etwa SIEBEL, E.: Handbuch der Werkstoffprüfung, 2. Bd.: Die Prüfung der metallischen Werkstoffe, Berlin 1939. Beitrag W. HENGEMÜHLE, S. 326.

¹⁶ GRAF, O.: Bauing. 19 (1938) S. 523 sowie O. GRAF¹⁷ S. 29. — KLÖPFEL, K.: Stahlbaukalender 6 (1940) S. 392.

¹⁷ HAUTTMANN, H.: Stahlbau 12 (1939) S. 115.

e) **Zerstörungsfreie Prüfung von fertigen Schweißverbindungen.** Prüfungen, bei denen die Schweißnähte oder gar die geprüften Körper zerstört werden, können nicht mehr angewendet werden, wenn es sich darum handelt, die Güte der Schweißverbindungen in den fertigen Stahlbauwerken zu beurteilen. Es werden dann die sog. zerstörungsfreien Prüfverfahren benutzt, von denen nur die beiden wichtigsten erwähnt seien.

a) **Durchstrahlung mit Röntgenstrahlen.** Für die Untersuchung der Schweißnähte hat sich die Durchstrahlung mit Röntgenstrahlen als sehr brauchbar erwiesen und allgemein durchgesetzt. Das Röntgenbild, das auf einem photographischen Film oder auf einem Röntgen-Negativpapier festgehalten wird, gestattet, auf die Güte der Schweißnaht zu schließen. Größere Einschlüsse von Schlacken oder Poren, sowie Fehler in der Bindung (Einbrand) und Risse können so festgestellt und gegebenenfalls beseitigt werden. Bei geringen zu durchstrahlenden Dicken kann das Röntgenbild auch unmittelbar auf einem Schirm sichtbar gemacht werden. Die Deutung der Röntgenbilder von Schweißnähten fordert einige Übung, eine zuverlässige Erkennung der Fehlstellen aus den im Röntgenbilde auftretenden Unregelmäßigkeiten ist nicht immer leicht¹⁸. Richtlinien zur praktischen Vornahme von Röntgendurchstrahlungen gibt DIN 1914.

β) **Magnetische Durchflutung.** Große Wichtigkeit haben in letzter Zeit auch die magnetischen Prüfverfahren erlangt. Dabei wird in dem zu prüfenden Stahlteil ein magnetisches Feld erzeugt, wobei sich aufgebrachtes feines Eisenpulver dem Feld entsprechend einstellt. Aus etwaigen Unregelmäßigkeiten im magnetischen Feld sind Risse leicht zu erkennen. Das Verfahren ist besonders für das Aufsuchen von Oberflächenrisse leistungsfähig, aber verhältnismäßig unempfindlich gegen Schlackeneinschlüsse und Poren, sowie gegen Risse, die im Inneren von dickeren Platten liegen¹⁹.

Weitere Einzelheiten über die *Prüfung von Schweißungen* vgl. K. MELLER: Elektrische Lichtbogenschweißung, 2. Aufl., Leipzig 1932, S. 262. — Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 519 bis 562 und Schlußbericht, Berlin 1938, S. 383 bis 432. — KLÖPPEL, K. u. C. STIELER: Schweißtechnik im Stahlbau, 1. Bd.: Allgemeines, Berlin 1939, S. 170. Beitrag A. MATTING: Die Prüfung von Schweißverbindungen. — SIEBEL, E.: Handbuch der Werkstoffprüfung, 2. Bd.: Die Prüfung der metallischen Werkstoffe, Berlin 1939. Beitrag E. DAMEROW u. W. STEURER, S. 377. — Man vgl. auch die einschlägigen Vorschriften.

B. Festigkeit und Berechnung der Schweißverbindungen.

Die Festigkeitseigenschaften der Schweißverbindungen hängen nach den Ausführungen unter A nicht nur von Schweiß- und Grundwerkstoff ab, sondern fast noch mehr von den Überhitzungszonen, in denen metallurgische Veränderungen eintreten. Daneben sind auch die von den Schweißbedingungen abhängigen

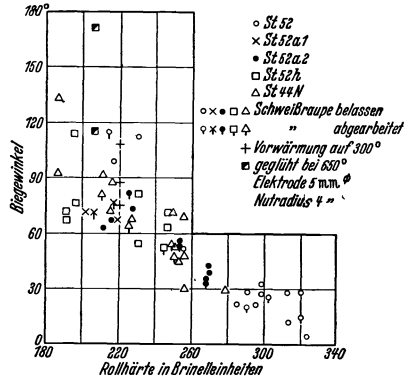


Abb. 122. Abhängigkeit zwischen Biegewinkel beim Schweißraupenbiegeversuch und Größtwert der Rollhärte (50 mm dicke Platten aus St 52). Aus H. HAUTTMANN: Stahlbau 12 (1939) S. 116.

¹⁸ BERTHOLD, R.: Stahlbau 9 (1936) S. 25. — KOLB, W.: Stahlbau 10 (1937) S. 100. — MATTING, A.: Bauing. 20 (1939) S. 193.

¹⁹ BERTHOLD, R. u. F. GOTTFELD: Stahlbau 10 (1937) S. 31. — WEVER, F. u. H. HÄNSEL: Mitt. K.-Wilh.-Inst. Eisenforsch. Dusseldorf 20 (1938) Abh. 349.

Schrumpfvorgänge und Schweißspannungszustände von größter Bedeutung. Das Verhalten der Schweißverbindungen hängt also von vielerlei Einflüssen ab. Das Idealziel, daß die Festigkeitseigenschaften einer Schweißverbindung nur von deren Gestalt und dem verschweißten Grundwerkstoff abhängen, aber nicht mehr von der Art der Herstellung, läßt sich heute höchstens annähern. Für die praktische Bemessung von Stahlbauten können daher nur Durchschnittswerte der Festigkeit bzw. die schwächsten Stellen berücksichtigt werden.

1. Statische Belastung.

a) **Stumpfnähte.** Der infolge einer äußeren Belastung in der Stumpfnahnt auftretende Spannungszustand unterscheidet sich in erster Annäherung nicht von dem eines einheitlichen Körpers. Wenn man von der Überhöhung der Schweißraupe und den unvermeidlichen kleinen Einbrandkerben absieht, wird die „Stetigkeit des Kraftflusses“ durch die Stoßnaht nicht gestört. Bei guter Schweißung

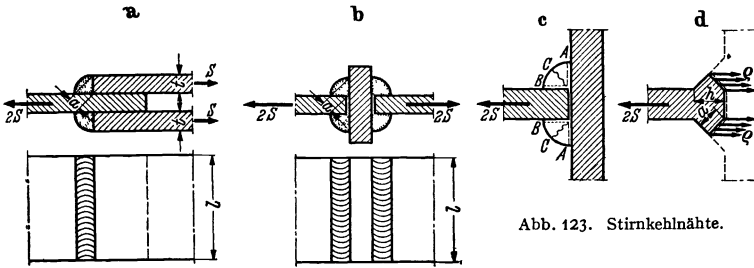


Abb. 123. Stirnkehlnähte.

und zweckmäßig ausgewähltem Zusatzwerkstoff bietet es daher im allgemeinen auch keine Schwierigkeiten, die Nennfestigkeit des Grundwerkstoffes (St 37 wie St 52) zu erreichen. Es ist dabei zwecklos, übermäßig hochwertige Elektroden zu verwenden, da die Festigkeit der Verbindung durch die Eigenschaften der Übergangszone begrenzt wird. Die Verbindungen brechen bei guten Stumpfschweißungen nämlich ebenso oft in den Überhitzungszonen neben der Stumpfnahnt wie in der Schweißnaht selbst.

b) **Stirnkehlnähte.** Werden Verbindungen nach Abb. 123 belastet, so liegt angenähert ein ebener Spannungszustand vor, der sich mit Abmessungen und Form der Kehlnahnt ändert. Beispiele nach Messungen von G. BIERETT und G. GRÜNING¹ in Abb. 124. Wird die Verbindung Abb. 123 c durch eine Zugkraft $2S$ gespannt, so tritt der Bruch je nach Güte und Form der Schweißnaht entweder durch Abreißen in der schrägen Schnittfläche C oder in der Fläche A ein oder durch Abscheren bei B .

Für die praktische Bemessung solcher Verbindungen wird die Festigkeit bzw. die Beanspruchung der Schweißnaht gemäß Abb. 123 d mittels eines *Durchschnittswertes der Spannungen* $q = S/al$ abgeschätzt, die gleichmäßig über die *schräge Schnittfläche* ($a \cdot l$) verteilt werden (l = Länge der Schweißnaht ohne Endkrater, die theoretische Schweißnahtdicke a , vgl. Abb. 123)². Da die Überhöhung der Schweißnaht nicht berücksichtigt wird, ist die größte Schweißnahtdicke für den Fall der Abb. 123 a gleich $\max a = 0,71 t$ (t = Plattendicke).

Die statische Festigkeit σ_{B0} des Grundwerkstoffes kann in den Verbindungen nach Abb. 123 a und b praktisch voll ausgenutzt werden. Der Bruch erfolgt im allgemeinen am Rande der Schweißzone. Der Kreuzstoß (Abb. 123 b) ist (trotz der erheblichen zusätzlichen Spannungen, die infolge des nicht verschweißten

¹ BIERETT, G. u. G. GRÜNING: Stahlbau 6 (1933) S. 170.

² Statt der Größe a wird in manchen Ländern die Seitenlänge h des eingeschriebenen Dreieckes der Kehlnahnt in der Anschlußfläche zur Berechnung einer durchschnittlichen Spannung benutzt. Die betreffenden Spannungswerte sind bei symmetrischen Nähten gleich $q/2$.

Schlitzes zwischen den verbundenen Platten auftreten) im allgemeinen nur unerheblich schwächer als die Laschenverbindung (Abb. 123 a). Seine Tragfähigkeit wird noch merklich gehoben, wenn man die Plattenenden V-förmig vorbereitet, so daß eine vollständige Verschweißung an der Wurzel der Verbindungsfläche möglich ist. Die auf die Platte bezogene Bruchspannung σ_{BY} der Verbindung konnte dadurch in einem Falle (vgl. O. GRAF im Kuratoriumsbericht³, S. 26) von $\sigma_{BY} = 4,8$ auf $5,8 \text{ t/cm}^2$ gehoben werden. Die durchschnittliche Festigkeit σ_{BY} von Stirnkehlnähten ist in gewissen Grenzen mit der Dicke a der Schweißnaht veränderlich⁴.

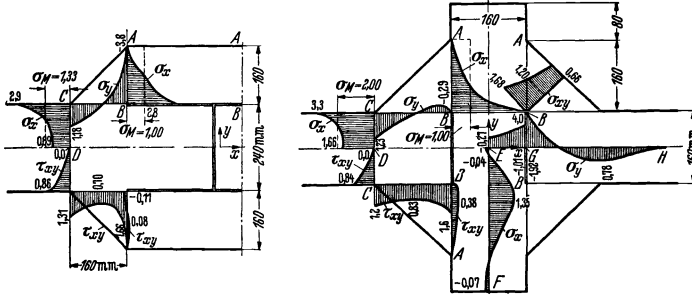


Abb. 124. Spannungszustand in Stirnkehlnähten nach G. BIERET und G. GRÜNING. a) Laschenstoß, b) Kreuzstoß.

c) Flankenkehlnähte sind im Falle der Belastung nach Abb. 125 überwiegend auf Abscheren beansprucht. Die Schubkräfte sind jedoch nicht gleichmäßig über die Länge l verteilt, sondern ähnlich wie bei den Nietkräften. Die Spannungsspitze am Ende von Flankenkehlnähten wird um so höher, je breiter die verbundenen Platten sind.

Da die Ungleichmäßigkeit der Schubkräfte mit der Länge l zunimmt, ist die Länge von Flankenkehlnähten in Anschlüssen z. B. nach DIN 4100 auf den Wert $\text{max } l = 40 a$ begrenzt. Die Spannungsspitzen an den Kehlnahtenden äußern sich vor allem beim Dauerversuch, wo der Bruch immer an den Endkratern beginnt. Für die Bemessung wird auch hier nur mit dem Durchschnittswert der Schubspannung im schrägen Schnitt (wieder ohne Berücksichtigung der Schweißnahtüberhöhung) $\sigma_m = S/al$ gerechnet (Abb. 125). Die erheblichen Spannungsspitzen werden bei der praktischen Bemessung von Schweißverbindungen nicht berücksichtigt, ebenso wie bei den Nietverbindungen auf die ungleichmäßige Verteilung der Nietkräfte keine Rücksicht genommen wird.

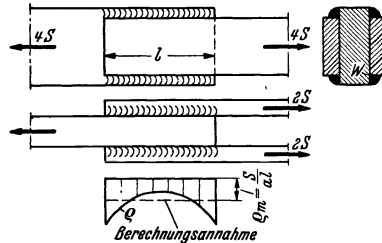


Abb. 125. Flankenkehlnaht.

Die statische Scherfestigkeit σ_B von Flankenkehlnähten kann bei kurzen Nähten die Nennfestigkeit des Grundwerkstoffes erreichen; auch hier ist σ_B bei dickeren Nähten kleiner als bei dünnen Flankenkehlnähten⁶.

³ Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen (sog. Kuratoriumsbericht), Berlin 1935.

⁴ ROß, M. u. A. EICHINGER: Festigkeit geschweißter Verbindungen. Bericht Nr. 86 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt, Zürich 1935, S. 5. — HÖHN, E.: Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau, im Bericht Nr. 100 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt, Zürich 1936, S. 14. — DU RIEZ, D. u. H. KOCH: Praktisches Handbuch der Lichtbogenschweißung, Braunschweig 1939, S. 113.

⁶ GABER, E.: Bauing. 13 (1932) S. 290. — HERTWIG, A.: Stahlbau 6 (1933) S. 161 sowie die unter ⁴ genannten Arbeiten.

Bei den *Kehlnähten* liegt nach vorstehendem ein viel ungünstigerer Kraftfluß vor als bei den *Stumpfnähten*. In beiden Fällen von Kehlnahtverbindungen treten auch bei mittlerer Belastung Verwölbungen der Querschnitte auf (vgl. A. HERTWIG⁵⁾).

d) Stirn- und Flankenkehlnähte wirken zusammen. Die Bruchlast von Verbindungen, in denen Stirn- und Flankenkehlnähte zusammenwirken, entspricht in erster Annäherung der Summe der Festigkeiten der einzelnen Nähte. In den Laschenverbindungen nach Abb. 126 kann bei statischer Belastung angenähert die Tragfähigkeit des ungestoßenen Stabes erreicht werden, hinsichtlich ihrer Dauerfestigkeit sei vorweggenommen, daß bei der üblichen Schweißnahtausführung unter den einzelnen Formen kein wesentlicher Unterschied besteht und daß es auch einerlei ist, ob die Laschendicke gleichmäßig oder veränderlich ausgeführt wird.

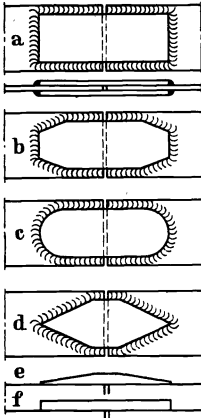


Abb. 126. Stoßverbindungen mit Laschen verschiedener Form.

e) Stumpfstöße mit Laschen. Bei überwiegend ruhender Belastung kann die Bruchlast einer nicht befriedigend ausgeführten oder an der Wurzel unzugänglichen Stumpfnah durch zusätzliche Laschen angenähert bis zur Festigkeit des Grundwerkstoffes gehoben werden. Bei guten Stumpfnähten bringen die Laschen jedoch keine Verbesserung mehr, da die Nennfestigkeit des Grundwerkstoffes auch ohne die Laschen erreicht wird. Bei Dauerbelastung können unzuweckmäßig gestaltete Laschen über dem Stumpfstoß sogar eine merkliche Verschlechterung gegenüber der Verbindung nur mit Stumpfnah bringen. Gute Stumpfstöße verdienen daher im allgemeinen unbedingt den Vorzug.

f) Bemessung von Schweißnähten. *a) Stoß und Anschluß für Normalkräfte.* Die Beanspruchung bei Belastung durch eine Normalkraft P wird für die Fälle a bis d jeweils nach dem Rechnungswert

$$e = P/\Sigma(a \cdot l)$$

abgeschätzt, also gleichmäßig verteilt über die sämtlichen schrägen Schnittflächen $a \cdot l$ der Schweißnähte angenommen, wobei lediglich die Endkrater unberücksichtigt bleiben. Dieser Rechnungswert ist mit den in den Bestimmungen (DIN 4100, 4101 und Vorl. Vorschriften) für den betreffenden Belastungsfall festgelegten zulässigen Werten e_{zul} zu vergleichen.

β) Stoß und Anschluß für Auflagerkraft A . Ist nur die Auflagerkraft (Querkraft) A zu übertragen, so wird unbeschadet der wirklichen Schubspannungsverteilung der Durchschnittswert

$$e_2 = A/\Sigma(a \cdot l)$$

ermittelt, wobei jedoch in der Summe nur jene Schweißnähte berücksichtigt werden dürfen, die wesentlich bei der Aufnahme der Schubspannungen mitwirken (das sind bei Biegeträgern also nur die Nähte im Steg usw.).

γ) Stoß und Anschluß für ein Biegemoment M . Es wird die Annahme zugrunde gelegt, daß sich die Biegungsspannungen geradlinig über die Anschlußfläche der Schweißnähte verteilen (vgl. III, B 3, S. 1598). Die größte Schweißnahtbeanspruchung ist dann $e_1 = M/W$, wenn W das Widerstandsmoment der sämtlichen Anschlußnähte mit den einzelnen Schnittflächen ($a \cdot l$) bedeutet.

δ) Bei Belastung mit A und M wird für die Bemessung die sog. „Gesamtspannung“ $e = \sqrt{e_1^2 + e_2^2}$ zugrunde gelegt, die sich ergibt, wenn man die auf die Elemente der Schnittfläche wirkenden Rechnungsspannungen e_1 und e_2 vektoriell zusammensetzt. Die so erhaltene Gesamtspannung e muß z. B. nach DIN 4100 mit dem Wert e_{zul} für den Fall der Beanspruchung durch Abscheren verglichen werden.

Beim Stoß der Stegbleche von vollwandigen Trägern sind Stumpfstöße anzustreben, wofür z. B. die mittlere Schubspannung e_2 sowie die größten Biegungsspannungen e_1 unter den betreffenden zulässigen Grenzen bleiben müssen. Bei gleichzeitiger Wirkung von Biegemoment und Querkraft wird in den derzeitigen Vorschriften für Brücken die Hauptspannung als Maß der Beanspruchung benutzt. Die Einzelheiten des Spannungsnachweises, die sich für die einzelnen Teilgebiete des Stahlbaues unterscheiden, sind aus den einschlägigen Bestimmungen zu entnehmen.

Zum Beispiel gelten für vollwandige Straßenbrücken aus St 37 nach der derzeitig gültigen Fassung von DIN 4101 (Mai 1940) die nachstehenden Werte der zulässigen Spannungen für Schweißnähte:

Stumpfnähte I. Güte (wenn die Wurzel einwandfrei durchgeschweißt ist): $e_{zul}/\sigma_{zul} = 0,8$ für Zug, 1,0 für Druck, 0,65 für Abscheren.

Stumpfnähte II. Güte (wenn die Wurzel nicht einwandfrei nachgeschweißt werden kann): $e_{zul}/\sigma_{zul} = 0,72$ für Zug, 0,9 für Druck, 0,55 für Abscheren.

Alle Kehlnähte $e_{zul}/\sigma_{zul} = 0,65$ für Beanspruchung durch Zug, Druck oder Abscheren. Darin bezeichnet σ_{zul} die nach DIN 1073 für den zu verschweißenden Grundwerkstoff zulässige Spannung. Da das Gesamtgebiet der Bemessung von geschweißten Stahlbauten nicht ganz leicht zu übersehen ist, empfiehlt es sich, die Erläuterungen von KOMMERELL⁶ heranzuziehen.

Für die Spannungsverteilung in geschweißten Verbindungen werden somit sinngemäß die gleichen einfachen Annahmen gemacht, wie wir sie bei Nietverbindungen kennengelernt haben. Die Schweißnähte müssen jeweils auch hier imstande sein, die im zugehörigen Querschnittsanteil vorhandenen Kräfte ohne örtliche Überanstrengung aufzunehmen. Abweichungen davon können unter Umständen erhebliche Schäden verursachen, da die Schweißung Verbindungen herstellt, deren Formänderungsfähigkeit verhältnismäßig kleiner ist als in genieteten Stahlbauten.

Über die *genauere Theorie der Schweißverbindungen* gibt es ein umfangreiches Schrifttum, auf das hier nicht näher eingegangen werden kann. Die verschiedenen Kehlnahtverbindungen sind unter gewissen vereinfachenden Annahmen, für ideale Begrenzungsformen auch nach den Methoden der Elastizitätstheorie genauer untersucht worden. Theoretisch untersucht wurde ferner die von der überhöhten Schweißnaht verursachte Störung des Spannungszustandes in einem Stumpfstoß, die Auswirkung von Einschlüssen und Einbrandkerben auf den Spannungszustand und vieles andere mehr. Eine sehr vollständige Übersicht der bisherigen Arbeiten zur Theorie der Schweißverbindungen hat K. GIRKMANN⁷ gegeben, worauf zum eingehenderen Studium verwiesen sei.

In unseren derzeitigen Bestimmungen wird für Anschlüsse die sog. Gesamtspannung bzw. für Vollwandbalken die Hauptspannung als *Maß der Beanspruchung* benutzt. Die Schweizer Vorschriften von 1935 benutzen als Maß der Anstrengung die Vergleichsspannung nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderung⁸. Über Versuche betreffend die Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen bei verschiedener Richtung der Belastung und deren Auswertung nach der gleichen Hypothese vgl. N. C. KIST⁹.

2. Dauerfestigkeit.

a) **Die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen** ist im allgemeinen erheblich niedriger als die des Grundwerkstoffes. Sie wird bestimmt durch die an den Schweißnähten vorhandenen *Kerben*, insbesondere Einbrandkerben, Schweißnahttrisse, Poren und Schlackeneinschlüsse, die *Spannungsspitzen* an plötzlichen Querschnittsänderungen, an den Enden von Kehlnähten sowie die aus den Schrumpfwirkungen (Schweißspannungen) und schließlich durch die *Versprödung*

⁶ KOMMERELL, O.: Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten. I. Teil: Hochbauten, 5. Aufl. Berlin 1940. II. Teil: Vollwandige Eisenbahnbrücken, 4. Aufl. Berlin 1936.

⁷ GIRKMANN, K.: Stahlbau 13 (1940) S. 123 u. 137.

⁸ ROß, M. u. A. EICHINGER: Festigkeit geschweißter Verbindungen. Bericht Nr. 86 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt, Zürich 1935, S. 9. — ROß, M.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Vereinigung Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 417.












⁹ KIST, N. C.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Vereinigung Brückenbau u. Hochbau. Berlin 1936, S. 521. Man vgl. auch G. BIERETT: Elektroschweißung 8 (1937) S. 81.

des Werkstoffes, dessen Verformungsfähigkeit in der Übergangszone durch die verschiedenen unter A 3 und A 5 besprochenen Ursachen beeinträchtigt ist.

Die Dauerfestigkeit eines Stabes wird bereits dadurch grundlegend geändert, daß auf seine Oberfläche — ohne sonstige Änderungen — eine Schweißnaht aufgelegt wird. E. H. SCHULZ und H. BUCHHOLTZ¹⁰ erhielten bei Versuchen mit Proben = 70 · 12 die in Tabelle 1 wiedergegebenen Werte:

Der Dauerbruch erfolgte in allen Fällen an den Endkratern bzw. an den querliegenden Schweißraupen. Man muß demnach für jede Schweißnaht (nicht nur in Stößen und Anschlüssen) bereits mit einer entsprechenden Verminderung der Dauerfestigkeit rechnen, auch wenn z. B. nur eine Aussteifung oder eine Verstärkungslasche usw. aufgeschweißt wird. Jeder Beginn einer Längsnaht und jede querverlaufende Schweißraupe bedeutet eine erhebliche Verschwächung, sobald dynamische Belastung in Betracht kommt.

Tabelle 1. Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} verschieden geformter Proben aus St 52 mit Walzhaut.
(Aus E. H. SCHULZ und H. BUCHHOLTZ¹⁰, S. 389.)

		σ_{Uz}	t/cm ²	%
	1	Glatter Stab	2,8	100
	2	Stab mit offener Bohrung	2,2	78
	3	Stab mit Niet	1,8	64
	4	Einseitige Querraupe	2,1	75
	5	Doppelseitige Querraupe	1,1	39
	6	Einseitige Längsraupe	1,2	43
	7	Doppelseitige Längsraupe	1,1	39
	8	Einseitig aufgeschweißte Querversteifung	1,8	64
	9	Doppelseitige aufgeschweißte Querversteifungen	1,0	36
	10	Stab mit einseitig aufgeschweißter Lasche	0,95	34
	11	Stab mit einseitig aufgeschweißter Lasche	0,9	32

Die Schwellzugfestigkeit von geschweißten Laschenverbindungen (Tabelle 2) liegt noch niedriger, während die Stumpfstöße ohne zusätzliche Laschen weitaus am besten abschneiden. Wie weitere Versuche gezeigt haben, stellt die „Verstärkung“ von Stumpfnähten durch beiderseits aufgelegte Laschen bei oftmals wiederholter Belastung keine Verbesserung dar, sondern diese haben bei normalen Kehlnähten sogar umgekehrt eine beträchtliche Verringerung der Dauerfestigkeit zur Folge. Zum Beispiel erhielten E. H. SCHULZ und H. BUCHHOLTZ (vgl.¹⁰, S. 391) für St 37 beim einfachen V-Stumpfstoß eine Schwellzugfestigkeit $\sigma_{Uz} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ (= 100 %), für Stumpfstöße mit zusätzlichen doppelseitigen Laschen verschiedener Form dagegen nur $\sigma_{Uz} = 0,9 \text{ t/cm}^2$ (64 %). Bemerkenswert sind Versuche [vgl. G. BIERETT u. G. GRÜNING: Stahlbau 6 (1933) S. 172] mit Laschen- und Kreuzproben aus St 37, die aus dem vollen Blech herausgearbeitet, also ohne Schweißung hergestellt wurden. Der Dauerbruch erfolgte in gleicher Weise und bei Spannungen der gleichen Größenordnung wie bei den entsprechenden geschweißten Verbindungen. Die niedrige Dauerfestigkeit derartiger Verbindungen ist also in hohem Maße bereits durch die geometrische Gestalt der Proben bedingt¹¹. Plötzliche Querschnittsänderungen, Schweißkerben usw., sollen daher bei dauerbelasteten Verbindungen vermieden werden, allmähliche Übergänge sind anzustreben. Im Falle

¹⁰ SCHULZ, E. H. u. H. BUCHHOLTZ: Abh. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau 2 (1933–1934) S. 389, sowie Stahl u. Eisen 53 (1933) S. 549.

¹¹ SCHAECHTERLE, K.: Abh. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau 2 (1933–1934) S. 349 u. 357. — GRAF, O.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 429. — ROß, M.: Schlußbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1938, S. 326.

überwiegend ruhender Belastung allerdings spielt die Form der Verbindung ebenso wie die Oberflächenbeschaffenheit der Schweißnähte nur eine geringe Rolle.

Für die Entwicklung der geschweißten Bauweise erlangten die von 1930 bis 1934 durchgeführten Versuche des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche im Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure* besondere Bedeutung. Sie bilden die wichtigste Grundlage unserer derzeitigen Bestimmungen für geschweißte Stahlbauwerke. Auf diese Versuche ist nachstehend in erster Linie Bezug zu nehmen, doch ist dabei zu beachten, daß die einzelnen Versuchsreihen wegen der Unterschiede im Grundwerkstoff sowie in den Schweißbedingungen nicht ohne weiteres verglichen werden können. Die genannten Zahlenwerte sollen lediglich die durchschnittlichen Festigkeitsverhältnisse beschreiben bzw. die durch gewisse Maßnahmen erreichbaren Verbesserungen kennzeichnen. Schließlich sei noch erwähnt, daß *Lichtbogen- und Gasschmelzschweißungen* hinsichtlich der Dauerfestigkeit etwa gleichwertige Verbindungen ergeben.

b) **Stumpfnahverbindungen.** Aus den Kuratoriumsversuchen hat O. KOMMERELL^{12, 13} die Werte der Tabelle 3 abgeleitet.

Tabelle 2. Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} verschiedener Verbindungen aus St 52 mit Walzhaut. (Aus E. H. SCHULZ und H. BUCHHOLTZ¹⁰, S. 390.)

		σ_{Uz}	t/cm ²	%				
1	Doppellaschenverbindungen		1,5	100				
2		} 0,7	} 47	}				
3					} 1,3	} 87		
4							} 1,35	} 90
5								
6	Kreuzstoß		0,6	40				
7	Stumpfstoßverbindungen	} 1,3	} 87					
8				} 1,35	} 90			
9		} 1,5	} 100					
10						1,5	100	
11								

Tabelle 3. Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} von Stumpfnahverbindungen aus St 37 (Kuratoriumsversuche) (Nach O. KOMMERELL¹², S. 240.)

1	Rohe Stumpfnah, Wurzel nicht nachgeschweißt	1,3 t/cm ²
2	Rohe Stumpfnah, Wurzel nachgeschweißt	1,8 t/cm ²
3	Rohe Stumpfnah unter 45°, Wurzel nachgeschweißt	2,2 t/cm ²
4	Bearbeitete Stumpfnah (normal zur Längsrichtung), Wurzel nachgeschweißt, Schweißnaht mit glatter Oberfläche	2,4 t/cm ²

Diese Zahlen können verglichen werden mit einer Schwellzugfestigkeit $\sigma_{Uz} = 2,5$ bis $3,1$ (i. M. $2,9$) t/cm² der ungeschweißten Flachstäbe aus St 37 und $\sigma_{Uz} = 1,6$ bis $2,1$ (i. M. $1,9$) t/cm² für Stäbe mit Bohrung (GRAF: Kuratoriumsbericht², S. 20).

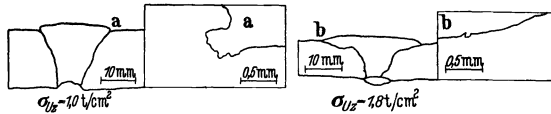


Abb. 127. Einfluß der Schweißnahtform auf die Dauerfestigkeit. Nach O. GRAF: Kuratoriumsbericht S. 19.

Die Ursprungsfestigkeit von guten Stumpfstoßverbindungen mit nachgeschweißter Wurzel ist also etwa ebenso groß wie die von Flachstäben mit Bohrung. Den Einfluß der Kerben am Übergang von der Schweißraupe zum Blech ersieht man

¹² KOMMERELL, O.: Abh. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau 3 (1935) S. 240.
¹³ KOMMERELL, O.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 354.

Kreuzstoßverbindungen erheblich gehoben werden kann, wenn die Wurzel ganz verschweißt wird, was ein V-förmiges Zuspitzen der Kanten voraussetzt. Nach O. GRAF (Kuratoriumsbericht³, S. 26) wird die Schwellzugfestigkeit der Verbindung dadurch von $\sigma_{Uz} = 0,95$ auf $1,5 \text{ t/cm}^2$, die statische Zerreißfestigkeit von $\sigma_{BV} = 4,82$ auf $5,82 \text{ t/cm}^2$ gehoben.

d) **Flankenkehlnähte** in Stößen und Anschlüssen erweisen sich bei oftmals wiederholter Zugbelastung regelmäßig widerstandsfähiger als die verbundenen Bauteile. Der Dauerbruch solcher Verbindungen beginnt am Anfang der Kehlnähte. Die Kehlnähtenden sind durch das Zusammenwirken der Spannungsspitzen sowie der Einbrandkerben am stärksten gefährdet. Leichte Nähte sind nach Tabelle 5 auch hier besser als volle Kehlnähte. Die Dauerfestigkeit kann durch allmähliche Übergänge bzw. Bearbeitung der Schweißnahtenden verbessert werden. Gutes Verschweißen an der Wurzel ist bei den Kehlnähten besonders wichtig.

Die Höhe (der auf den Stabquerschnitt bezogenen) Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} von Flankenkehlnahtverbindungen ändert sich etwas mit Form und Breite der verbundenen Stäbe, sowie mit der Länge der Kehlnaht. Man vgl. dazu O. KOMMERELL⁶, Erläuterungen I, S. 51, wo auch weitere Versuchsergebnisse besprochen sind. Zusammengesetzte Querschnitte, deren Einzelteile mit ununterbrochenen Flankenkehlnähten verbunden sind, haben etwa die gleiche Schwellzugfestigkeit wie Stumpfnähte $\sigma_{Uz} = 1,6$ bis $1,8 \text{ t/cm}^2$ (O. KOMMERELL: Erläuterungen I, S. 55).

Ein **Dauerbruch durch Abscheren der Flankenkehlnaht** kommt nach O. GRAF¹⁶ erst in Betracht, wenn die durchschnittliche Schubspannung e in der Kehlnaht größer ist als die Zugspannung σ im Stab bzw. in den Laschen. Die Schwellscherfestigkeit der Flankenkehlnähte selbst gibt O. GRAF¹⁷ für St 37 zu $e_{U\text{scher}} = 1,1$ bis $1,3 \text{ t/cm}^2$ an.

e) **Laschenstöße**. Die Dauerfestigkeit von Laschenstößen entspricht im wesentlichen den unter c) und d) besprochenen Zusammenhängen. Beim Zusammenwirken von Flanken- und Stirnkehlnähten gelten ähnliche Zusammenhänge, d. h., es kommt auch hier mehr auf die Form der Schweißnähte und die Spannungsschwellen an den Laschenenden an, als auf die durchschnittliche Beanspruchung e in den Schweißnähten. Einige Versuchsergebnisse wurden bereits in Tabelle 2 angegeben. Die gewöhnlichen Laschenstöße tragen danach nur einen Bruchteil der Dauerlast des glatten Stabes ohne Schweißung.

Von größter Bedeutung für die bauliche Gestaltung sind mehrere Versuchsreihen, aus denen der Einfluß der verschiedenen Formen von Laschen und Schweißnähten hervorgeht. O. GRAF¹⁸ konnte feststellen, daß eigentlich jede besondere Formgebung der Laschenenden unzweckmäßig bzw. entbehrlich ist. Die besten Laschenverbindungen entstehen bei Laschen konstanter Breite und Dicke sowie bei Verschweißung mit starken Stirnkehlnähten, die am Übergang sorgfältig ausgeschliffen werden. Die auf $n = 1$ Mio. Lastspiele bezogene Schwellzugfestigkeit konnte so bei Versuchsreihen von O. GRAF¹⁸ von dem Wert $1,2 \text{ t/cm}^2$ für rohe Schweißnähte auf $1,7 \text{ t/cm}^2$ gehoben werden, so daß sie bereits etwa ebenso hoch liegt wie die Dauerfestigkeit guter Stumpfnähte.

¹⁶ GRAF, O.: Stahlbau 6 (1933) S. 91, Kuratoriumsbericht S. 24.

¹⁷ GRAF, O.: Kuratoriumsbericht S. 27 und Stahlbau 6 (1933) S. 91.

¹⁸ GRAF, O.: Versuche über den Einfluß der Gestalt der Enden von aufgeschweißten Laschen in Zuggliedern und von aufgeschweißten Gurtverstärkungen an Trägern. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausg. B, Heft 8. Berlin 1937.

Tabelle 5. Schwellzugfestigkeit σ_{Uz} von Laschenstößen aus St 37 mit Flankenkehlnähten (Kuratoriumsversuche).
(Nach O. KOMMERELL¹², S. 241.)

1	Volle Flankenkehlnähte (roh)	0,8 t/cm ²
2	Volle Nähte mit angefrästen Nahtenden . .	0,9 t/cm ²
3	Leichte Flankenkehlnähte (roh)	1,1 t/cm ²
4	Leichte Nähte mit angefrästen Nahtenden .	1,2 t/cm ²

Bemerkung. Die Werte sind auf die Spannungen in der gestoßenen Platte bezogen, da hier die Dauerfestigkeit des durch die Schweißung gekerbten Stabes maßgebend ist, und nicht etwa die der Schweißnähte.

f) **Weitere Belastungsfälle.** Die vorliegenden Versuche beziehen sich zum größten Teil auf die *Schwellzugfestigkeit von St 37*. Für andere Belastungsfälle haben wir noch keine so genaue Kenntnis der Zusammenhänge.

Ähnliche Ergebnisse wurden auch bei Biegeversuchen gefunden. Die *Schwellbiegefestigkeit* wird durch eingeschweißte Aussteifungen ebenfalls herabgesetzt. Zum Beispiel bei Versuchen von E. H. SCHULZ und H. BUCHHOLTZ¹⁹, S. 395, ergab sich die Schwellbiegefestigkeit für geschweißte Träger aus St 52 bei zweckmäßiger Bauweise ebenso hoch und höher als für vergleichbare genietete Träger.

Über die Dauerfestigkeit im Falle gleichzeitiger Wirkung mehrerer Spannungskomponenten (*allgemeine Spannungszustände*) ist noch wenig bekannt. Man vergleiche hierzu den Vorschlag von M. ROŠ und A. EICHINGER für ein Berechnungsverfahren für Schweißverbindungen unter mehrachsigen Spannungszuständen²⁰.

Die *Zusammenhänge für St 52* sind noch nicht so eingehend erforscht, wie für St 37. Die Dauerfestigkeit von geschweißten Verbindungen aus St 52 liegt, wie im Falle genieteter Stöße und Anschlüsse, im Bereich der Schwellzug- und Wechselfestigkeit im allgemeinen nur wenig höher als bei gleichartigen Verbindungen aus St 37. Das ertragene Spannungsintervall nimmt jedoch nur wenig ab, wenn eine größere Vorspannung wirkt. Die Vorteile von St 52 können daher im Fall dynamischer Belastung voll ausgenutzt werden, wenn es sich um Bauglieder mit größerer ständiger Belastung handelt.

g) **Bemessung.** Bei der großen Zahl der Einflüsse wäre eine ungeheure Zahl von Versuchsreihen erforderlich, um jeweils eine vollständige Übersicht aller Abhängigkeiten zu gewinnen. Die Kuratoriumsversuche boten jedoch ausreichende Anhaltspunkte, um die wichtigsten Werte unter Mitbenutzung anderer Erfahrungen angenähert abzuleiten²⁰. Es wurden so die sog. *Spannungshäuschen* als hauptsächlichste Grundlage²¹ der heutigen Vorschriften für geschweißte Brücken erhalten. Beispiele der Spannungshäuschen wurden bereits IF 2, in Abb. 22 gegeben.

Der *Spannungsnachweis für geschweißte Verbindungen* in Eisenbahnbrücken erfolgt wie bereits IF 2, S. 1557 angegeben, durch den Vergleich der mit γ/α vervielfachten Spannungen mit dem gewöhnlichen zulässigen Spannungswert σ_{zul} . Die Aufgabe ist also zurückgeführt auf die Ermittlung der sog. *Formzahl* α . Mit dem Beiwerte γ zur Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung und der Formzahl α kann der Spannungsnachweis formal wie für den Fall ruhender Belastung durchgeführt werden. Die Formzahlen sind in Abhängigkeit vom Belastungsfall und je nachdem es sich um schwellende oder wechselnde Spannungen handelt, aus den Tabellen der „Vorläufigen Vorschriften“²² zu entnehmen. Von den vielen Fällen, die bei der Bemessung nach den Vorl. Vorschriften unterschieden werden müssen, seien erwähnt: Für Stumpfnähte gelten verschiedene Werte, je nachdem ob das Nachschweißen der Wurzel möglich ist oder nicht. Für die Hauptnähte, die bei vollwandigen Trägern Gurtungen und Steg verbinden, sowie für die Kehlnähte beim biegesteifen Anschluß eines Trägers wird die Hauptspannung als Maß der Beanspruchung benutzt. Die Verminderung der Dauerfestigkeit der Träger bei querverlaufenden Stirnkehlnähten und am Beginn von Flankenkehlnähten wird ebenfalls durch einen Wert $\alpha < 1$ berücksichtigt, wobei der Wert α größer ist, wenn die betreffenden Schweißnähten bearbeitet werden. Und in allen Fällen ist die Formzahl α (wie übrigens auch der Beiwert γ zur Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung) je nach den Grenzwerten der Spannungen zu entnehmen. Die Werte γ/α sind dabei nach Vorstehendem für St 37 im allgemeinen erheblich kleiner als für Bauteile aus St 52.

¹⁹ ROŠ, M. u. A. EICHINGER: Festigkeit und Berechnung geschweißter Verbindungen im Kessel- und Rohrbau. Bericht Nr. 100 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt, Zürich 1936. Man vgl. auch den *Vorbericht* zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau. Berlin 1936. Beiträge M. ROŠ, S. 416 und N. C. KIST, S. 521.

²⁰ KOMMERELL, O.: Kuratoriumsbericht S. 35.

²¹ KOMMERELL, O.: Bautechnik 13 (1935) S. 427.

²² Vorläufige Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn, 2. Ausgabe 1939, auszugsweise im Stahlbaukalender. Man vgl. auch O. KOMMERELL: Erläuterungen, II. Teil⁴.

Bei der Bemessung von geschweißten Verbindungen in Straßenbrücken und anderen Stahlbauwerken, die überwiegend ruhend belastet sind, wird auf die Verminderung der Dauerfestigkeit der betreffenden Bauteile durch die Schweißnähte keine Rücksicht genommen. Für die Schweißnähte selbst müssen die durchschnittlichen Spannungen σ unter gewissen in den Vorschriften angegebenen zulässigen Werten bleiben (vgl. das Beispiel der σ_{zul} unter IV, B 1 f, S. 1627).

Auf Schrumpfungen und Schrumpfspannungen wird bei der Bemessung der Stahlbauten keine Rücksicht genommen. Es wäre auch noch darauf hinzuweisen, daß unsere Bestimmungen keinerlei Vergünstigung vorsehen für den Fall, daß die Schweißverbindung durch Vorwärmen oder durch geeignete Nachbehandlung verbessert wird. Man kann zwar durch diese Maßnahmen oft eine beträchtliche Verbesserung der Eigenschaften erzielen, ihr Erfolg ist jedoch teilweise empfindlich von der Einhaltung bestimmter Wärmegrade abhängig und ihre Anwendung daher in vielen Fällen mit erheblichen Bedenken verbunden. Trotzdem ist selbstverständlich alles zu tun, um verformungsfähige und kerbunempfindliche Schweißverbindungen mit geringen Schrumpfspannungen zu erhalten²⁸. Die aus den vorliegenden Versuchen zu ziehenden Schlußfolgerungen für die bauliche Gestaltung und Ausführung der Schweißarbeiten sind in den einschlägigen Vorschriften ausgewertet und sorgfältig zu beachten.

Zur weiteren Vertiefung sei besonders auf die Verhandlungen beim 2. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, verwiesen, wo als Thema III (Vorbericht, Berlin 1936, S. 349 bis 689; Schlußbericht, Berlin 1938, S. 279 bis 432) die „Praktischen Fragen bei geschweißten Stahlkonstruktionen“ eingehend behandelt wurden.

C. Schrumpfung und Schrumpfspannungen.

I. Allgemeines.

Mit den hohen beim Schweißen auftretenden Wärmegraden sind sehr große Dehnungen verbunden, in den meisten Fällen auch plastische Veränderungen, da die Fließgrenze bei hohen Temperaturen stark absinkt. Für die Erläuterung dieser Vorgänge ist ein Modell nützlich, das von RIETZ-KOCH beschrieben haben.

Erhitzt man in dem Stahlrahmen (Abb. 129a) nur die mittlere Rippe, so verformt sich das Ganze zunächst gemäß Abbildung 129b, wobei in dem Rahmen entsprechende elastische Spannkraftauf-treten. Bei einer Temperatur von etwa 700° wird

die mittlere Rippe durch die elastischen Spannkräfte fast ohne Widerstand gestaucht. Dabei stellt sich angenähert wieder die ursprüngliche Form ein (Abb. 129c), wenn der Vorgang schnell genug vor sich geht, so daß die Erwärmung des übrigen Rahmens durch die Wärmeleitung gering bleibt. Bei der Abkühlung wird ein Teil der Schwindung der mittleren Rippe wieder plastisch sein. Da der Verformungswiderstand jedoch mit dem Temperaturabfall schnell wächst, treten bald große Spannungen auf, und der Rahmen wird etwa die Form Abb. 129d annehmen. Wie weit sich die Schrumpfung beim Erkalten auswirken kann, hängt offenbar von dem Widerstand des Rahmens (*Verspannung*) ab. Soweit sich die Schrumpfung nicht frei auswirken kann, müssen entsprechende Spannungszustände eintreten (*Schwind-, Schweiß- oder Schrumpfspannungen*). Schrumpfungen wie Schrumpfspannungen hängen also außer von dem Grad der Erhitzung, deren zeit-

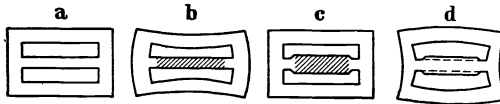


Abb. 129. Modell des Schrumpfvorganges. Nach D. v. RIETZ u. H. KOCH: Praktisches Handbuch der Lichtbogenschweißung, Braunschweig 1939 S. 131.

²⁸ BIERETT, G.: Untersuchungen zur Ermittlung günstiger Herstellungsbedingungen für die Baustellenstöße geschweißter Brückenträger. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 10. Berlin 1940.

lichem Verlauf (Wärmeleitung!) und der örtlichen Ausbreitung der Erhitzung auch in hohem Maße von der Verspannung ab. Die Schrumpfungen sind am größten und die Schrumpfspannungen am kleinsten, wenn die Verspannung gering ist. Das Umgekehrte gilt bei starker Verspannung.

Betrachtet man zwei Bleche, die mit einer Stumpfnahht verbunden werden, so gelten grundsätzlich die gleichen Zusammenhänge. Die Schweißnaht und ihre Umgebung wird bei der Erhitzung nach allen Richtungen der Blechebene gestaucht, beide ziehen sich beim Abkühlen nach allen Richtungen zusammen. Es muß also außer der Längsschrumpfung der Schweißnaht auch eine Querschrumpfung auftreten und Schrumpfspannungen müssen in beiden Richtungen wirken.

Schrumpfung und Schrumpfspannungen sind je nach den Wärmeigenschaften (spezifische Wärme, Wärmeleitfähigkeit, Wärmeausdehnungszahl) sowie den mechanischen Eigenschaften des Werkstoffes (Streckgrenze, Verformungsfähigkeit und Festigkeit) verschieden. Es ist zu beachten, daß diese Eigenschaften nicht unveränderlich sind, sondern stark von der Temperatur abhängen. Das Gesamtproblem ist also ziemlich verwickelt, zumal noch die metallurgischen Einflüsse hinzukommen. Die Gefügewandlungen sind ebenfalls mit Volumänderungen verbunden. Bei schneller Abkühlung (Abschreckung), wie sie bei der Schweißung in Frage kommt, können diese Volumveränderungen großen Einfluß auf Schrumpfungen und Schrumpfspannungen haben.

Eine umfassende Darstellung über Schrumpfungen und Schrumpfspannungen verdanken wir G. BIERETT¹. Auf diese Veröffentlichung sei in erster Linie zur Ergänzung und Vertiefung der nachstehenden kurzen Ausführungen verwiesen.

2. Schrumpfung.

a) Längsschrumpfung der Schweißnähte. Die Temperatur fällt von der Schweißnaht nach außen hin sehr schnell ab. Die plastischen Stauchungen beschränken sich daher auf einen verhältnismäßig schmalen Bereich, dessen Breite von den Schweißbedingungen und den Wärmeigenschaften abhängt (Abb. 130).

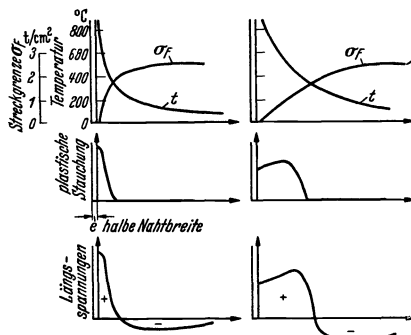


Abb. 130. Temperatur, Stauchung und Schrumpfspannungen bei schmalen und breiten Erhitzungszonen. Nach G. BIERETT¹, S. 139.

Die Längsschrumpfung beträgt meist 0,0003 bis 0,001 der Schweißnahtlänge², sie ist nur ein Bruchteil der gesamten linearen Schwindung des Schweißgutes, die von etwa 650° abwärts fast 0,01 beträgt. Es müssen also bei der Abkühlung auch erhebliche plastische Dehnungen eintreten. Nur ein geringer Teil der Dehnung ist elastisch. Die zugehörigen Schrumpfspannungen längs und quer zur Schweißnaht erreichen in der Regel die Fließgrenze des Grundwerkstoffes. Da in manchen Fällen eine

erhebliche Härtung der Schweißzone erfolgt, so können dort auch Spannungen auftreten, die noch erheblich über der Fließgrenze des unveränderten Grundwerkstoffes liegen.

b) Querschrumpfung der Schweißnähte. Die mittlere Querschrumpfung von Stumpfnähten wächst mit dem Querschnitt der Schweißnaht³, sie beträgt bei

¹ KLÖPPEL, K. u. C. STIELER: Schweißtechnik im Stahlbau, Berlin 1939, S. 128. Beitrag G. BIERETT: Schrumpfung und Spannung.

² REINHOLD, F. u. F. HELLER beobachten an langen Brückenträgern eine durchschnittliche Schrumpfung von 0,0009 der Gesamtlänge. Vgl. Bautechnik 10 (1932) S. 613.

³ KOCH, H.: Schrumpfung und Schrumpfspannungen bei der Lichtbogenschweißung. Diss. Techn. Hochschule Hannover 1935. — MALISUS, R.: Elektroschweißung 7 (1936) S. 1.

den üblichen Verhältnissen etwa 1 bis 3 mm. Ohne jede Verspannung würde die Schweißnaht, gleichmäßigen Wärmezustand vorausgesetzt, nach allen Richtungen des Raumes im gleichen Verhältnis schwinden. Da aber die Schwindung in der Dickenrichtung durch den Widerstand des angrenzenden Grundwerkstoffes behindert wird, ist die Schwindung in der Dickenrichtung kleiner als in der Plattenebene, es überwiegt die Schrumpfung in der Längsrichtung der Naht und quer dazu. Besonders bei unsymmetrischen Schweißnähten tritt also auch eine Winkeländerung zwischen den verbundenen Teilen ein (*Winkelschrumpfung*), etwa wie sie in Abb. 131 für eine V-Naht schematisch dargestellt ist. Die Winkelschrumpfung in Stumpfnähten kann bei freier Lagerung die Größenordnung $\varphi = 10^\circ$ erreichen. Sie kann durch geeignete Maßnahmen unschädlich gemacht werden.

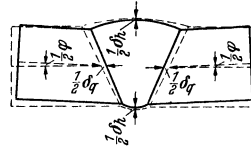


Abb. 131. Schrumpfung einer V-Naht (schematisch).

Ähnliche Zusammenhänge bestehen auch bei Kehlnähten⁴. Wichtig ist noch die bei Schweißung von Kehlnähten auftretende *Querbiegung* (vgl. Abb. 132) infolge der plastischen Stauchung der Schweißzone. Da sie auf eine geringe Breite beschränkt ist, findet nicht eine stetige Querbiegung, sondern mehr ein Abknicken über den Kehlnähten statt. Diese Verwerfung kann in Fällen, wo sie ein störendes Maß erreicht, durch entsprechendes Vorbiegen der zu verschweißenden Teile unschädlich gemacht werden. Nach dem gleichen Prinzip der plastischen Stauchung bei einseitiger Erhitzung erfolgt übrigens das *Richten bzw. Biegen mit der Schweißflamme* sowie die Verminderung von Querbiegung und Verwerfung durch Anwendung entsprechender Reihenfolge der einzelnen Schweißnahtlagen (sog. *Schweißfolge*), vgl. z. B. DU RIETZ-KOCH, S. 137.

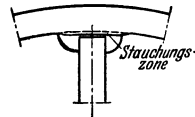


Abb. 132. Querbiegung bei Kehlnahtschweißung.

In diesem Zusammenhang muß darauf hingewiesen werden, daß eine *Verbiegung* eintritt, wenn zwei Profile mittels längsverlaufender Kehlnähte verschweißt werden.

Zum Beispiel beim Aufschweißen einer einseitigen Verstärkungsplatte auf einen I-Träger treten in der Schweißzone hohe Schrumpfungsspannungen auf, deren Gesamtsumme über die ganze Schweißzone man als *Schrumpfungszugkraft* bezeichnet und die durch eine gleichgroße Reaktionsdruckkraft im Gleichgewicht gehalten wird. Durch die Reaktionsdruckkraft wird die Gurtung elastisch zusammengedrückt, so daß sich etwa die in Abb. 133 angedeutete Verbiegung ergibt. Die gesamte *Schrumpfungszugkraft* erreicht beträchtliche Größe.

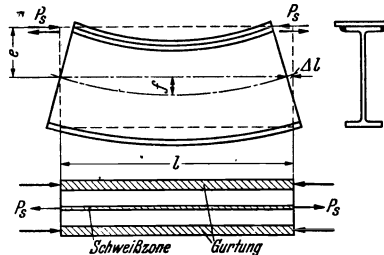


Abb. 133. Verwerfung eines I-Trägers beim Aufschweißen einer Gurtplatte.

D. FUCHS⁵ fand sie zu rd. 20 t für eine Kehlnaht von $a = 4$ mm Dicke, und zwar fast unabhängig von den Abmessungen der verschweißten Profile. Nimmt man die Schrumpfungsspannungen bei längeren Kehlnähten in erster Annäherung über die Trägerlänge konstant an, so wirkt die Schrumpfungszugkraft ähnlich wie zwei an den Trägerenden angreifende Doppelkräfte $\pm P_S$, auf die Schweißzone als Zug und auf die Gurtungen als Druck wirkend. Wir denken uns die gezogene Zone ohne Längszusammenhang mit dem Rest der Gurtung (vgl. das Modell von DU RIETZ-KOCH, Abb. 129), so daß in der Berührungsfläche keine Schubspannungen übertragen

⁴ LOTTMANN: Z. VDI 74 (1930) S. 1340 sowie Elektroschweißung 1 (1930) S. 133. — DU RIETZ, D. u. H. KOCH: Praktisches Handbuch der Lichtbogenschweißung, Braunschweig 1939, S. 134.

⁵ FUCHS, D.: Geschweißte Träger. Z. d. Dortmund. Union 5 (1938) Nr. 6, S. 4.

werden und die durchschnittliche Spannungsgröße jeweils auf die ganze Länge konstant bleiben kann. Dann erzeugt dieser Selbstspannungszustand in der Hauptsache die gleichen Verformungen wie der Schweißspannungszustand. Die entsprechende Dehnung der Schweißzone ist bereits während des Schweißvorganges als Stauchung aufgezehrt worden. Mit Hilfe des Selbstspannungszustandes kann man also die Durchbiegungen abschätzen. Da das auf den Restträger (ohne die gezogene Schweißzone) wirkende Biegemoment angenähert konstant ist, folgt

die Durchbiegung⁶ zu etwa $f = \frac{P_S e l^3}{8 E J}$. Für den Fall der Abb. 133 wäre bei

zwei $a = 4$ mm dicken Kehlnähten $P_S = 40$ t einzusetzen. Th. SCHWARZ⁷, der ähnliche Messungen ausgeführt hat, weist darauf hin, daß die Verwerfung bei einseitigen Schweißungen so große Werte erreichen kann, daß sie bei Berechnung und Ausführung berücksichtigt werden müssen. Über die möglichen statischen Rückwirkungen auf statisch unbestimmte Tragwerke s. G. LEWENTON: Stahlbau 12 (1939) S. 51.

3. Schrumpfspannungen.

a) Der Spannungs- und Verformungszustand bei der Abkühlung von Schweißnähten wechselt ständig (vgl. G. BIERETT¹, S. 140). Näher bekannt sind bisher eigentlich nur Spannungszustände, die für bestimmte Fälle in der fertigen Schweißverbindung verbleiben (Eigen- oder Schweißspannungen im engeren Sinn).

Schrumpfungen und Schrumpfspannungen treten bei jedem Schweißvorgang auf, auch schon bei einer starken ungleichmäßigen Erhitzung der Stahlteile, und

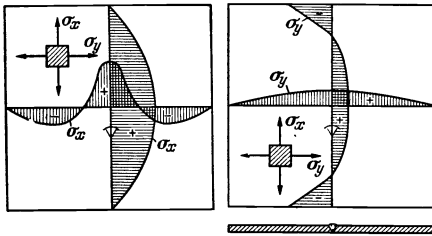


Abb. 134. Natürlicher Schrumpfspannungszustand in einer Stumpfnahschweißung (schematisch).

zwar selbst dann, wenn die freie gegenseitige Bewegung der Teile von außen her in keiner Weise behindert wird. Über einen bemerkenswerten Versuch zur Messung der Schrumpfung allein durch Erhitzen berichtet A. DÖRNEN⁸. Ein gewalzter Rundstahl von 70 mm Dicke und 1000 mm Länge wurde 63mal bis auf hellrot erhitzt und anschließend sich selbst zum langsamen Abkühlen überlassen. Er ist dabei allmählich um 26 mm kürzer geworden.

Der sog. natürliche Schweißspannungszustand ist in Abb. 134 für den Idealfall der gleichzeitigen Verschweißung auf die ganze Länge einer Stumpfnah schematisch dargestellt. Da keine äußeren Belastungen wirken, muß die Gesamtheit der Spannungen über eine beliebig geführte Schnittfläche (nach Ersatzkraft wie Moment) gleichwertig Null sein. Auf die große Bedeutung der Erhitzungszone sei nochmals hingewiesen (vgl. Abb. 128). Wichtig ist ferner, daß nach Abb. 134 an den Enden der Stumpfnah in der Querrichtung Druckspannungen auftreten.

Eine Übersicht der verschiedenen Möglichkeiten zur Bestimmung der Schweißspannungen (mechanische und röntgenographische Meßverfahren, sowie der Berechnung aus den Wärmeverhältnissen) mit zahlreichen Schriftumshinweisen gibt G. BIERETT¹, S. 156. Von den Arbeiten zur theoretischen Ermittlung der Schrumpfspannungen sei besonders auf die von G. GRÜNING⁹ und K. JÄGER¹⁰ verwiesen.

Das Idealbild ändert sich praktisch immer mehr oder weniger mit den Schweißbedingungen und der Art der Verspannung. Der Spannungszustand hängt auch

⁶ KLÖPPEL, K.: Stahlbau 11 (1938) S. 106 und Stahlbaukalender 6 (1940) S. 389.

⁷ SCHWARZ, TH.: Mitt. Forsch.-Anst. Gutehoffnungshütte Nürnberg 6 (1938) S. 117.

⁸ DÖRNEN, A.: Schlußbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Belrin 1938, S. 367.

⁹ GRÜNING, G.: Stahlbau 7 (1934) S. 110.

¹⁰ JÄGER, K.: Stahlbau 13 (1940) S. 139.

in hohem Maße von der Reihenfolge der Ausführung der einzelnen Schweißnahtlagen usw. (sog. *Schweißfolge*) ab. Wir unterscheiden mit G. BIERETT *äußere Verspannungen*, d. i. die Festklemmung und Heftschweißung der Einzelteile zur Verhinderung des Verwerfens usw., und die *innere Verspannung*, die sich einstellt, sobald die Schweißnähte teilweise hergestellt sind, so daß sich die zu verschweißenden Bauteile nicht mehr frei gegeneinander bewegen können. Bei der Schweißung im Stahlbau wirken meist beide gleichzeitig. Die Schrumpfun gen wie die Schrumpfspannungen hängen von so vielerlei Einflüssen ab, daß es im allgemeinen nicht möglich ist, sie auf theoretischem Wege abzuschätzen.

Die Schweißspannungen ändern sich besonders mit der beim Schweißen zugeführten *Wärmemenge*, mit der Geschwindigkeit mit der dies geschieht, sowie den Bedingungen, unter denen sie wieder abgeleitet wird. Der wichtigste Weg zur Beschränkung der Verspannungen ist die Anwendung gut durchdachter Schweißfolgen.

Der Spannungszustand in den Schweißzonen ist im allgemeinen ein räumlicher, da die Schrumpfung nach allen Richtungen behindert ist¹¹. Bei Stumpfnähten kann zwar die Hauptspannung in der Dickenrichtung zurücktreten, bei Kehlnähten ist dagegen oft mit Zugspannungen gleicher Größenordnung in allen drei Richtungen zu rechnen, was im Hinblick auf die Rissegefahr von Bedeutung ist. Die Maßnahmen zur Verminderung der Schweißspannungen und der Rissegefahr wurden bereits unter A 3, S. 1616 erwähnt.

b) **Beispiele von Schweißspannungen.** Die Schweißspannungen hängen wie bereits erwähnt von den sämtlichen Schweißbedingungen ab. Die nachstehend für einige Beispiele angegebenen Werte dürfen daher nicht ohne weiteres auf andere Fälle übertragen werden, sie sollen lediglich Aufschlüsse über die Verteilung der Schrumpfspannungen und deren Größe zeigen.

Die *Längsschrumpfspannungen* in zwei leichten T-Querschnitten gibt Abbildung 135. In einem schweren geschweißten I-Träger von 1,5 m Länge wurden Längsspannungen nach Abb. 136 festgestellt. Man vgl. auch die Versuche von A. DÖRNEN: Elektroschweißung 7 (1936) S. 186.

Bei hohen *Vollwandbalken* sind in den Halsnahtzonen sehr hohe Schrumpfspannungen vorhanden, während die Reaktionsdruckspannungen im Stegblech und den Gurtplatten im allgemeinen niedrig bleiben. Die Abb. 137 gibt die Längsschrumpfspannungen, die von K. ALBERS¹² in einem geschweißten Vollwand-

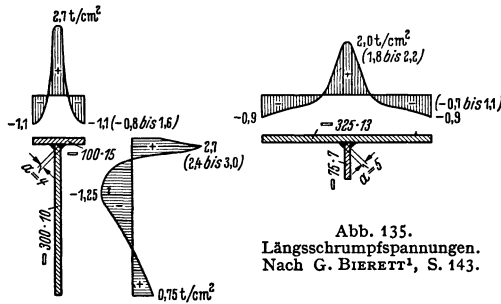


Abb. 135.
Längsschrumpfspannungen.
Nach G. BIERETT¹, S. 143.

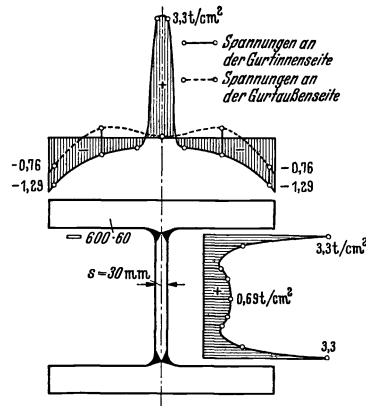


Abb. 136. Längsschrumpfspannungen.
Nach G. BIERETT¹, S. 162.

¹¹ BOLLENRATH, F.: Stahl u. Eisen 54 (1934) S. 630.

¹² ALBERS, K.: Stahlbau 12 (1939) S. 97.

träger aus St 52 gemessen wurden. Die Spannungen wurden durch Zerlegung des Trägers bestimmt, die in Abb. 137 angegebenen Werte geben also nur die durchschnittliche Spannungsgröße in den herausgeschnittenen Streifen von $1 \times 2 \text{ cm}^2$ Querschnitt. Die Spannungsspitzen in engbegrenzten Gebieten, die durch dieses Verfahren nicht erfasst werden können, dürften $3,6 \text{ t/cm}^2$ noch überschreiten. Bei der symmetrischen Abarbeitung der Gurtplatten von 440 mm auf 200 mm Breite wurden in der Umgebung der Schweißzone Spannungsänderungen um mehr als 1 t/cm^2 beobachtet. Die Träger waren übrigens schon mehrere Jahre als Hauptträger einer 24 m weitgespannten Eisenbahnbrücke in Betrieb gewesen. Eine wesentliche Verminderung der hohen Eigenspannungen im Betrieb, wie sie oft angenommen wird, kann offenbar nicht eingetreten sein. Weitere Messungen an Vollwandträgern vgl. A. BÜHLER¹³

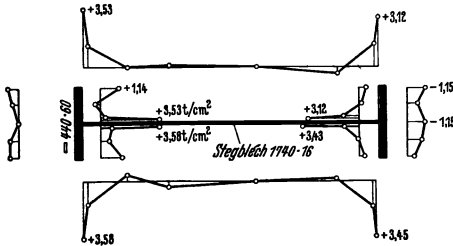


Abb. 137. Schrupfspannungen (St 52).
Nach K. ALBERS¹², S. 98.

und A. DÖRNEN¹⁴. Für die praktische Ausführung ist noch wichtig, daß Höhe und Verteilung der Schrupfspannungen in geschweißten Vollwandträgern weitgehend durch die Schweißfolge beeinflusst werden können. Es sei hierzu auf die Untersuchungen von W. SCHRÖDER¹⁵, O. GRAF¹⁶ u. a. verwiesen.

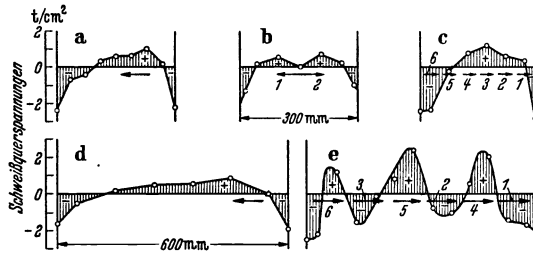


Abb. 138. Schrupfspannungen quer zur Stumpfnah (St 37). Nach G. BIERETT¹⁷, S. 493.

In der Nähe von Stößen kommen noch die aus der Stoßschweißung folgenden Spannungen hinzu, so daß der gesamte Spannungszustand ziemlich unübersichtlich wird. Näheres ist zu entnehmen aus den Untersuchungen von O. GRAF¹⁷,¹⁸, G. BIERETT¹⁹,²⁰.

Die Schrupfspannungen quer zur Schweißnaht sind nach Messungen von der gleichen Größenordnung wie die Längsspannungen. Das gleiche Ergebnis erhält G. GRÜNING auf theoretischem Wege [Stahlbau 7 (1934) S. 112]. Die Verteilung der Querschrupfspannungen längs der Naht hängt in hohem Maße von der Schweißfolge ab, vgl. z. B. Messungen von G. BIERETT²¹ (Abb. 138). Man beachte

¹³ BÜHLER, A.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 469.

¹⁴ DÖRNEN, A.: Stahlbau 6 (1933) S. 23.

¹⁵ SCHRÖDER, W.: Bauing. 43 (1932) S. 268.

¹⁶ GRAF, O.: Bauing. 19 (1938) S. 524 und Stahlbau 11 (1938) S. 97.

¹⁷ GRAF, O.: Bauing. 19 (1938) S. 525 und Stahlbau 11 (1938) S. 97.

¹⁸ GRAF, O.: Versuche und Feststellungen zur Entwicklung der geschweißten Brücken. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 11, Berlin 1940.

¹⁹ BIERETT, G.: Elektroschweißung 9 (1938) S. 225.

²⁰ BIERETT, G.: Untersuchungen zur Ermittlung günstiger Herstellungsbedingungen für die Baustellenstöße geschweißter Brückenträger. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 10, Berlin 1940.

²¹ BIERETT, G.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 493.

den großen Einfluß der sog. *Pilgerschrittschweißung* in Abb. 138c und e. Der genauen Festlegung des Schweißvorganges ist daher größte Sorgfalt zuzuwenden, wie überhaupt alle Vorbereitungen für die Ausführungen von Schweißarbeiten weit eingehender geplant werden müssen, als dies etwa für genietete Stahlbauwerke notwendig ist.

4. Einfluß der Schweißspannungen auf das Verhalten der Schweißverbindungen.

Sind Schweißnaht und Überhitzungszone ausreichend verformbar, so wird bei statischer Belastung im allgemeinen ein plastischer Spannungsausgleich eintreten und die statische Festigkeit nicht wesentlich beeinflußt. Daß die Schweißspannungen dabei in der Regel geringen Einfluß auf das Verhalten haben, geht bereits aus den oben mitgeteilten Festigkeitswerten hervor, welche die Nennfestigkeit des Grundwerkstoffes erreichen. Je nach dem in der Schweißnaht vorhandenen Spannungszustand kann das Fließen im Vergleich zu der von Eigenspannungen freien Verbindung früher oder später eintreten. Der Schweißspannungszustand kann jedoch in gewissen Fällen auch dem plastischen Spannungsausgleich entgegenwirken und so mittelbar eine Beeinträchtigung der Festigkeit zur Folge haben. Dieser Umstand wurde wie bereits früher erwähnt neuerdings für die Erklärung gewisser Risseerscheinungen mit herangezogen.

Der Einfluß der Schweißspannungen auf die *elastische Stabilität* ist noch nicht ganz geklärt. Bei den bisherigen Knickversuchen konnte kein merklicher Einfluß der Schweißspannungen auf die Knicklast festgestellt werden²³. Danach dürfte der Einfluß der Schweißspannungen auf die Höhe der Stabilitätsgrenzen im allgemeinen nicht größer sein als der von Walzspannungen, wie sie auch bei gewissen Walzprofilen in Kauf genommen werden müssen. In manchen Fällen können die Schweißspannungen aber offenbar auch schon für verhältnismäßig kleine Belastungen merklichen Einfluß auf die Größe der Formänderungen haben²⁴.

Die Frage, wie weit die *Beulung* von dünnen Platten und Schalen durch die Eigenspannungen sowie die mit den Schrumpfvorgängen verbundenen Verwerfungen beeinflußt werden kann, ist derzeit noch offen.

Es ist auch noch nicht ganz bekannt, welche *Rolle die Schweißspannungen bei Dauerbelastung* spielen. Bei den Baustählen scheint die Dauerfestigkeit durch sie im allgemeinen nicht wesentlich vermindert zu werden, ihr Einfluß tritt meist stark zurück gegenüber den Kerbwirkungen aus der Form der Verbindungen und der Beschaffenheit der Schweißnähte. Man vgl. z. B. die Untersuchungen von A. THUM und A. ERKER²⁴, G. BIERETT²⁵ sowie R. FLACK-TÖNNESSEN²⁶.

V. Schweißverbindungen.

A. Zur Entwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau.

Die Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbau ist, soweit sie sich auf tragende Bauteile bezieht, noch verhältnismäßig jung. Sie beginnt in Deutschland etwa mit dem Jahre 1925. Die Forschung auf dem Gebiete der Schweißverbindungen, deren wichtigste Ergebnisse bereits im Abschnitt IV besprochen wurden, erfuhr schnelle und kräftige Förderung, vor allem durch den 1925 eingesetzten „Fachausschuß für Schweißtechnik beim VDI“. Eine stürmische Entwicklung führte bald zu großen Erfolgen: Von der Deutschen Reichsbahn und den Reichsautobahnen wurden etwa 700, darunter sehr bedeutende Stahlbauten in geschweißter Bauweise ausgeführt. Die Entwicklung wurde zwar vorübergehend

²³ BIERETT, G. u. G. GRÜNING: Untersuchungen über den Einfluß von Schrumpfdruckspannungen in geschweißten Druckgliedern auf die Knickfestigkeit bei mittlerer und außerordentlicher Belastung. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 6. Berlin 1936. Man vgl. auch G. BIERETT¹, S. 167.

²⁴ BIERETT, G.: Stahlbau 5 (1932) S. 94.

²⁵ THUM, A. u. A. ERKER: Z. VDI 81 (1937) S. 276 u. 82 (1938) S. 1101.

²⁶ BIERETT, G.: Über das Verhalten geschweißter Träger bei Dauerbeanspruchung unter besonderer Berücksichtigung der Schweißspannungen. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 7. Berlin 1937.

²⁷ FLACK-TÖNNESSEN, R.: Stahlbau 12 (1939) S. 166.

durch einige Rückschläge bei der Schweißung von St 52 aufgehalten. Diese Schwierigkeiten können jedoch heute als überwunden gelten.

Gestalt und Einzelheiten der geschweißten Bauwerke wurden zunächst an die bei genieteten Verbindungen üblichen Formen angelehnt. Man erkannte aber bald, daß die Schweißung die Anwendung neuer Regeln für bauliche Gestaltung fordert, um ihren besonderen Eigenschaften gerecht zu werden. Diese neuen Grundsätze haben sich grobenteils aus den Dauerversuchen ergeben, die in großer Zahl und mit Schweißverbindungen jeglicher Art durchgeführt wurden.

Planung und Ausführung von geschweißten Stahlbauten setzen in hohen Maße voraus, daß die Beteiligten mit den Eigenschaften der Schweißverbindungen und den Auswirkungen aller Maßnahmen genau vertraut sind. Daher auch die bereits erwähnte Einrichtung der *Fachingenieure für Schweißtechnik*, die auf den Gebieten der Statik, des Stahlbaues und der Schweißtechnik gründliche Kenntnisse und praktische Erfahrungen besitzen müssen, um die Schweißarbeiten in der Werkstatt und auf der Baustelle fortlaufend überwachen zu können.

Da die Entwicklung der Schweißtechnik im Stahlbau ungemein schnell vor sich ging und auch noch nicht restlos abgeschlossen ist, sind erhebliche Teile der einschlägigen Veröffentlichungen in Büchern und Fachzeitschriften überholt, auch wenn sie manchmal nur wenige Jahre alt sind. Es mag in manchen Fällen nicht leicht sein, den neuesten Stand zu erkennen, in Zweifelsfällen wird jedoch die Entscheidung unter sinngemäßer Anwendung der vorliegenden Versuchsergebnisse möglich sein. In den behördlichen Vorschriften besonders der Deutschen Reichsbahn ist eine große Summe von Erfahrungen niedergelegt. Diese Bestimmungen, die in der ganzen Welt als bahnbrechend anerkannt sind, bedürfen daher eines besonders genauen Studiums. Eine jeweils auf den neuesten Stand gebrachte Darstellung findet man im Stahlbaukalender¹.

Die *Entwicklung der Schweißtechnik* im deutschen Stahlbau beginnt mit geschweißten Stahltragwerken im Hochbau und im Kranbau. Eine Übersicht von Anwendungen der Schweißtechnik im Stahlbau gibt O. BONDY². Schon 1927 begegnen wir danach in Oberhausen (Rheinld.) einem einstieligen Vollwandbinder geschweißter Bauweise. Der deutsche *Brückenbau* folgte — ausländische Brückenbauten³ und die Anwendung zur Verstärkung älterer Brücken waren bereits vorangegangen — im Jahre 1929 nach mit einer Straßenbrücke über die Luppe in Leipzig⁴ mit 15,5 m Stützweite, bestehend aus einbetonierten TP45-Trägern mit aufgeschweißten Gurtplatten. Die erste geschweißte Brücke der Deutschen Reichsbahn wurde 1930 bei Münster (Westf.) gebaut⁵. Diese Balkenbrücke hat 10 m Stützweite, die Hauptträger sind in Γ -Form aus Breitflachstählen zusammengesetzt. Ebenfalls 1930 gebaut wurde die Straßenbrücke über die Lahn bei Eckelshausen⁶, deren vollwandige Balken über zwei Öffnungen von je 20,35 m Stützweite durchlaufen. Diese Brücke ist schief, sie läßt bereits die großen Vorzüge der geschweißten Verbindungen zur Herstellung schiefer Anschlüsse usw. erkennen.

Die Entwicklung der vollwandigen Tragwerke schritt schnell voran. Von den bedeutendsten geschweißten *Vollwandbalken* seinen erwähnt:

Eisenbahnbrücke über den *Ziegelgraben* im Zuge des Rügendamms⁷. Stützweite 52 m, erbaut 1935, Baustoff St 37.

Eisenbahnbrücke über den *Strelasund*⁸, über 5 Öffnungen von 54 m Stützweite durchlaufend, Baustoff St 37, erbaut 1936.

Reichsautobahnbrücke bei *Rüdersdorf-Kalkberge*⁹, durchlaufender Balken von 66,7 m größter Stützweite, Baustoff St 52, erbaut 1936.

An *versteiften Stabhögen* sind zu nennen:

Straßenbrücke über die Elbe in *Torgau*¹⁰, mit 98,4 m Stützweite, Baustoff St 52, erbaut 1933. Die Baustellenverbindungen dieser Brücke sind sämtlich genietet.

¹ MATTING, A.: Die Zusatzwerkstoffe der Schweißtechnik. Stahlbaukalender 6 (1940) S. 365. — KLÖPFEL, K.: Schweißtechnik im Stahlbau. Stahlbaukalender 6 (1940) S. 381 und 8 (1942) S. 378.

² BONDY, O.: Stahlbau, Berlin 1930. (= Ausgewählte Schweißkonstruktionen, Bd. 1).

³ ROSENBERG, E.: Z. VDI 73 (1929) S. 1742. — SCHAPER, G.: Bautechnik 8 (1930) S. 73. Geschweißte vollwandige Balkenbrücke von 8,86 m Stützweite für eine Werkbahn in Weiz (Steiermark).

⁴ GEHLER, W.: Z. VDI 73 (1929) S. 1747. — RITTER, H.: Stahlbau 2 (1929) S. 303. — Vgl. auch O. BONDY² Blatt 71 bis 73.

⁵ SCHAPER, G.: Bautechnik 8 (1930) S. 323. — WITTE: Elektroschweißung 1 (1930) S. 140.

⁶ KLEINICKE: Bautechnik 9 (1931) S. 113.

⁷ SEEGER, A.: Z. VDI 79 (1935) S. 1173. — BRÜCKNER, K.: Bautechnik 15 (1937) S. 45 u. 79.

⁸ BRÜCKNER, K.: Bautechnik 15 (1937) S. 336. — SCHAPER, G.: Bauing. 18 (1937) S. 580 und Elektroschweißung 8 (1937) S. 2.

⁹ TISCHER, W.: Z. VDI 80 (1936) S. 1205. — SCHAPER, G.: Bauing. 18 (1937) S. 577 und Elektroschweißung 8 (1937) S. 3.

¹⁰ BORGGREVE, H., R. STOSS u. R. BAYER: Bautechnik 12 (1934) S. 395 u. 416. — RÖSCH: Geschweißte Träger. Z. d. Dortmund. Union 2 (1935) Nr. 3, S. 10.

Brücke am *Kaiserberg* bei Duisburg²¹, Spannweite 103 m, Baustoff St 52, erbaut 1935.
Lechbrücke der Reichsautobahn bei Augsburg-Gersthofen²², Stützweite 93,5 m, Baustoff St 37, erbaut 1937.

Von *Bogenbrücken* sind die ungemein schlanken Zweigelenkbogen auf der *Rennstrecke* der Reichsautobahn bei Dessau²³ mit 45,5 m Stützweite erwähnenswert. Die *Zweigelenkrahmen* der 1936 erbauten Unterführung der *Hardenbergstraße*²⁴ in Berlin-Charlottenburg haben 50 m Spannweite, Baustoff St 52.

Geschweißte *Fachwerke* für Brücken sind verhältnismäßig wenige ausgeführt worden. Von den ersten Fachwerkbrücken seien erwähnt:

- 1926 Fußgängerbrücke bei Balatonszemes, Ungarn²⁵.
- 1928 amerikanische Balkenbrücke Chicopee-Falls, mit 41 m Stützweite.
- 1928/29 Fachwerkbrücke bei Lowicz in Polen²⁷ mit 27 m Stützweite.
- 1930 Leukbrücke in der Schweiz mit 36,9 m Stützweite²⁸.
- 1931 Straßenbrücke in Pilsen (Tschechoslowakei)²⁹ mit 49,2 m Stützweite.
- 1934 Straßenbrücke bei Győr (Ungarn) mit 53,1 m Stützweite.

Eine besondere Entwicklung nahmen die geschweißten Brücken in Belgien, wo zahlreiche *Rahmenträger (Vierendeelträger)*³¹ gebaut wurden. Die Stützweite dieser Straßenbrücken beträgt bis zu 90 m. Erwähnt sei schließlich die 1939 erbaute Savebrücke bei Agram (Kroatien)³², über 4 Öffnungen von rd. 55 m Stützweite durchlaufend, Baustoff St 44.

Die Schweißtechnik hat sich im Stahlbau ungemein schnell durchgesetzt, wie die vorstehenden Beispiele zeigen. Sie ist heute nicht mehr wegzudenken. Ihre hauptsächlichsten Vorteile sind: Die Ersparnis an Baustahl (wegen des Fortfalls der Bohrungen für Niete usw., sowie durch die leichtere bauliche Gestaltung bei Aussteifungen, Anschlüssen usw.) ist besonders groß im Hochbau und bei überwiegend ruhender Belastung. Bei Eisenbahnbrücken wird die Baustoffersparnis teilweise wieder ausgeglichen, weil die Formzahlen $\alpha < 1$ zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Dauerfestigkeiten der Schweißverbindungen einer Spannungsermäßigung gleichkommen. Die Anwendung der Schweißtechnik ermöglicht in gewissen Fällen erhebliche wirtschaftliche Vorteile. Sie gestattet Bauformen noch bequem auszuführen, die in genieteteter Bauweise nur schwer auf befriedigende Weise herzustellen sind (z. B. verwickelte Rahmenecken). Die Ausführung von schiefen Anschlüssen bietet kaum zusätzliche Schwierigkeiten, ja es werden heute in vielen Fällen Bauglieder geschweißt, die früher nur aus Stahlguß herzustellen war. Die schnelle Entwicklung wurde schließlich noch dadurch begünstigt, daß die geschweißten Stahlbauten in ästhetischer Hinsicht besonders befriedigen.

Zur Entwicklung der geschweißten Vollwandtragwerke vgl. man in erster Linie die Jahresberichte von G. SCHAPER: „Der Brücken- und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn“, seit 1930 alljährlich im ersten Heft der „Bautechnik“, ferner die folgenden Aufsätze:

- GOTTFELD, H.: Bauing. 16 (1935) S. 254. — HILPERT, A. u. W. ADRIAN: Z. VDI 79 (1935) S. 187. — KLÖPPEL, K.: Elektroschweißung 6 (1935) S. 68 u. 85. — WITT, H.: Elektroschweißung 6 (1935) S. 44. — SCHAECHTERLE, K.: Bauing. 17 (1936) S. 131. — SCHAPER, G.: Bauing. 18 (1937) S. 563. — BRÜCKNER, K.: Z. VDI 82 (1938) S. 33. — SCHAPER, G.: Bautechnik 16 (1938) S. 649.

B. Vollwandige Balken.

Im folgenden sind auch die nach dem heutigen Stande als bereits veraltet zu bezeichnenden Querschnitts- und Stoßanordnungen zu besprechen, da sie das Verständnis der jetzt gültigen Grundsätze erleichtern und vor allem, weil sie in großer Zahl bei den älteren Brücken usw. vorhanden sind, so daß ihre Kenntnis für die Unterhaltung und Überwachung dieser Bauwerke wichtig bleibt.

- ²¹ SCHMITT, K.: Die Straße 2 (1935) S. 871. — SCHAPER, G.: Bauing. 18 (1937) S. 575.
- ²² SCHAPER, G.: Elektroschweißung 8 (1937) S. 4. — BURGER, R.: Bautechnik 16 (1938) S. 21.
- ²³ SCHAECHTERLE, K. u. R. RIEDL: Bautechnik 17 (1939) S. 253 u. 321.
- ²⁴ SCHAPER, G.: Bautechnik 16 (1938) S. 650 und Z. VDI 83 (1939) S. 95.
- ²⁵ LENGVEL, J.: Stahlbau 10 (1937) S. 157.
- ²⁶ FISH, G. D.: Engng. News-Rec. 101 (1928) S. 120, vgl. auch Stahlbau 1 (1928) S. 207 und O. BONDY² Blatt 82 bis 85.
- ²⁷ BRYLA, S.: Z. öst. Ing.- u. Archit.-Ver. 80 (1928) S. 328. — Bauing. 10 (1929) S. 878. — Boos, W.: Stahlbau 2 (1929) S. 308.
- ²⁸ Schweiz. Bauztg. 99 (1932), S. 35.
- ²⁹ FALTUS, F.: Stahlbau 5 (1932) S. 142.
- ³⁰ LENGVEL, J.: Stahlbau 10 (1937) S. 157.
- ³¹ Bauing. 18 (1937) S. 521 u. 19 (1938) S. 334.
- ³² ERREGA, J.: Bauing. 22 (1941) S. 1.

I. Trägerquerschnitte.

Eine Übersicht der wichtigsten Trägerquerschnitte geben die Abb. 139 und 140. Zum Beispiel die Luppebrücke in Leipzig besteht aus Trägern IP 45, die mit aufgeschweißten Gurtplatten verstärkt wurden (Abb. 139a). Aus Breitflachstahl und Blechen können Querschnitte beliebiger Tragfähigkeit zusammengesetzt werden (Abb. 139b bis e). Die offene Fuge zwischen den Kehl Nähten ist zwar durch Anschärfen des Stegbleches zu vermeiden (Abb. 139c), die Schweißung ist jedoch

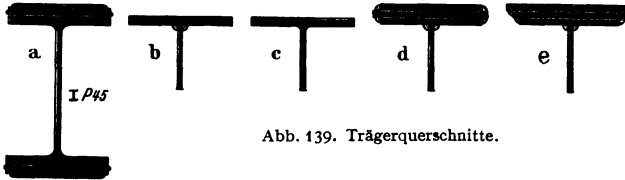


Abb. 139. Trägerquerschnitte.

wegen des spitzen Winkels schwierig auszuführen. Die Sonderprofile für geschweißte Träger (vgl. I B 2, S. 1531) haben sich daher schnell durchgesetzt. Es sind zu nennen:

Das Nasenprofil des Dortmund-Hörder-Hüttenvereins (Abb. 140a), der Wulstflachstahl nach DÖRNEN (Abb. 140b), das Kruppsche St-Profil (Abb. 140d), sowie die durch Teilung von IP-Trägern erzeugten Profile (Abb. 140e).

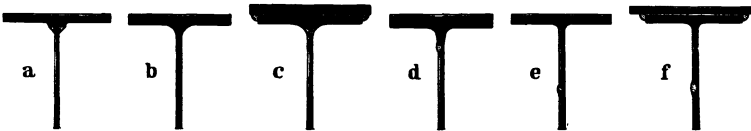


Abb. 140. Trägerquerschnitte mit Sonderprofilen.

Diese Profile stehen dem Konstrukteur in vielen Breiten- und Dickenabmessungen zur Verfügung. Vgl. Stahlbaukalender und Taschenbuch Stahl im Hochbau. Der Querschnitt kann dem erforderlichen Widerstandsmoment auch bei Anwendung der Sonderprofile leicht durch zusätzliche Gurtplatten angepaßt werden. Die Querschnitte nach Abb. 140d bis f haben den Vorteil, daß die Schweißnaht als Stumpfstoß in den Bereich der kleineren Stegdicke zu liegen kommt, was schweißtechnisch erwünscht ist. Die fertigen Nähte können hier besonders leicht mit Röntgenstrahlen untersucht werden. Der Wulstflachstahl (Abb. 140b) erlangte während der Entwicklungszeit besondere Bedeutung, er wird jedoch für neue Stahlbauten kaum mehr verwendet.

2. Gurtstöße.

Da man den Stumpfstoßen zunächst ein geringeres Vertrauen entgegenbrachte als den Flankenkehlnähten und die Kehl Nähte gegen Ausführungsfehler weniger

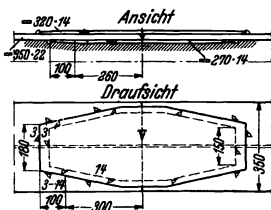


Abb. 141. Aus G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934, S. 61.

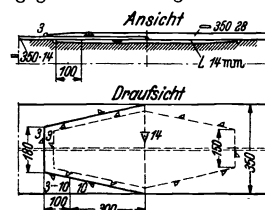


Abb. 142. Aus G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, S. 60.

empfindlich sind, wurden bei den Gurtplatten *Laschenstöße* der verschiedensten Formen ausgeführt, meist über stumpf verschweißten Platten. DIN 4100

empfiehlt in der derzeit noch gültigen Fassung vom August 1934 die Stöße im Zuggurt durch besondere Laschen zu decken, auch dann wenn die gestoßenen Gurtteile bereits durch Stumpfnähte verbunden sind. Beispiel Abb. 141. Bei mehreren Gurtplatten kommen sinngemäß die gleichen Grundsätze in Frage wie bei genieteten Gurtplattenstößen. In vielen Fällen dient der Stoß zugleich zum Wechsel in der Plattendicke (Abb. 142). Die Laschen und Gurtplattenenden wurden oft nach beiden Richtungen abgearbeitet und die Kehlnahtdicke veränderlich gemacht, um allmähliche Übergänge zu erreichen.

Stumpfstöße konnten nach den ersten behördlichen Bestimmungen in Zuggliedern nur mit verhältnismäßig kleinen Spannungen belastet werden. Weil

danach die Spannung in der Stumpfnäht für die Bemessung allein maßgebend war, wurden verschiedene Wege gegangen, um die in der statischen Berechnung einzusetzende

„wirksame Schweißnahtfläche“ ($a \cdot l$) zu vergrößern. Beispiele Abb. 143. Hierher gehört auch die 45° schräge Stumpfnäht, welche die Länge gegenüber dem geraden Stoß um 40 % vergrößert, also bei $\sigma_{zul} = 0,7 \sigma_{zul}$ gerade noch die Ausnutzung der sonst üblichen zulässigen Spannung ermöglicht. Zu einer teilweisen Entlastung der Stumpfnähte in den Gurten wurden verschiedene Maßnahmen vorgeschlagen und ausgeführt. Es seien erwähnt die Verstärkung des Stegbleches im Bereich des Gurtstoßes und die sog. Briefmarken, das sind kleine hochkant stehende Flachstahllaschen (vgl. Abb. 143d). Die Abb. 144 und 145

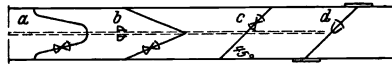


Abb. 143.

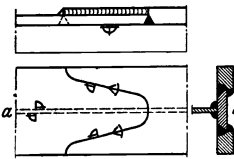


Abb. 144. Nach G. SCHAFER: Grundlagen des Stahlbaus, 6. Aufl., Berlin 1933, S. 122.

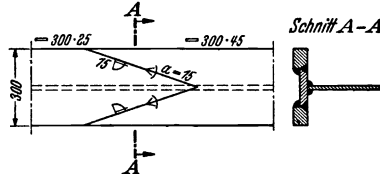


Abb. 145. Nach F. REINHOLD u. F. HELLER: Bautechnik 10 (1932) S. 617.

zeigen entsprechende Stumpfstöße bei gleichzeitigem Wechsel in der Plattendicke. Über Zerreißversuche mit Stumpfstößen nach Abb. 145 hat E. HERRFELDT: Stahlbau 6 (1933) S. 36, berichtet.

Mit der Kenntnis der Dauerfestigkeitseigenschaften wechselten die Anschauungen über die Stumpfstöße. Die Vorl. Vorschriften ließen (1. Ausgabe, Nov. 1935) für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken in den Gurtplatten bereits Stumpfstöße ohne Laschendeckung zu, in Zuggurtungen wurden allerdings zunächst noch schräge Nähte (unter 45°) verlangt, die Schweißnähte mußten außerdem so gut wie möglich bearbeitet werden (Stumpfnähte I. Güte). Unter ruhender Belastung sind normale Nähte ebenso tragfähig wie schräge Stumpfnähte, mit beiden wird die Nennfestigkeit des Grundwerkstoffes erreicht. Die schräge Schweißnäht brachte jedoch eine gewisse Erhöhung der Dauerfestigkeit. Nach den Kuratoriumsversuchen¹ ist die Schwellzugfestigkeit von Verbindungen aus St 37 mit rohen Stumpfnähten bei schrägem Stoß (45°) größer als bei normalem Stoß (vgl. Tabelle 3 auf S. 1629, Zeile 3). Für Nähte I. Güte (an der Wurzel nachgeschweißt und bearbeitet) wird aber durch die Bearbeitung eine noch höhere Dauerfestigkeit erreicht (vgl. Tabelle 3, Zeile 4). Der zugehörige Wert der Dauerfestigkeit liegt bereits über der Schwellzugfestigkeit von Stäben mit Bohrung. Da bei der Ausführung der schrägen Stumpfstöße leicht störende Verwerfungen eintreten, zieht man den geraden Stoß vor, der bereits eine Schwellzugfestigkeit besitzt, die ebenso hoch liegt wie bei genieteten Verbindungen. In der 2. Ausgabe der Vorl.

¹ Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen (sog. Kuratoriumsbericht), Berlin 1935, S. 22.

Vorschriften (von 1939) ist daher die Forderung des schrägen Stoßes entfallen und der normale Stoß als vollwertig anerkannt. Er ist bei sorgfältiger Ausführung ja auch weitaus die beste der Schweißverbindungen. Bei statischer Belastung besteht, entsprechende Bemessung vorausgesetzt, kein wesentlicher Unterschied zwischen den einzelnen Stoßformen. Wenn heute auch gezogene Gurtplatten ohne Laschen und mit normaler Fuge stumpf gestoßen werden, so ist dies zugleich die natürlichste

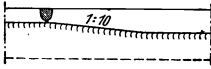


Abb. 146.

Lösung, die beim Gurtplattenstoß eigentlich allein dem Wesen der Schweißverbindungen gerecht wird. Der schräge Stumpfstoß wäre somit als überholt zu bezeichnen. Er wird heute durch den normalen Stoß ersetzt. Damit ist einer der wichtigsten Schritte vollzogen². Bei der Bemessung ist natürlich die Formzahl α zu berücksichtigen. Auf der Druckseite können Stumpfnähte für St 37 wie St 52 im Bereich der schwelenden Belastung (entsprechend $\alpha = 1$) voll mit σ_{zul} ausgenutzt werden. Da die Formzahl α für Zugbelastung eine Spannungsermäßigung gegenüber den ungestoßenen Gurtplatten voraussetzt, ist naheliegend die Gurtplattenstöße nach Möglichkeit an Stellen zu legen, wo die zulässige Spannungsgrenze nicht ganz ausgenutzt ist.

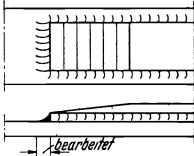


Abb. 147.

Bei vielen Brücken wurde zur Vermeidung von Stößen und auch aus ästhetischen Gründen darauf verzichtet, den Querschnitt der Gurtungen an die mit dem Biegemoment veränderliche Größe anzupassen. Die Gurtplatten wurden für das größte Biegemoment bemessen und mit gleichbleibendem Querschnitt über die ganze Trägerlänge durchgeführt. Für solche Bauwerke wurden Längen von über 50 m in einem Stück gewalzt, der größte Querschnitt der verwendeten Gurtplatten liegt bei 500 cm² (Reichsautobahnbrücken Rüdersdorf 500 · 66 und Kaiserberg 600 · 70, Stützrahmen Altona 600 · 80, Savebrücke 500 · 95 mm). Bei langen Brücken und durchlaufenden Balken wurden unter 45° stumpf gestoßene Platten verschiedener Dicke benutzt mit allmählichem Übergang. Die Dickenänderung liegt im Fall der Abb. 146 aus ästhetischen Gründen auf der Innenseite. Der Stoß der Gurtplatten wird meist um ein gewisses Maß gegenüber dem Stegblechstoß versetzt, um die Verschwächung des Querschnittes zu beschränken.

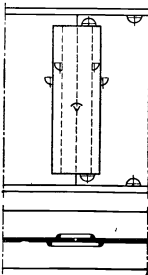


Abb. 148.

Auf ähnliche Weise wie die Laschen wurden auch die Gurtplattenenden bearbeitet. Heute geschieht dies (vgl. Vorl. Vorschriften § 6) nur noch bei sehr dicken Platten ($t > 25$ mm), Abb. 147.

3. Stegblechstoß.

Bei den Stegblechstößen verlief die Entwicklung im großen ganzen entsprechend. Die folgenden Abbildungen zeigen einige veraltete *Laschenstöße*. In Abb. 148 ist die Laschenbreite auf den beiden Seiten des Stegbleches verschieden gewählt, damit sich die Schweißzonen nicht überschneiden.

Bei Abb. 149 sind Laschen und Schweißnähte dem Verlauf der Biegungsspannungen angepaßt. Über Spannungszustand und Formänderungen in Laschenstößen vgl. E. HÖHN: Die Sicherung geschweißter Nähte. Berlin 1929.

Abb. 150 zeigt einen der wenigen im Brückenbau ausgeführten *Kreuzstöße*. Der Träger IP 80 ist am Stoß nach der schraffierten Linie abgeschnitten. Neben der Platte = 240 · 50, die dem Kreuzstoß des Steges dient, sind noch 4 Steglaschen = 180 · 25 ausgeführt. Die Flansche des Trägers sind durch sehr kräftige Laschen = 115 · 60 gedeckt. Die aufgeschweißten Verstärkungsplatten sind an anderer Stelle gestoßen. Der Kreuzstoß hat im Brückenbau keine größere

² SCHAECHTERLE, K.: Abh. internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau 2 (1933—1934) S. 349. und Schlußbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1938, S. 305.

Bedeutung erlangt, er hat sich jedoch im Hochbau gut bewährt. Der Kreuzstoß im Stegblech eines Dachbinders ist in Abb. 151 dargestellt. Als durchgesteckte Lasche dient ein $200 \cdot 12$, während die gewöhnlichen Stegblechsaussteifungen aus je 2 $90 \cdot 12$ bestehen. Die Gurtplatten $200 \cdot 18$ sind in einiger Entfernung davon gestoßen und mit Laschen $170 \cdot 12$ (außen) bzw. $2 = 75 \cdot 12$ (innen) gedeckt.

Da gerade Stumpfstoße wegen der geringen zulässigen Spannungen unwirtschaftlich waren, erfand man als Ausweg (gegenüber den Vorschriften) die Stoße mit vergrößerter Schweißnahtlänge. Abbildung 152 zeigt einen Stoß mit eingesetzten Laschen, die so dick sind, daß sie auch mit Kehlnähten angeschlossen werden können. Bei solchen plötzlichen Querschnittsvergrößerungen sind natürlich erhebliche Spannungstörungen unvermeidlich. Der sog. Schwalbenschwanzstumpfstoß (Abb. 153) unterscheidet sich nur noch durch die größere Nahtlänge von der natürlichen Lösung.

Ohne Laschen stumpf gestoßen wurden z. B. schon im Jahre 1935 die Stegbleche der Ziegelgrabenbrücke³. Um das Stegblech voll ausnutzen zu können, wurden hier für den Stumpfstoß besonders hochwertige Schweißdrähte benutzt. Dieser Ausweg war damals noch möglich, da für die Bemessung nur die

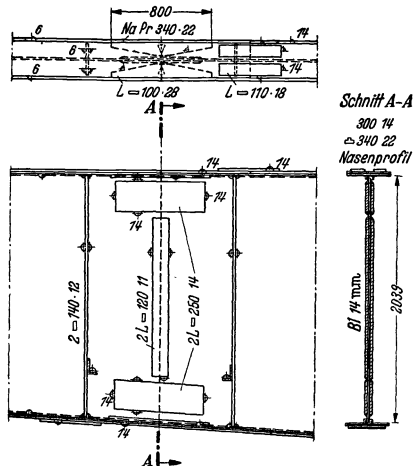


Abb. 149. Werkstattstoß der Allerbrücke bei Verden (1932). Nach H. GORTFELDT: Bauingenieur 16 (1935) S. 256.

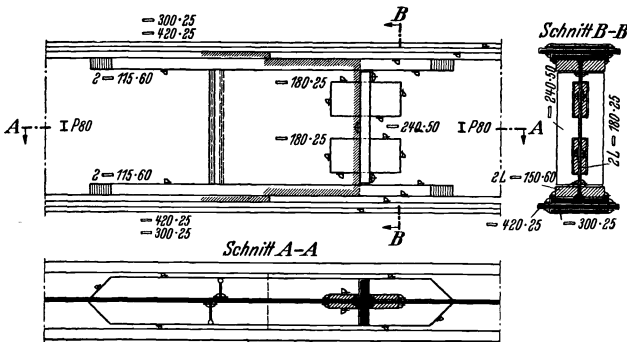


Abb. 150. Kreuzstoß eines I P 80 in einer Eisenbahnbrücke. Nach LEOPOLD: Bautechnik 11 (1933) S. 426.

Spannung in der Schweißnaht maßgebend war, während auf die Veränderungen in dem verschweißten Werkstoff keine Rücksicht genommen wurde. Nach den 1935 eingeführten Vorl. Vorschriften wäre dies nicht mehr möglich gewesen, da seither die Spannung im „gestoßenen Bauteil, da wo Stumpfnahte angeordnet sind“, nachzuweisen ist. Die X-Nähte haben hier besonders großen Öffnungswinkel (150°),

³ SEGER, A.: Z. VDI 79 (1935) S. 1174. — BRÜCKNER, K.: Bautechnik 15 (1937) S. 50.

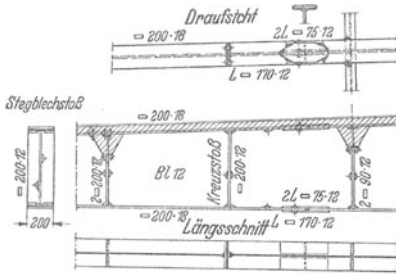


Abb. 151. Stegblechstoß eines Dachbinders (Kreuzstoß). Nach E. ACKERMANN: Bauingenieur 14 (1933) S. 499.

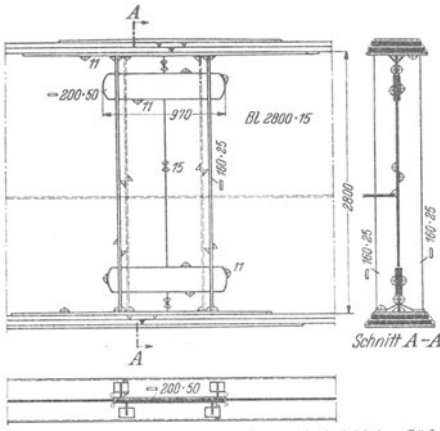


Abb. 152. Eisenbahnkreuzungsbauwerk bei Mainz-Süd (1934). Nach G. SCHAPER: Eiserne Brücken, S. 63 u. Bautechnik 16 (1938) S. 654.

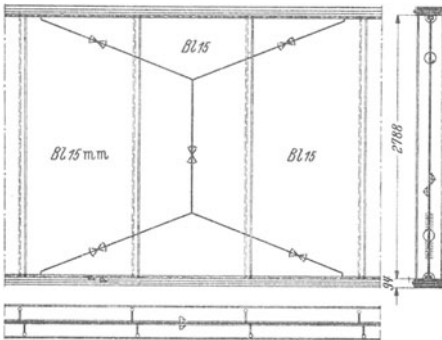


Abb. 153. Schwalbenschwanzstoß der Ruhrbrücke Wetter (1933). Nach H. WITT: Elektroschweißung 6 (1935) S. 47.

die fertigen X-Nähte wurden mit Schmirgelmaschinen abgeschliffen. Die Wulstflachstähe der Gurtungen laufen ungestoßen auf die ganze Länge der Brücke durch. Die rd. 53 m langen Hauptträger wurden in der Werkstatt in einer Drehvorrichtung fertig geschweißt und mit besonderen Eisenbahnwagen zur Baustelle gefahren.

Heute hat der gerade Stumpfstoß des Stegbleches, ohne jede Verstärkung, jedoch in bester Ausführung (d. h. mit nachgeschweißter Wurzel und bearbeiteten Schweißnähten) allgemein den ihm zukommenden Platz erobert. Auch vollwandige Eisenbahnbrücken dürfen so ausgeführt werden, die als Maß der Anstrengung benutzte Hauptspannungen dürfen dafür in der Stumpfnaht den Wert σ_{zul} erreichen.

4. Gesamtstoß.

Nach diesen Erläuterungen sind die folgenden Beispiele von Gesamtstößen der für die Entwicklung wichtigsten Bauwerke ohne weiteres verständlich.

Veraltete Stöße. Abb. 154 zeigt den Gesamtstoß bei der Eisenbahnbrücke über den Strelasund (1936), deren Balken über 5 Öffnungen von 54 m Stützweite durchlaufen⁴, Baustoff St 37. Bei Abb. 154 a (Lösung der Firma DÖRNEN) ist das Stegblech im Stoßbereich von 15 auf 40 mm verstärkt. Bei Abb. 154 b (Lösung der Firma KRUPP) ist die Stegblechdicke gleichmäßig 15 mm. Das 1500 mm lange eingelegte Stegblechstück wurde vorgekrümmt eingeschweißt, so daß es sich durch die Schrumpfung der V-Nähte eben zog. Für den Stoß der Gurtungen sind in beiden Lösungen eine Reihe von Laschen be-

⁴ BRÜCKNER, K.: Bautechnik 15 (1937) S. 336. — SCHAPER, G.: Bauing. 18 (1937) S. 580 und Elektroschweißung 8 (1937) S. 2.

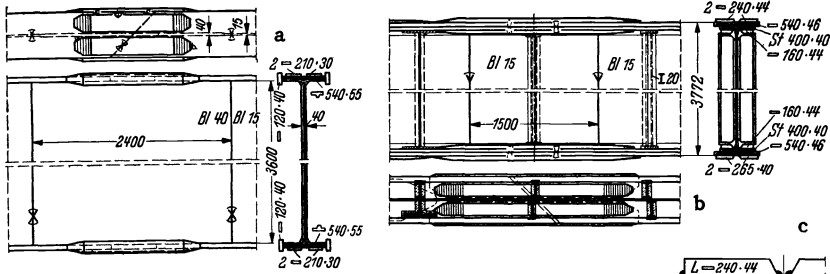


Abb. 154. Stoß der Strelasundbrücke (1936). a) Ausführung der Firma DÖRZEN, b) und c) Ausführung der Firma KRUPP. Nach G. SCHAPER: Bauingenieur 18 (1937) S. 580.

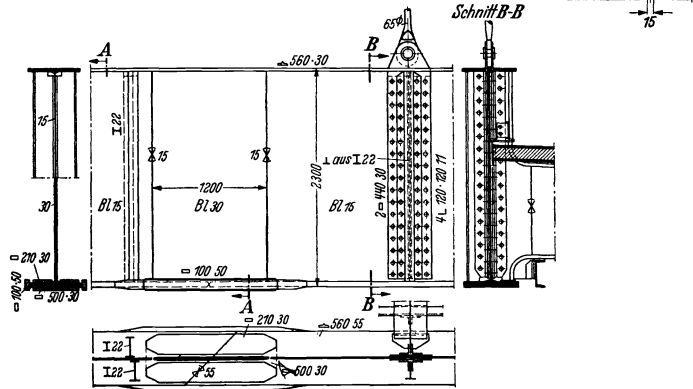


Abb. 155. Baustellenstoß der Lechbrücke bei Augsburg (1937). Nach R. BURGER: Bautechnik 16 (1938) S. 23.

nutzt, die an den Enden verjüngt wurden. Abb. 155 stellt den Baustellenstoß des Versteifungsbalkens bei der Reichsautobahnbrücke über den Lech⁶ bei Augsburg-Gersthofen dar, eines Stabbogens von 93,5 m Stützweite, Baustoff St 37, Baujahr 1937. Das Stegblech ist hier an der Stoßstelle verstärkt, im Untergurt Laschendeckung zusätzlich zum schrägen Stumpfstoß, der Obergurt ist an anderer Stelle gestoßen.

Moderne Stöße. Abb. 156 gibt den Hauptträgerstoß der Reichsautobahnbrücke bei Hattenheim⁶

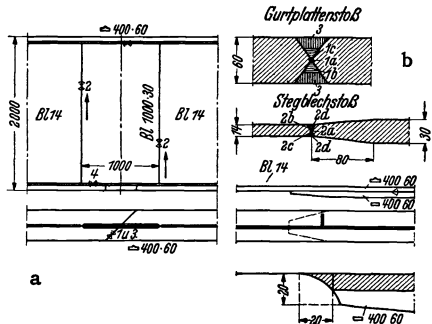


Abb. 156. Reichsautobahnbrücke bei Hattenheim. a) Hauptträgerstoß mit Schweißfolge, b) Ende der Verstärkungsplatte. Nach I. ZILLINGER: Bautechnik 17 (1939) S. 471 u. 505.

⁶ BURGER, R.: Bautechnik 16 (1938) S. 21. — SCHAPER, G.: Elektroschweißung 8 (1937) S. 4.
⁶ ZILLINGER, I.: Bautechnik 17 (1939) S. 469 u. 501.

(1938). Die Hauptträger dieser Brücke haben 42,65 + 37,61 m Stützweite und sind im Grundriß kreisförmig gekrümmt, Baustoff St 37. Die Ziffern in Abb. 156a bezeichnen die Reihenfolge der Schweißung. Die Bearbeitung der Enden der aufgeschweißten Verstärkungsplatte sowie der Schweißnähte ist in Abb. 156b dargestellt. Die Laschen in Steg und Gurt sind bei diesem Bauwerk verschwunden, die einzige Abweichung vom homogenen Träger ohne Spannungsstörung ist die Stegblechverstärkung im Stoßbereich. Ob der Zweck einer teilweisen Entlastung der Stumpfnähte in den Gurtplatten auch bei den verhältnismäßig kurzen Stegverstärkungen in nennenswertem Maße erreicht wird, muß dahingestellt bleiben.

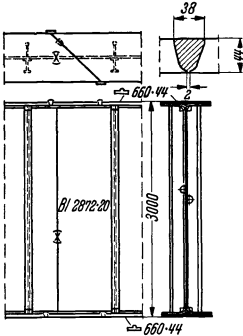


Abb. 157. Stoß der Reichsautobahnbrücke bei Rüdersdorf (1936). Nach G. SCHAPER: Bauingenieur 18 (1937) S. 577.

Abb. 157 gibt schließlich den Stoß der Reichsautobahnbrücke bei Kalkberge (1936). Die Stützweiten der durchlaufenden Balken betragen 53,3 + 66,7 + 66,7 + 53,3 m, Baustoff ist St 52. Diese Stoßverbindung⁷ unterscheidet sich bei bester Ausführung äußerlich und auch in ihrer statischen Festigkeit nicht mehr von dem ungestoßenen

Träger, lediglich die Dauerfestigkeit ist noch etwas niedriger. Die Vorteile der Stumpfschweißung sind bereits voll genutzt, nach heutigen Anschauungen

würde man nur noch den schrägen Stoß durch eine normale Naht ersetzen.

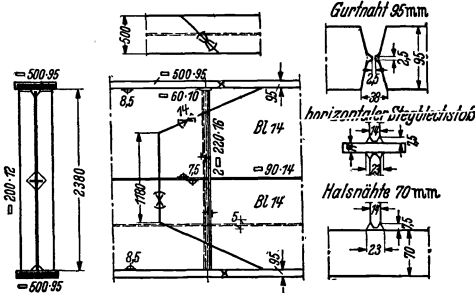


Abb. 158. Savebrücke bei Agram, Gesamtstoß. Nach J. EREGA: Bauingenieur 22 (1941) S. 2.

Eine bemerkenswerte Lösung ist bei einer Ausführung in Kroatien gewählt worden (Abb. 158). Das Stegblech dieser über 4 Öffnungen von rd. 55 m Stützweite durchlaufenden Brücke⁸ hat mit Rücksicht auf die Blechabmessungen einen mittleren Längs-Kreuzstoß erhalten, Baustoff ist St 44.

Die Stoßausbildung von geschweißten Stahlbauten

hängt davon ab, ob es sich um Werkstatt- oder Baustellenstöße handelt. Da in der Werkstatt bessere Hilfsmittel zur Verfügung stehen, wird man die Baustellen-

schweißung möglichst einschränken. Abb. 159 zeigt die Aufteilung eines 63 m langen Balkens. Die Träger wurden in Stücken von 38 bzw. 25 m Länge zur Baustelle angeliefert, wo nur die mit „B“ bezeichneten Stöße geschweißt wurden. Die Baustellenstöße sind als Tulpenstöße ausgeführt, um Überkopfschweißung zu vermeiden⁹.

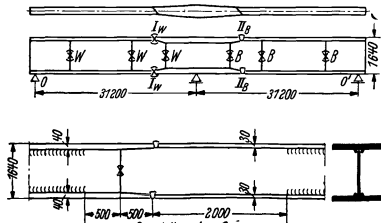


Abb. 159. Stoßanordnung. Nach K. SCHMIDT: Elektroschweißung 7 (1936) S. 187/188.

Zur Vermeidung von Baustellenstößen sind schon Träger bis 63 m Länge und 105 t Gewicht in der Werk-

⁷ TISCHER, W.: Z. VDI 80 (1936) S. 1205. — SCHAPER, G.: Bauing. 18 (1937) S. 577 und Elektroschweißung 8 (1937) S. 3.

⁸ ROß, M.: Schweiz. Bauztg. 115 (1940) S. 247. — EREGA, J.: Bauing. 22 (1941) S. 1.

⁹ SCHMIDT, K.: Elektroschweißung 7 (1936) S. 187.

statt fertig geschweißt und als Ganzes mit der Eisenbahn zur Baustelle gefahren worden¹⁰. In Dreh- und Wälzvorrichtungen sind auf der Baustelle teilweise sehr lange Träger geschweißt worden, z. B. beim Bau der Elbebrücke Dömitz solche von 130 m und etwa ebenso lange Trägerstücke bei der Strelasundbrücke¹¹.

Es sind jedoch auch schon durchlaufende Vollwandbalken beim öffnungsweisen Vorbau ohne Gerüste geschweißt worden, so z. B. bei der Straßenbrücke über den Götaälv bei Gotenburg (Schweden)¹², deren Öffnungen bis 42 m Stützweite besitzen. Die Träger wurden in etwa 40 m langen Stücken durch einen Schwimmkran eingesetzt und nach Einbau aller Teile miteinander verschweißt. Die Hauptträger waren dabei durch die aus Abb. 160 zu ersiehenden sog. *Fensterlaschen* behelfsmäßig verschraubt. Da die Laschen noch durch L-Stähle versteift sind, werden die zu verschweißenden Hauptträgerteile fest gegeneinander verspannt, so daß die Schweißarbeiten ohne Behinderung durchgeführt werden können. Durch die Ausparungen in den Laschen kann auch der größte Teil der Stegblechnaht geschweißt werden, bevor die Laschen abgenommen werden müssen. Man beachte ferner die Angaben über die Vorbereitung der Tulpennähte für die Nasenprofile in Ober- und Untergurt.

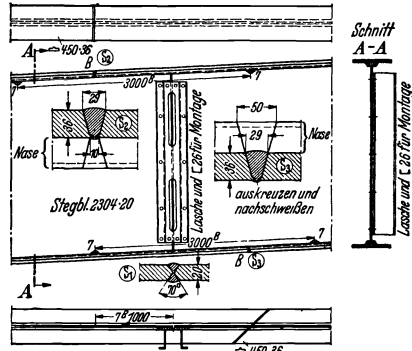


Abb. 160. Fensterlaschen für Baustellenstoß. Nach V. HASSELBLAD u. D. FUCHS: Bautechnik 17 (1939) S. 361.

Die Angaben über die Vorbereitung der Tulpennähte für die Nasenprofile in Ober- und Untergurt.

5. Aussteifungen.

Geschweißte Vollwandtragwerke bedürfen selbstverständlich der gleichen sorgfältigen Aussteifung gegen Ausbeulung des Stegbleches und Kippen der Gurtungen wie genietete Tragwerke. Außerdem sind die Verwerfungen beim Schweißen klein zu halten und der versteifte Träger muß instande sein, die mit den unvermeidlichen kleinen Verwerfungen und Verbiegungen verbundenen Zusatzkräfte sicher aufzunehmen.

Für die *Stegblechversteifung* wurden seither verhältnismäßig enge lotrechte Steifen bevorzugt, wobei ästhetische Gründe mitbestimmend waren. Auch dicht gesetzte lotrechte Aussteifungen sind jedoch als Versteifung sehr viel weniger wirksam als Längssteifen oder ein Rost von Längs- und Quersteifen. Die zu fordernde Stabilität kann in manchen Fällen kaum durch lotrechte Aussteifungen allein erreicht werden, wenn nicht ein unwirtschaftlich dickes Stegblech ausgeführt werden soll.

Da die Dauerfestigkeit durch den Einbrand von beiden Seiten vermindert wird, werden die Aussteifungen bzw. die Schweißnähte auf den beiden Seiten des Stegbleches etwa nach Abb. 161 versetzt. Zur Verminderung von Schrumpfungen und Schrumpfspannungen in der Richtung der Steifen werden für die Verbindung nur leichte Kehlnähte benutzt. Die Aussteifungen werden dabei meist schon vor der Herstellung der Hauptnähte auf das Stegblech aufgeschweißt. Die Schrumpfspannungen an den lotrechten Aufsteifungen sind von O. GRAF¹³

¹⁰ SCHAPER, G.: Bautechnik 13 (1935) S. 36. — BRÜCKNER, K.: Bautechnik 15 (1937) S. 79. — DÖRNEN, A.: Schlußbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1938, S. 373.

¹¹ SCHAPER, G.: Bautechnik 15 (1937) S. 3. — BRÜCKNER, K.: Bautechnik 15 (1937) S. 338.

¹² HASSELBLAD, V. u. D. FUCHS: Bautechnik 17 (1939) S. 359.

¹³ GRAF, O.: Versuche und Feststellungen zur Entwicklung der geschweißten Brücken. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 11. Berlin 1940.

verfolgt worden. Bei dem untersuchten Arbeitsgang (erst wurden die Steifen festgeschweißt, dann die Hauptnähte) traten in den Steifen und in den benachbarten Stegblechstreifen erhebliche Schrumpfspannungen auf. Liegen die

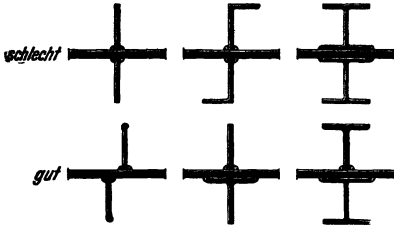


Abb. 161. Stegblechsaussteifungen.

Aussteifungen schon vor dem Ziehen der Hauptnähte an den Gurtungen an, dann wird Schrumpfung und Querverbiegung beim Verschweißen der Gurtplatten durch die Aussteifungen behindert. In den Gurtplatten ergaben sich dabei in der Längsrichtung wellenförmige Verbiegungen um 1 bis 2 mm, in der Querrichtung um etwa 0,25 mm (Abb. 162). In den Gurtplatten müssen somit ganz erhebliche Biegunsspannungen nach beiden Richtungen

vorhanden sein, was im Zusammenhang mit der Rissegefahr Bedeutung erlangen kann. Die Aussteifungen haben bei den untersuchten Verhältnissen Druckspan-

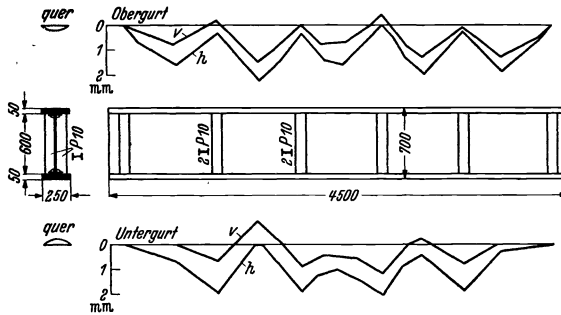


Abb. 162. Verformung der Gurte beim Schweißen (schematisch nach O. GRAF).

nungen von der Größenordnung der Fließgrenze erfahren. Die Tragfähigkeit der Balken beim Biegeversuch wurde jedoch durch diesen ungünstigen Spannungszustand offenbar nicht merklich geändert, weil trotzdem rechnerische Bieugungsspannungen von 5,0 bis 5,4 t/cm² erreicht wurden. Die Tragfähigkeit war trotz sehr strenger Prüfbedingungen durch die starken eintretenden Verformungen begrenzt und nicht etwa durch die Zugfestigkeit des Untergurtes. War beim Schweißen der Hauptnähte zwischen den Enden der Aussteifung und deren Gurtungen genügend Spielraum vorhanden, so erreichten die Schrumpfspannungen in den Steifen nach diesen Versuchen nur viel kleinere Werte.

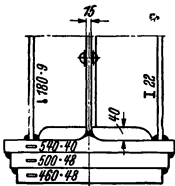


Abb. 163. Gurtaussteifung. Nach K. BRUCKNER: Bautechnik 15 (1937) S. 49.

Bei den genieteten I-Querschnitten wirkt neben den Aussteifungen auch die nicht zu unterschätzende Steifigkeit der beiden Gurtwinkel dem Kippen und der Querverbiegung der Gurtungen entgegen. Schenkelbreite und Dicke der Gurtwinkel werden dabei um so größer gewählt, je größer der Trägerquerschnitt ist. Bei den geschweißten Trägern hängen dagegen die oft sehr schweren Gurtungen (es sind bis 660 mm Breite bzw. 95 mm Dicke ausgeführt) allein an den Hauptnähten, deren Stärke ja durch die Stegblechdicke begrenzt ist. Bei geschweißten Trägern werden daher besonders sorgfältige seitliche Gurtversteifungen ausgeführt. Abb. 163 zeigt die Aussteifung der 3,6 m hohen Stegbleche der festen Eisenbahnbrücke am Ziegelgraben. Die Aussteifungen sind hier (1935) noch an beiden Gurten angeschweißt, allerdings sind dabei bereits Quernähte vermieden worden.

Entsprechend dem Ergebnis der Dauerversuche forderte schon die erste Ausgabe der Vorl. Vorschriften für Gurtungen mit Zug- bzw. Wechsellastspannungen in der Rundung scharf eingepaßte Plättchen, die durch Heftschiweißung gegen Herausfallen gesichert wurden. Nur in Gurtungen, die ausschließlich Druckspannungen aufzunehmen haben, verschweißte man die Aussteifungen mit den Gurtplatten. Heute wird im Brückenbau auch dies vermieden, nach der 2. Ausgabe der Vorl. Vorschriften werden Aussteifungen und Trägeranschlüsse aus den erwähnten Gründen nicht mehr mit den Gurten verschweißet. Die Dicke der Ausgleichplättchen soll mindestens 30 mm betragen, damit ihre Verkrümmung und Schrumpfung beim Verschweißen mit der Steife nicht mehr stört. Die Aussteifungen und Anschlüsse werden dabei so ausgeschnitten, daß die Hauptnaht frei bleibt (Abb. 164). Schon früher wurden ähnliche Ausschnitte ausgeführt, um Überschneidungen der Schweißnähte zu vermeiden. Eine gewisse Schwächung des Trägers wird natürlich auch bei Ausführung von eingepaßten Plättchen und Unterlassung der unmittelbaren Verschweißung der Aussteifung mit dem Gurt nicht vermieden. Die querverlaufenden Kehlnähte am Stegblech wirken nämlich grundsätzlich ebenfalls als Kerben, wenn auch weniger stark als Nähte am Gurt. Dies gilt besonders für hohe Träger, bei denen die Stegblechspannung am Beginn der Heftnähte für die Aussteifungen nur wenig niedriger ist als in den Gurtungen. Man vgl. einen Versuch, den O. GRAF [Bauingenieur 19 (1938) S. 529] beschreibt.

Im Hochbau fallen die besprochenen Zusammenhänge im allgemeinen nicht so schwer ins Gewicht, und es bestehen in den meisten Fällen keine Bedenken, die Aussteifungen unmittelbar mit den Gurtungen zu verschweißen. Die Überschneidung der Schweißnähte und deren zu starke Häufung ist jedoch auch hier besser zu vermeiden.

Versuche über die Tragfähigkeit von Vollwandbalken:
 SCHREINER, K.: Stahlbau 11 (1938) S. 156. — ALBERS, K.: Stahlbau 12 (1939) S. 97. — BERNHARD, J. M.: Stahlbau 13 (1940) S. 25.

C. Vollwandtragwerke und Rahmen.

1. Bogentragwerke und Stabbogen.

Die eigentlichen Bogentragwerke bieten gegenüber den geraden biegesteifen Vollwandträgern wenig besonderes. Dagegen gehören die Anschlüsse der zweiwandigen Stabbogen an die einwandigen Versteifungsbalken, wie sie bei den zwei größten geschweißten Brücken der Reichsautobahn ausgeführt wurden, mit zu den interessantesten Konstruktionen, die bisher geschweißt wurden.

Bei der Reichsautobahnbrücke am Kaiserberg bei Duisburg (Abb. 165) ist das Stegblech am Ende des Versteifungsbalkens auf 50 mm verstärkt und soweit vergrößert, daß es durch besondere Querbleche mit den beiden Stegen des

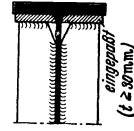


Abb. 164. Aussteifung mit scharf eingepaßten Plättchen. Nach den Vorl. Vorschriften.

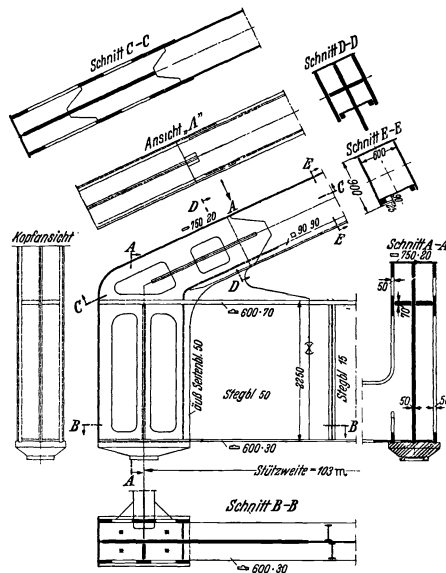


Abb. 165. Nach G. SCHAPER: Bauing. 18 (1937) S. 578.

kastenförmigen Stabbogens verbunden werden kann. Große durchbrochene Eckbleche umfassen den ganzen Endknoten von innen und außen, so daß eine starre Verbindung hergestellt ist. Die Brücke am Kaiserberg ist mit 103 m Stützweite derzeit die am weitesten gespannte, ganz geschweißte Brücke der Welt.

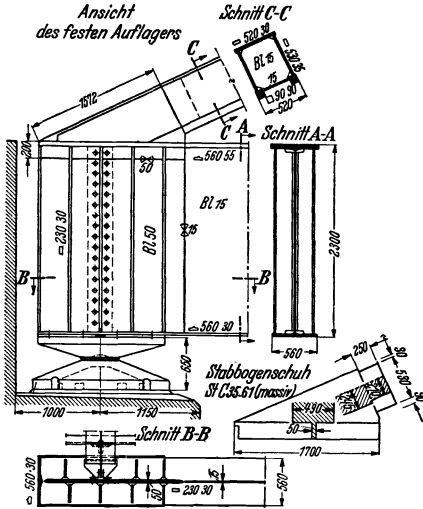


Abb. 166. Nach R. BURGER: Bautechnik 16 (1938) S. 23.

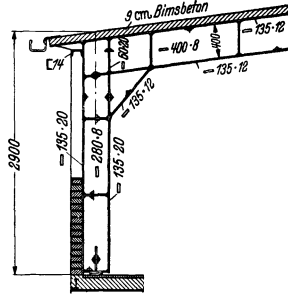


Abb. 168. Dachbinder. Nach K. MIESEL: Stahlbau 9 (1936) S. 135

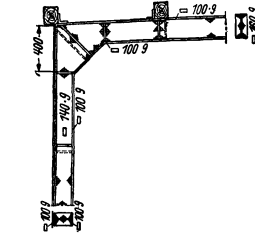


Abb. 169. Nach WENZL: Bautechnik 14 (1936) S. 174.

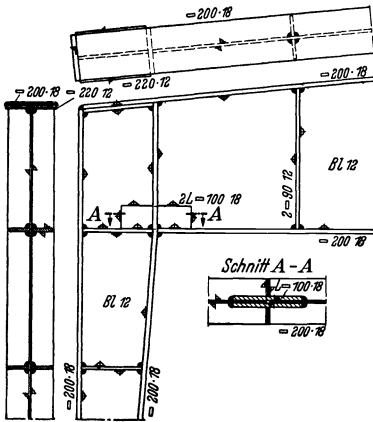


Abb. 167. Dachbinder. Nach E. ACKERMANN: Bauingenieur 14 (1933) S. 499.

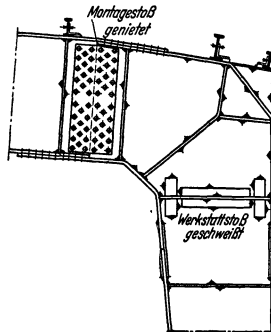


Abb. 170. Nach F. ZOEPKE: Bauingenieur 13 (1932) S. 301.

Bei der 2 Jahre später erbauten *Lechbrücke* der Reichsautobahn bei Augsburg (Abb. 166) ist an dem Endknotenpunkt zur Erleichterung und Verminderung des Umfanges der Schweißarbeiten ein massives Formstück aus Schmiedestahl benutzt worden. Dieses in Abb. 166 besonders herausgezeichnete Schmiedestück nimmt die Kräfte aus dem Stabbogen auf und leitet sie in den Versteifungsbalken über. Es ist für diesen Zweck mit einem 50 mm starken Ansatz versehen, der durch

einen Schlitz im Obergurt des Versteifungsbalkens reicht und mit dem auf 50 mm Dicke verstärkten Stegblech verschweißt ist.

2. Rahmentragwerke.

Bei den Rahmenecken werden die großen Vorteile der geschweißten Bauweise, die auch sehr verwickelte Formen ohne besondere Schwierigkeiten auszuführen

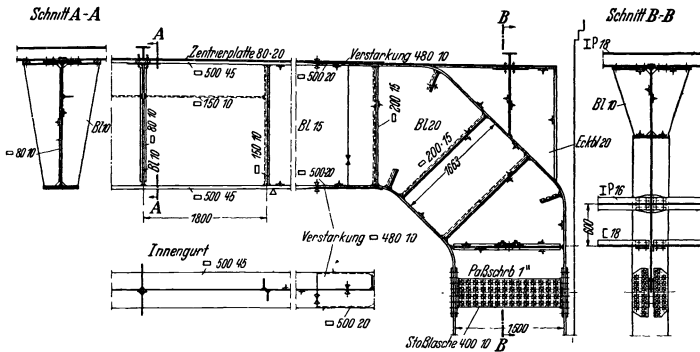


Abb. 171. Nach G. KNIPP: Bauingenieur 20 (1939) S. 191.

gestattet, am besten sichtbar. Die Abb. 167 bis 169 beziehen sich auf leichte Rahmen aus dem Gebiete des Stahlhochbaues, mit Querschnitten, die aus Breitflächstähen zusammengesetzt sind. In dem Beispiel Abb. 167 läuft der Pfosten mit seinem vollen Querschnitt bis zur Oberkante des Riegelstegbleches durch, er ist oben mit einer liegenden Platte abgeschlossen. Der Riegel des Rahmens stößt stumpf gegen den Stiel und ist mit Kehlnähten angeschlossen, nur die Obergurtplatte ist verlängert und von oben

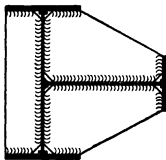


Abb. 172.

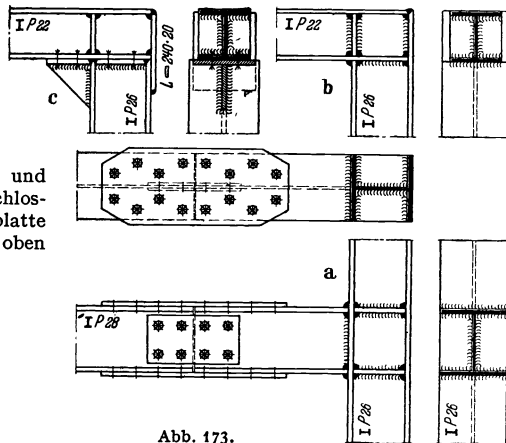


Abb. 173.

her mit der erwähnten Abschlußplatte verschweißt. Auf diese Weise wurde Überkopfschweißung auf der Baustelle vermieden.

Die umgekehrte Anordnung finden wir bei Abb. 168. Hier ist der Riegel auf den Stiel und die daran angeschweißte Konsole aufgesetzt, nur die äußere Gurtplatte des Stieles läuft bis zur Riegeloberkante durch. Da die Rahmen in der Werkstatt fertiggestellt werden konnten, waren Überkopfschweißungen nicht notwendig.

Die Ecke eines Rahmenbinders für kleine Belastung zeigt Abb. 169. Wegen der geringen Länge der Rahmenstäbe sind hier die Gurtplatten ohne Stoß wie erforderlich gebogen worden, das Stegblech hat Kreuzstoß beiderseits der Ecke.

Rahmenecken von Stahlhochbauten mit großer Belastung sind in den Abb. 170 und 171 dargestellt. Beide Konstruktionen weisen geschweißte Werkstattstöße auf, bei der älteren Ausführung sind Stegblech und Gurtplatten noch mit Laschen gedeckt, während die neuere gerade Stumpfstöße aufweist. Die Baustellenstöße sind genietet bzw. mit Paßschrauben verbunden.

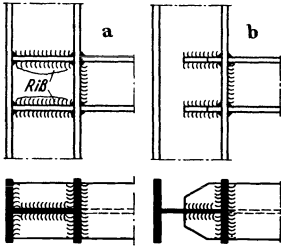


Abb. 174. Nach K. KLÖPPEL: Stahlbaukalender 6 (1940) S. 428.

Biegesteife Rahmen in zwei Ebenen können, wie der Querschnitt Abb. 172 zeigt, leicht in ihren Stielen verbunden werden.

Im Stahlskelettbau, der in besonders großem Umfang I- und IP-Träger

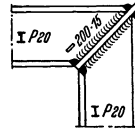


Abb. 175.

als Bauglieder verwendet, werden biegesteife Verbindungen auf einfachste Weise hergestellt. Zum Beispiel in Abb. 173a ist der Unterzug an der durchgehenden Stütze mittels Kehlnähten festgeschweißt, während die Rahmenecke (Abb. 173b und c) durch einfache Auflagerung und Verschweißung des Trägers auf der Stütze entsteht, wobei der überstehende äußere Flansch der Stütze oder eine besondere Lasche zur Aufnahme der Zugkräfte dient.

Die Flansche der biegesteif verbundenen Träger müssen natürlich entsprechend ausgesteift wer-

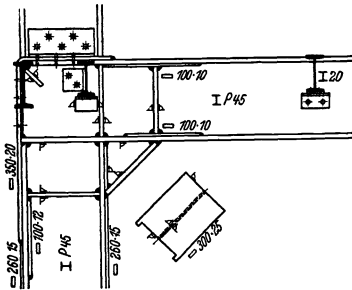


Abb. 176. Nach O. SUDERGATH: Bauingenieur 17 (1936) S. 516.

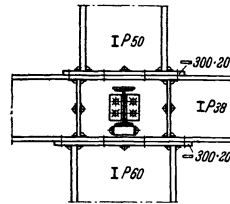


Abb. 177. Nach O. SUDERGATH: Der P-Träger 9 (1938) S. 39.

den. Zur Vereinfachung der Arbeit werden derartige Rahmenecken meist in der Werkstatt fertig geschweißt und die Unterzüge in der Gegend des Momentennullpunktes mit einem geschraubten Stoß verbunden.

Beim Einschweißen der Aussteifungen zwischen den Flanschen der verbundenen Träger treten besonders im Steg sehr hohe Schrumpfspannungen auf, die manchmal zu Rissen geführt haben, vor allem wenn der Werkstoff größere Verunreinigungen an P und S aufwies. Die Schrumpfspannungen werden erheblich vermindert, wenn statt der vollen Stege (Abb. 174a) nur Eckbleche (Abb. 174b) eingeschweißt werden, eine Ausführung, die weniger Schweißarbeit erfordert und in den meisten Fällen ausreichen dürfte [vgl. K. KLÖPPEL: Stahlbaukalender 6 (1940) S. 428].

Der Kreuzstoß eines kleinen Stützrahmens ist in Abb. 175 dargestellt. Stiel und Riegel bestehen aus Trägern IP 20, die an der Rahmenecke aufgeschlitzt und mittels eines durchgestreckten Flachstabes $200 \cdot 15$ kreuzförmig gestoßen sind. Zur Feststellung der Tragfähigkeit von Stößen und Anschlüssen der in Abb. 173 und 175 dargestellten Art sind bereits 1931 umfangreiche Versuche durch-

geführt worden¹. Von den weiteren Versuchen sei hier nur auf die von F. KÖRBER und M. HEMPEL² verwiesen.

Schließlich seien noch Beispiele von Rahmenecken aus dem Hochbau gegeben, bei denen gleichzeitig ein Stoß der Stützen ausgeführt ist. Die Ecke in einem aus IP 45-Trägern gebildeten Rahmen zeigt Abb. 176. In dem Knotenpunkt Abb. 177 läuft der Unterzug durch, an die Stützen sind Platten angeschweißt, die eine Verschraubung leicht ermöglichen. Diese Verbindung setzt voraus, daß die Verbindungsschrauben keine größeren Zugkräfte aufzunehmen haben. Eine biegesteife Eckverbindung mit großem Unterschied in den Stützenquerschnitten gibt Abb. 178.

Sehr vielseitige Anwendungen bieten sich der Schweißtechnik zur Herstellung von Trägern mit stark veränderlicher Höhe, der Querrahmen in Brücken usw.

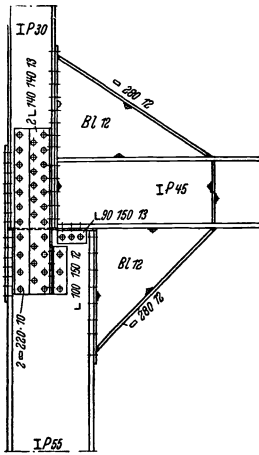


Abb. 178. Nach O. SUDERGATH: Der P-Träger 9 (1938) S. 43.

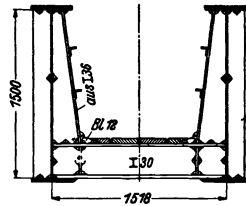


Abb. 179. Nach A. MASSENBERG: Bauingenieur 12 (1931) S. 705.

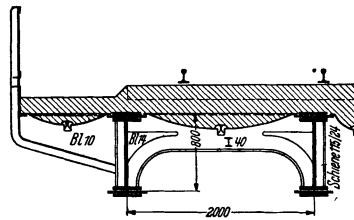


Abb. 180. Nach LEOPOLD: Bautechnik 11 (1933) S. 426.

Beispiel Abb. 179 gibt den unter Benutzung von IP-Trägerabschnitten gestalteten Querschnitt einer Kohlenabsturzbrücke. Dieser 183 m lange Brückenzug weist Öffnungen bis zu 15 m Stützweite auf. Den Querschnitt einer der ersten deutschen Eisenbahnbrücken zeigt Abb. 180. Der Querrahmen besteht aus Trägern I 40, bei denen der Steg aufgeschlitzt und der Oberflansch abgebogen wurde, um mit einem eingesetzten Stegblech in der neuen Form wieder verbunden zu werden. Der Hauptträgerstoß dieses Bauwerkes wurde bereits in Abb. 150 gezeigt.

Zu erwähnen sind noch die geschweißten *Rahmenträger*. Abb. 181 b gibt einen Ausschnitt aus dem 25 m weit gespannten Rahmenträger der im Jahre 1933 erbauten Stellwerkbrücke in Stendal. Das Grundprofil IP 55 ist an den Ecken aufgeschlitzt und unter Einfügung von Blechstücken auf kunstvolle Weise verschweißt.

Eine besondere Entwicklung nahmen, wie schon erwähnt, die Rahmenträgerbrücken in Belgien, wo Vierendeelträger bis zu Stützweiten von 90 m geschweißt wurden³. Abb. 182 gibt die schematische Darstellung des unteren Knotenpunktes eines Rahmenträgers. Die verwickelten Knotenpunkte der Rahmenträger lassen

¹ SCHMUCKLER, H.: Stahlbau 4 (1931) S. 133.

² KÖRBER, F. u. M. HEMPEL: Verhalten von geschweißten und geschraubten Steiffknotenverbindungen bei ruhender und wechselnder Belastung. Mitt. K.-Wilb.-Inst. Eisenforschung, Düsseldorf 19 (1937), Abh. 336, S. 273. Enthält ausführliche Schriftumsangaben.

³ IHLENBURG: Bauing. 18 (1937) S. 521.

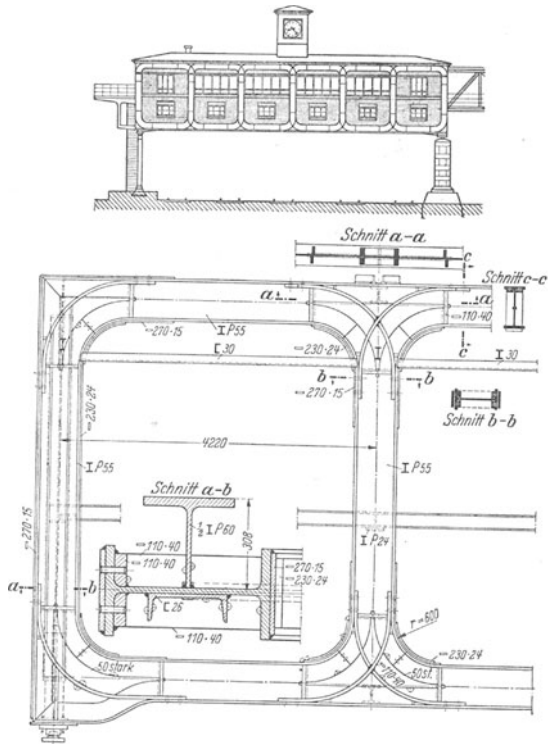


Abb. 181. Nach W. SCHRÖDER: Bauingenieur 12 (1931) S. 797.

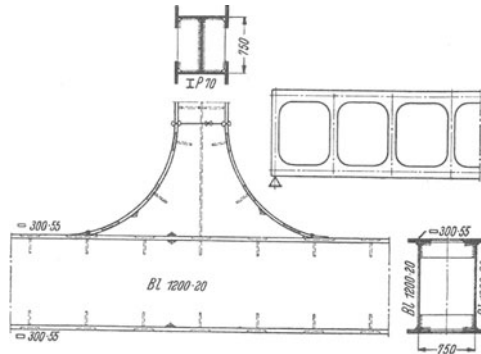


Abb. 182. Knotenpunkt der belgischen Rahmenträgerbrücken (schematisch).

sich mittels Schweißverbindungen verhältnismäßig leicht herstellen. Für die bei einigen Rahmenträgerbrücken eingetretenen Rückschläge⁴ dürften in erster Linie

⁴ SCHLEICHER, F.: Bauing. 19 (1938) S. 334. — RASBERGER: Bauing. 22 (1941) S. 288. Weitere Schriftumsangaben vgl. S. 1615.

die Schweißbedingungen sowie die verwendeten Werkstoffe verantwortlich zu machen sein, während das System des Tragwerkes dagegen nur geringeren Einfluß gehabt haben dürfte.

Die zum Abschluß dieser Betrachtung wiedergegebenen Vollwandtragwerke zeigen die Möglichkeiten, die sich gerade bei *schweren Rahmen* bieten. Abb. 183 stellt die geschweißten Zweigelenrahmen von der Unterführung der Ellerstraße

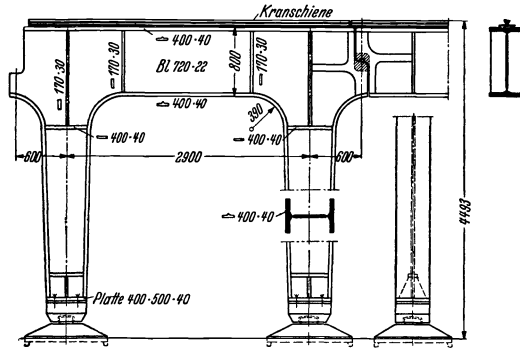


Abb. 183. Nach LEOPOLD: Bautechnik 12 (1934) S. 609.

in Düsseldorf dar. Im Personentunnel des Duisburger Hauptbahnhofes finden sich nebeneinander Zweigelenrahmen von 18 m Stützweite, die im Laufe mehrerer Jahre in verschiedenen Bauweisen ausgeführt wurden. Die ersten Rahmen wurden noch genietet, die späteren geschweißt, was eine Stahlersparnis von 26% des Gesamtgewichtes ermöglichte. Die beiden Bauweisen von Rahmenecken sind in Abb. 184 gegenübergerstellt.

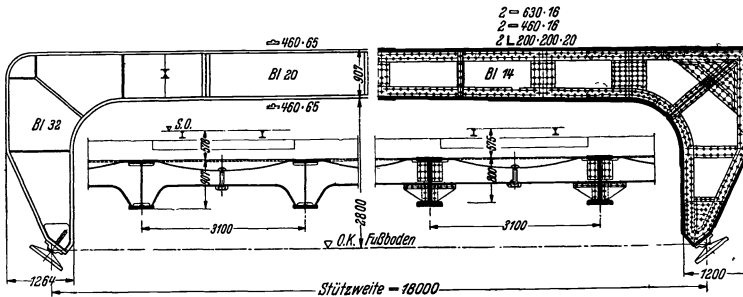


Abb. 184. Nach G. SCHAPER: Bauingenieur 18 (1937) S. 568.

Ein anderes Vergleichsbeispiel gibt G. SCHAPER für die einsteiligen Stützen der Brückenträger eines Kreuzungsbauwerkes. Hier fiel die Entscheidung zugunsten der geschweißten Ausführung, weil die genietete Bauweise, wie Abb. 185 zeigt, schon sehr schwer auszuführen war.

Über die statischen Verhältnisse der geschweißten Rahmenecken ist hier nichts Besonderes zu sagen, es gelten sinngemäß die in III B 5, S. 1602 besprochenen Zusammenhänge. Über die Ablenkkräfte in geschweißten Rahmenecken s. G. UNOLD: Stahlbau 4 (1931) S. 248. Von der großen Zahl der Versuche mit geschweißten Rahmenecken und biegesteifen Verbindungen seien weiter genannt:

GRÜNING, G.: Bauing. 18 (1937) S. 158 u. 19 (1938) S. 208. — MUNZINGER, F.: Stahlbau 10 (1937) S. 52.

* HASSELBLAD, V. u. D. FUCHS: Bautechnik 17 (1939) S. 367.

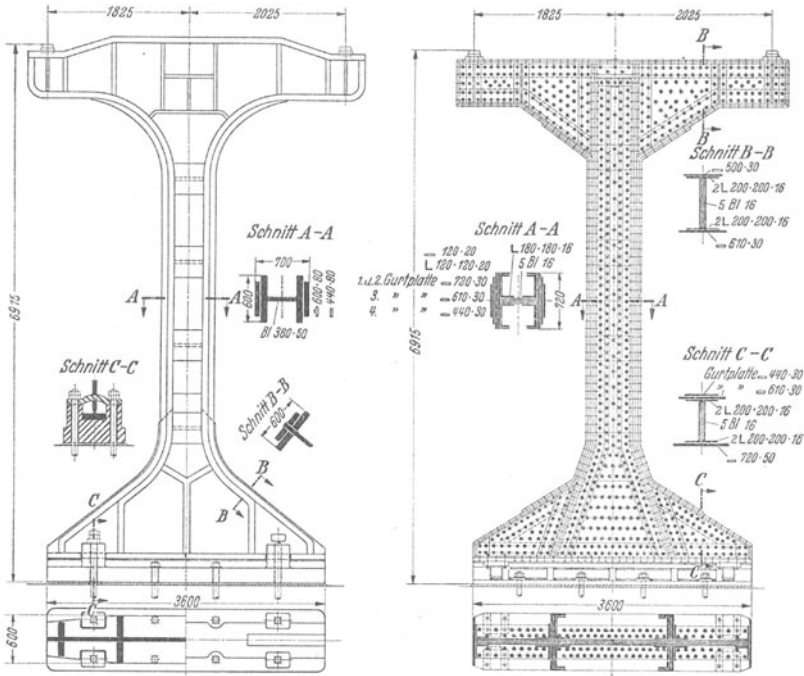


Abb. 185. Nach G. SCHAPER: Bauingenieur 18 (1937) S. 581.

3. Biegesteife Anschlüsse.

Mehrere rahmenähnliche biegesteife Anschlüsse wurden bereits unter 2. besprochen. Die nachfolgenden Beispiele beziehen sich auf den Fahrbahnrost von Brücken, wo durch Anwendung geschweißter Verbindungen oft eine große Vereinfachung der baulichen Gestaltung erreicht werden kann.

Abb. 186 zeigt den Längsträgeranschluß mit durchschießender Lasche am

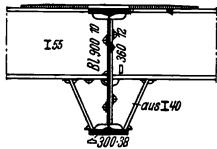


Abb. 186. Längsträgeranschluß mit durchschießender Lasche. Nach K. BRÜCKNER: Bautechnik 15 (1937) S. 49.

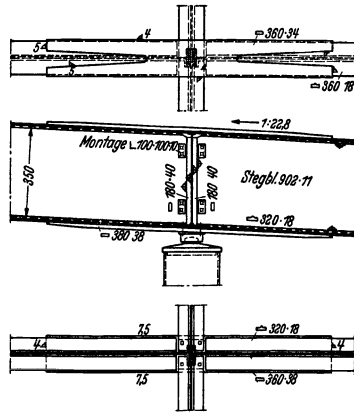


Abb. 187. Stoß der Nebenöffnungen bei der Straßenbrücke über den Götaälv in Gotenburg. Nach V. HASSELBLAD u. D. FUCHS: s. 4, S. 367.

Querträger der festen Eisenbahnbrücke am Ziegelgraben. Die Längsträger I 55 sind von links unmittelbar mit dem Querträger verschweißt, von rechts dagegen

mit einem Breitflachstahl, der zwischengelegt ist, um die Häufung der Schweißnähte in dem nur 10 mm dicken Stegblech des Querträgers zu vermeiden.

Die Kontinuitätslaschen zwischen den etwa 17 m weitgespannten Öffnungen in der Nordrampe der Straßenbrücke über den Götaälv in Gothenburg (Schweden⁴) sind in Abb. 187 dargestellt. Die unteren Laschen sind breiter als der Untergurt der zu verbindenden Träger, so daß sie von oben mit Flankenkehlnähten geschweißt werden konnten. Um die Schweißnähte an der oberen Lasche nicht ganz über Kopf schweißen zu müssen, sind die Laschen schwalbenschwanzförmig ausgeschnitten, damit weitere Anschlußmöglichkeiten geschaffen wurden. In der Strombrücke, deren Öffnungen bis zu 42 m weit gestützt sind, wurden die Querträger mit einer oberen durchschießenden Lasche verbunden, die durch einen Schlitz im Hauptträgerstegblech gesteckt ist (vgl. Abb. 188).

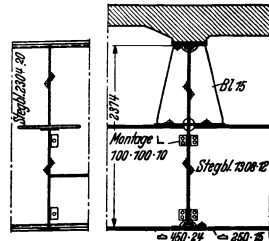


Abb. 188. Querträgeranschluß. Nach V. HASSELBLAD u. D. FUCHS: s. 4, S. 361/362.

Die Dauerfestigkeit von Längsträgeranschlüssen usw. bei Biegebelastung wird durch einige Versuche von O. GRAF⁴ beleuchtet (vgl. Abb. 189). Danach besitzt der Anschluß mit Stumpfnah auf der Zugseite eine höhere Schwellbiegefestigkeit σ_{Ub} als die Verbindung, bei der der Zugflansch mit Kehlnähten angeschlossen ist.

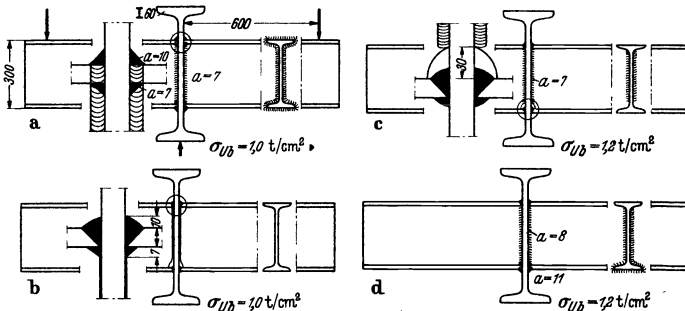


Abb. 189. Aus O. GRAF: Bauingenieur 19 (1938) S. 530.

D. Fachwerke.

1. Geschweißte Fachwerkkonstruktionen

sind für Dachbinder und ähnliche Bauglieder mit überwiegend ruhender Belastung in großer Zahl ausgeführt worden, sie haben sich auch im Kranbau eingeführt, dagegen wurden in Deutschland bisher keine Fachwerke mit geschweißten Knotenpunkten gebaut für dynamisch hochbelastete Brücken.

Bei den nachstehenden vergleichenden Beispielen werden die Unterschiede zwischen genieteten und geschweißten Fachwerken am deutlichsten sichtbar. Dabei muß festgestellt werden, daß die tatsächliche Entwicklung der geschweißten Fachwerke trotz der zahlreichen Ausführungen des In- und Auslandes im Vergleich zu den geschweißten Vollwandtragwerken noch weit zurückgeblieben ist. Viele der älteren Fachwerke sind in Querschnittsformen und Anschlüssen einfach den genieteten Verbindungen nachgebildet, es wurde lediglich die Nietung durch Schweißnähte ersetzt (Abb. 190). Dies ist jedoch ganz unzweckmäßig, die besonderen Eigenschaften der Schweißverbindungen müssen bereits bei der

⁴ GRAF, O.: Bauing. 19 (1938) S. 530. — Vgl. auch K. KLÖPPEL: Stahlbaukalender 6 (1940) S. 417.

Auswahl der Stabquerschnitte des Fachwerkes beachtet werden. Von einer neuen schweißgerechten Bauweise der Fachwerktragwerke sind bisher aber nur die Anfänge zu erkennen.

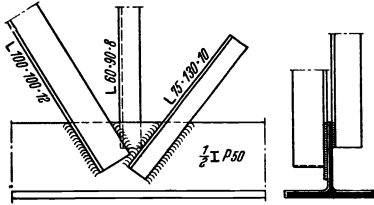


Abb. 190.

Die Abb. 191 zeigt Obergurt- und Untergurtnotenpunkt der 49,2 m weit gestützten Fachwerkbrücke in Pilsen (1931). Im Obergurt, wo nur Druckkräfte auftreten, ist der Querschnitt einfach stumpf gestoßen, während die eingesetzten Knotenbleche im Untergurt über den Stumpfnähten noch mit Laschen verbunden wurden, um Kehlnähte zu erhalten, die man damals für zuverlässiger hielt als die Stumpfnähte.

Bei kleinen Kräften lassen sich geschweißte Anschlüsse sehr einfach ausführen. Z. B. die Stäbe $\perp 11$ des waagrechten Windverbandes in einem Signalsteg mit

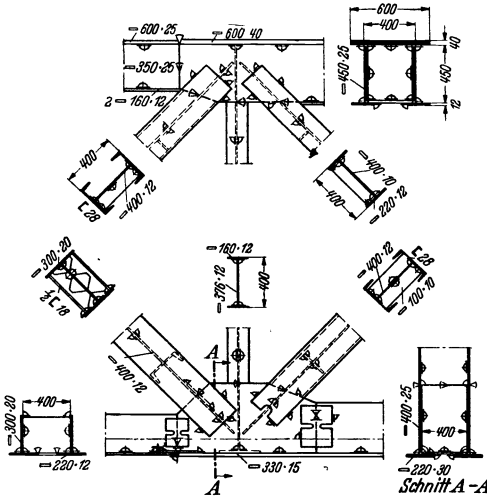


Abb. 191. Nach F. FALTUS: Stahlbau 5 (1932) S. 143.

39,2 m Stützweite (Abb. 192) sind mit dem abstehenden Schenkel über die Gurtplatte des Hauptträgers geführt und mit Kehlnähten angeschweißt, der liegende Schenkel ist schief ausgeschnitten (ausgeklinkt) und stumpf gegen die Gurtplatte gestoßen.

Bereits aus diesen Beispielen erkennt man, daß die Zahl der jeweils für die Querschnittsbildung benötigten Walzprofile erheblich kleiner ist als bei vergleichbaren genieteten Stabquerschnitten, vor allem weil die Verbindungswinkel zwischen den in verschiedenen Ebenen liegenden Platten entfallen. Es ist anzunehmen, daß der Bau von Fachwerken für viele Anwendungsgebiete neuen

Auftrieb erhalten wird, seit wir gelernt haben, durchaus vollwertige Stumpfstöße zu schweißen. Die dabei vorauszusetzenden besonderen Maßnahmen erschweren

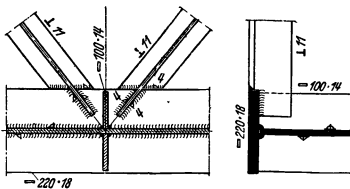


Abb. 192. Nach H. WITTENZELLNER: Bauingenieur 17 (1936) S. 138.

die Anwendung geschweißter Verbindungen bei kleineren Stützweiten, soweit es sich nicht um Tragwerke mit geringfügigen und überwiegend ruhenden Belastungen handelt. Die Anwendung geschweißter Fachwerke wird jedoch immer dann Vorteile bieten können, wenn das Eigengewicht des Tragwerkes möglichst klein gehalten werden soll. In Sonderfällen ist es dabei schon sehr vorteilhaft gewesen, daß nur die Einzel-

glieder geschweißt wurden, deren Verbindung untereinander jedoch mit Nietung oder Schraubung erfolgte.

Bei Fachwerken, die auch hinsichtlich der Dauerfestigkeit größeren Ansprüchen genügen sollen, werden die Kehlnähte in den Knotenpunktanschlüssen weitgehend

durch Stumpfnähte zu ersetzen sein. Welche Möglichkeiten der Gestaltung von Stabquerschnitten und Knotenpunkten sich dann bieten, kann man aus den Entwürfen ersehen, die 1933 von Mitgliedern der Arbeitsgruppe „Schweißtechnik“ in der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen aufgestellt wurden¹. Es war die Aufgabegestellt, den Obergurt einer 37 m weit gespannten Eisenbahnbrücke

schweißtechnisch durchzubilden. Es ist nicht möglich, hier näher auf die Einzelheiten der Lösungsvorschläge einzugehen. Die Abb. 193 b und c sollen lediglich zeigen, welche Konstruktionen schon damals (bei voller Ausnutzung der zulässigen Spannung in den Stumpfnähten) vorgeschlagen werden konnten. Abb. 193 a gibt zum Vergleich den entsprechenden Knotenpunkt in genietetem Bauweise. Es sei auf die Aufsätze von H. SCHMUCKLER¹ und H. GOTTFELDT² verwiesen.

Die in Deutschland derzeit vorhandenen behördlichen Bestimmungen für geschweißte Brücken beziehen sich auf Vollwandtragwerke, geschweißte Fachwerke können nach ihnen nur für Verbände ausgeführt werden. Für die Anwendung geschweißter Fachwerke als Hauptträger von dynamisch hochbelasteten Brücken ist nach dem derzeitigen Stande wohl noch erhebliche Entwicklungsarbeit zu leisten.

Schrifttum über geschweißte Fachwerktragwerke.

BRYLA, S.: Bauing. 10 (1929) S. 878. — BOOS, W.: Stahlbau 2 (1929) S. 308. — GERSTENBERG, L.: Bautechnik 9 (1931) S. 661. — FALTUS, F.: Stahlbau 5 (1932) S. 142. — ACKERMANN, E.: Bauing. 14 (1933) S. 495. — GOTTFELDT, H.: Bauing. 15 (1934) S. 200. — SCHMUCKLER, H.: Elektroschweißung 5 (1934) S. 101 und Bauing. 16 (1935) S. 258. — WITFENZELLNER, H.: Bauing. 17 (1936) S. 137. — LENGVEL, J.: Stahlbau 10 (1937) S. 157.

Zahlreiche weitere Angaben findet man im Vorbericht (Berlin 1936) und im Schlußbericht (Berlin 1938) zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau.

¹ SCHMUCKLER, H.: Elektroschweißung 5 (1934) S. 101.

² GOTTFELDT, H.: Bauing. 15 (1934) S. 200.

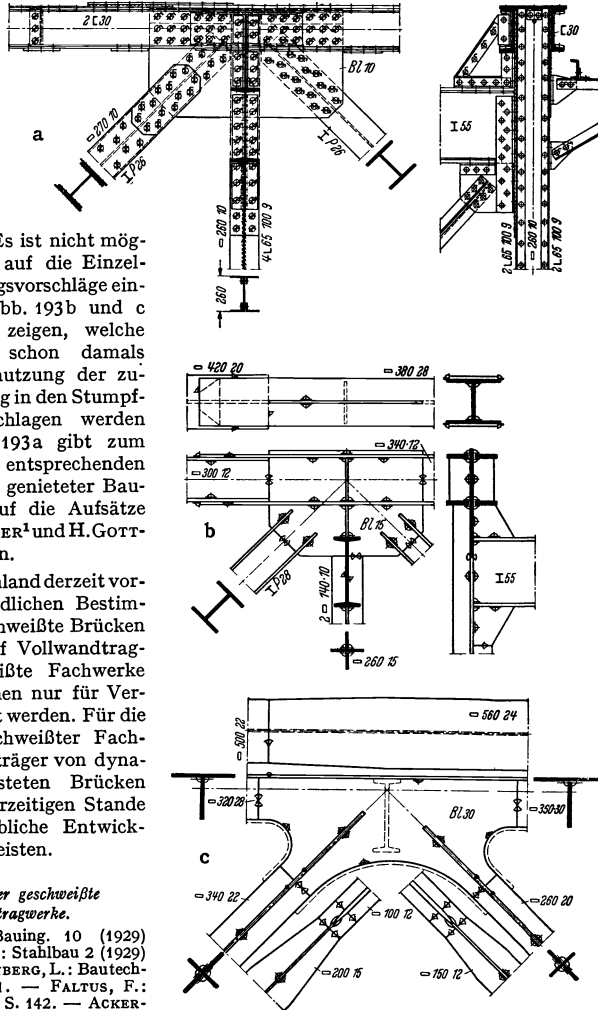


Abb. 193. a) genietet, b) geschweißt, Vorschlag EISELIN, c) geschweißt, Vorschlag GOTTFELDT. Nach H. SCHMUCKLER: Elektroschweißung 5 (1934) S. 101.

2. Verstärkung von Stahltragwerken durch Schweißung.

Die Verstärkung von Stahltragwerken zählt zu den schwierigsten Arbeiten des Stahlbaues, besonders wenn sie am belasteten Tragwerk und ohne Unterbrechung des Verkehrs zu leisten ist. Bei genieteten Verbindungen ist die Anpassung der Verstärkung, das Bohren auf der Baustelle und die Verbindung mit den vorhandenen Teilen ungemein zeitraubend. Da die Schweißung an fast allen Stellen ohne langwierige Vorbereitungen sowie ohne Lösung der vorhandenen Verbindungsmittel möglich ist, war es naheliegend, die nachträgliche Verstärkung der Querschnitte und Anschlüsse von Fachwerken mittels Schweißung auszuführen³.

Das *Zusammenwirken von Nietung und Schweißung* bei der Aufnahme der Stabkräfte wurde eingehend untersucht⁴. Bei der praktischen Ausführung ergaben sich jedoch, zum Teil erst nach längerer Zeit, Risse und Dauerbrüche. Als die Ursachen dieser Schwierigkeiten erkennt man die Kerbwirkungen durch den Einbrand und die plötzlichen Querschnittsänderungen, manche der auftretenden Risse sind auch durch die hohen Schrumpfspannungen veranlaßt. Über die Erfahrungen bei der Verstärkung genieteter Brücken hat O. KOMMERELL⁵ berichtet. Danach ist die Verstärkung mit großer Vorsicht auszuführen und im allgemeinen nur ein Notbehelf, um die Lebensdauer der Brücke noch für kurze Zeit zu verlängern.

E. Schweißung und Nietung.

Aus Vorstehendem ersieht man, wie groß das Anwendungsgebiet ist, das sich die Schweißtechnik nach einem Jahrzehnt im Stahlbau errungen hatte.

Eine Zeitlang war es geradezu verpönt, Schweißung und Nietung nebeneinander zu verwenden. Besonderer Beachtung erfreuten sich die „vollkommen geschweißten Bauwerke“, in denen Niete und Schrauben ganz vermieden waren. Heute werden beide wieder nebeneinander im gleichen Bauwerk verwendet. Es ist in vielen Fällen zweckmäßig, nur die Verbindungen in der Werkstätte zu schweißen, sie auf der Baustelle dagegen zu nieten oder zu verschrauben. Verschiedene unserer Beispiele weisen diese Arbeitsteilung auf, die sich für gewisse Anwendungsgebiete in Zukunft noch weiter durchsetzen wird. Zu vermeiden ist jedoch die Anwendung beider Verbindungsarten im gleichen Stoß, da wegen der mit dem Schweißen verbundenen Schrumpfungen und des Gleitens der Niete keine klare Kräfteverteilung zu erreichen ist.

In allen Fällen setzt die Planung und Ausführung von geschweißten Verbindungen die genau Kenntnis aller Zusammenhänge voraus. Den Versuchsergebnissen und theoretischen Erörterungen ist deshalb hier ein verhältnismäßig großer Raum eingeräumt worden. Auch aus der in den Grundzügen dargestellten Entwicklungsgeschichte können wichtige Erkenntnisse entnommen werden.

VI. Stahlbrücken.

Schrifttum. Über Stahlbrückenbau steht eine Reihe von ausgezeichneten Lehrbüchern zur Verfügung, auf die zur Ergänzung und Vertiefung der nachstehenden kurzen Ausführungen verwiesen werden kann:

SCHAPER, G.: Grundlagen des Stahlbaues, 6. Aufl., Berlin 1933. — SCHAPER, G.: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934. — GRUNING, M.: Der Eisenbau I, Berlin 1929 (= Handbibliothek für Bauingenieure, Teil IV, 4. Bd.). — MELAN, J.: Der Brückenbau, 3. Bd., 1. Hälfte, 3. Aufl. Leipzig 1927; 3. Bd., 2. Hälfte, 2. Aufl., Leipzig 1923.

Die umfassendste Darstellung enthält das *Handbuch der Ingenieurwissenschaften*, 2. Teil: Der Brückenbau, das zum Teil schon in 5. Aufl. vorliegt. Zur Geschichte des Stahlbaues vgl.

³ KÖHLER u. OLMS: Bautechnik 10 (1932) S. 182. — HEMPEL, F.: Bautechnik 10 (1932) S. 211. — SARRAZIN u. HOFFMANN: Bautechnik 11 (1933) S. 463. — SAHLING, B.: Bauing. 17 (1936) S. 4.

⁴ KAYSER, H.: Stahlbau 3 (1930) S. 145; 4 (1931) S. 35 u. S. 121; 5 (1932) S. 145. — BÜHLER, A.: Bautechnik 3 (1930) S. 229. — BIERETT, G.: Stahlbau 4 (1931) S. 33. — GABER, E.: Bauing. 13 (1932) S. 290. — KOMMERELL, O. u. G. BIERETT: Bautechnik 10 (1932) S. 566, sowie Stahlbau 7 (1934) S. 81 u. 91. — KAYSER, H. u. A. HERZOG: Stahlbau 7 (1934) S. 113.

⁵ KOMMERELL, O.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 625.

man auch die älteren Auflagen. Besonders viele Angaben zur *Geschichte des Stahlbrückenbaus* gibt G. C. MEHRTENS: Eisenbrückenbau, 1. Bd. Leipzig 1908; 2. Bd. Leipzig 1920; 3. Bd. Leipzig 1923.

Für die *Theorie der Stahlbrücken* sind grundlegend:

ENGESSER, F.: Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken. Bd. I: Die Zusatzkräfte, Berlin 1892. Bd. II: Die Nebenspannungen, Berlin 1893.

BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924.

Von weiterem Schrifttum sei erwähnt:

KARIG, J.: Neuere Stahlbrücken der Deutschen Reichsbahn, Berlin 1934. — SCHAECHTERLE, K.: Pfeiler und Widerlager von Brücken, Berlin 1935.

Viele Einzelheiten der Stahlbrücken sind (mit jährlich wechselndem Inhalt) im *Stahlbaukalender* besprochen, über einzelne Bauwerke und Teilgebiete vgl. man auch die in den Abbildungsunterschriften genannten Quellen.

Vorschriften. Diese sind auf dem Gebiete des Stahlbrückenbaues besonders weit entwickelt, in ihnen sind fast alle bei normalen Bauwerken auftretenden Fragen einheitlich geregelt. Da in den verschiedenen Bestimmungen reiche Erfahrungen zusammengefaßt sind, ist es auch schon für den Anfänger dringend zu empfehlen, sie eingehend durchzuarbeiten.

Vorschriften der Deutschen Reichsbahn:

Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken, abgekürzt BE, Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken = GE, Vorläufige Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken, Technische Vorschriften für Stahlbauwerke = TVST, Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle = A St Bau, Technische Lieferbedingungen für die verschiedenen Werkstoffe des Stahlbrückenbaues, die in einzelnen Punkten über die betreffenden DIN-Vorschriften hinausgehen.

Vorschriften für stählerne Straßenbrücken:

DIN 1071 (mit Beiblatt), Straßenbrücken, Abmessungen; größtenteils ersetzt durch den III. Abschnitt der vorläufigen Richtlinien für den Ausbau der Landstraßen = RAL, DIN 1072 (mit Beiblatt), Straßenbrücken, Belastungsannahmen; für die Abmessungen und Belastungsannahmen von Autobahnbrücken besondere bzw. ergänzende Verfügungen, DIN 1073, Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken, DIN 1079, Stählerne Straßenbrücken, Grundsätze für die bauliche Durchbildung, DIN 4101, Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken, DIN 1076, Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken, DIN 1000, Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken.

Werkstoffnormen: Eine Übersicht ist in DIN 1600 (Stahl und Eisen, Übersicht, Markenbezeichnung) enthalten. Man vgl. die Zusammenstellung in dem DIN-Taschenbuch 4: Werkstoffnormen, 15. Aufl. Berlin 1941, sowie *Stahlbaukalender 8* (1942) S. 407 und Taschenbuch *Stahl im Hochbau*, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 1.

Da die Bestimmungen häufige Änderungen erfahren, ist es notwendig, darauf zu achten, daß für die Bearbeitung von Stahlbautwürfen jeweils die neuesten Vorschriften benutzt werden. Auszüge aus den Bestimmungen, die bereits für viele Zwecke ausreichen, enthält der *Stahlbaukalender*, eine umfassende und in kurzen Zeitabständen ergänzte Loseblattsammlung ist H. GOTTSCH-S. HASENJÄGER: Technische Baubestimmungen (Baupolizei, Hochbau, Tiefbau) für das Deutsche Reich, Eberswalde 1941.

A. Grundlagen.

1. Einteilung der Brücken.

Diese erfolgt nach dem Verkehrswege, den sie tragen, in Fußgängerstege, Straßen- und Reichsautobahnbrücken, Eisenbahnbrücken, Kanalbrücken, sowie

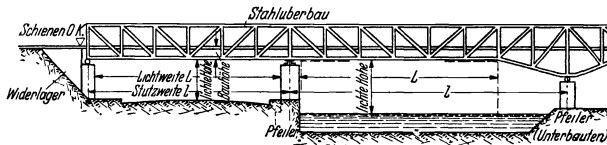


Abb. 194.

Brücken für besondere Zwecke (z. B. für Schwebefähren, Schwebbahnen, Leitungen). Das überbrückte Verkehrshindernis ist bestimmend für die *Lichtweite* und damit auch für die *Stützweite* des Brückentragwerkes, sowie für die *Lichte Höhe*. Die Stahlüberbauten sind in der Regel fest, nur wenn die lichte Höhe über dem überbrückten Schifffahrtsweg nicht ausreicht oder technische bzw. wirtschaftliche Gründe entgegenstehen, werden *bewegliche Brücken* gebaut, bei denen die Schifffahrtsöffnung freigegeben werden kann. Weitere Unterscheidungsmerkmale

ergeben sich aus dem statischen System des Haupttragwerkes (Balken-, Bogen-, Hängebrücken), sowie aus der Gestalt des Brückengrundrisses (gerade und schiefe Brücken). Auch Brücken in der Krümmung werden meist gerade ausgeführt, vgl. Abb. 195c, seltener mit gekrümmten Haupttragwerken, Abb. 195d.

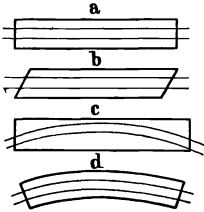


Abb. 195. a) Gerade Brücke, b) links schief, c) gerade Brücke in der Krümmung, d) Brücke mit gekrümmten Hauptträgern.

2. Die hauptsächlichsten Tragglieder.

Die wichtigsten Teile einer Brücke sind in Abb. 196 eingezeichnet. Die Verkehrslast wird durch die *Fahrbahn* getragen, die sich mittels des *Fahrbahnrostes* (Längs- und Querträger) auf die *Hauptträger* stützt. Von den Lagern und Stützen werden die Auflagerkräfte an die *Unterbauten* (Pfeiler und Widerlager) abgegeben.

Der Stahlbrückenbau benutzt in der Regel *ebene Tragwerke*, die größere Kräfte nur in der (i. a. lotrechten) Tragwerkebene aufnehmen können. Um auch quergerichtete Kräfte aufnehmen zu können, die Gestalt des Tragwerkes im Raum zu sichern und die elastische Stabilität der gedrückten Teile (Knicken) zu gewährleisten, sind *Verbände* notwendig: *Windverbände* zur

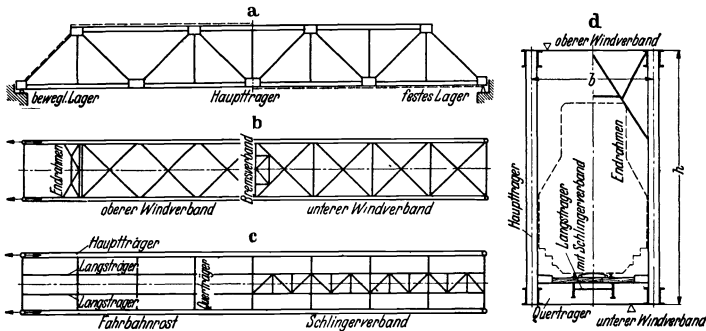


Abb. 196.

Aufnahme der waagrechten Kräfte, *Querverbände* zur Übertragung der waagrechten Kräfte nach dem Windverband, *Bremsverbände* zur Aufnahme der längsgerichteten Fahrzeugkräfte

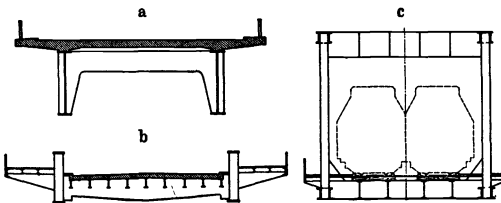


Abb. 197.

und deren Überleitung in den Windverband bzw. in die Hauptträger, *Schlingerverbände* zur Aufnahme der quergerichteten Fahrzeugkräfte. Zur Stützung der oberen Windverbände werden *Endrahmen* oder *Portale* benutzt.

3. Anordnung der Brücken.

Nach der Höhenlage der Fahrbahn im Verhältnis zu den Hauptträgern werden unterschieden

Deckbrücken = Brücken mit obenliegender Fahrbahn (Abb. 197a),

Trogbrücken = offene Brücken mit versenkter Fahrbahn (Abb. 197b),

Geschlossene Brücken = solche mit untenliegender Fahrbahn (Abb. 197c).

Bei der Gestaltung des Brückenquerschnittes kommt es in erster Linie auf die zur Verfügung stehende *Bauhöhe* (gemessen zwischen Fahrbahnmitte bzw. Schienenoberkante und der Unterkante der Stahlkonstruktion) an. Die erforderliche Bauhöhe hängt von Querschnittsanordnung und Fahrbahntafel ab, sie wächst mit dem Hauptträgerabstand. Sie kann durch besondere Bauweisen sowie durch die Verwendung von hochwertigem Baustahl klein gehalten werden, was meist aus verkehrstechnischen und ästhetischen Gründen erwünscht ist.

Beim wirtschaftlichen Vergleich verschiedener Möglichkeiten sind nicht nur die Kosten der eigentlichen Brücke und ihrer Unterbauten zu beachten, sondern auch die anschließenden Erddämme. In vielen Fällen muß die Bauhöhe durch Anrampung des Verkehrsweges gewonnen werden, so daß sich die Bauhöhe unmittelbar auf die Länge und Höhe der anschließenden Erddämme usw. auswirkt. Es gibt Fälle, daß sich erhebliche Mehraufwendungen bei der eigentlichen Brücke lohnen, um an den Erddämmen, Grunderwerbskosten usw. zu sparen. Andererseits ist eine ausreichende Bauhöhe schon beim Vorentwurf des Verkehrsweges sicherzustellen. Die Bauhöhe darf nicht zu klein sein, weil sonst der Stahlverbrauch schnell ansteigt und die Durchbiegungen unter Verkehrsbelastung eine störende Größe erreichen können.

4. Brückenbreite.

Für die Abmessungen des Brückenquerschnittes ist der je nach dem Verkehrsweg freizuhaltende *lichte Raum* bestimmend. „Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes bei Eisenbahnbrücken“, auszugsweise wiedergegeben im Taschenbuch Stahl im Hochbau, 10. Aufl., Düsseldorf 1940, S. 614 bis 620, s. auch GE § 3. Für die Abmessungen der Straßenbrücken vgl. DIN 1071, bzw. die „Vorläufigen Richtlinien für den Ausbau der Landstraßen“ (RAL, Abschnitt III). Diese enthalten Angaben über die Regelabmessungen von Fahrbahn, Fußwegen, Schrammbord, über die freizuhaltende lichte Höhe usw. Für Reichsautobahnbrücken gelten besondere Bestimmungen, für städtische Straßenbrücken sowie bei Überführung von Straßenbahnen werden meist zusätzliche Festlegungen notwendig.

5. Belastungen.

a) **Eisenbahnbrücken.** Die Belastungsannahmen sind der BE zu entnehmen. Die Belastungen werden zu zwei Gruppen zusammengefaßt.

α) *Hauptkräfte.*

Ständige Last. Eigengewicht und sonstige dauernd vorhandene Belastungen sind nach tatsächlichen Verhältnissen zu ermitteln, unter Beachtung der Richtlinien der BE.

Das Gewicht der Stahlbrücken hängt in erheblichem Maße von den für die Bemessung zugrunde gelegten Bestimmungen ab (z. B. Verkehrslast, Stoßzuschlag, zulässige Spannungen, Knicksicherheit, konstruktive Forderungen und Richtlinien für die bauliche Gestaltung). Die im Schrifttum angegebenen älteren Formeln für das Eigengewicht von Stahlbrücken sind durch die Einführung der BE und GE der Deutschen Reichsbahn bzw. der DIN 1071 bis 1073 für Straßenbrücken überholt.

Verkehrslast. Für Regelspurgleise sind die auf bestimmte Weise zusammengesetzten *Lastenzüge N, E und G* zugrunde zulegen, gekennzeichnet durch Tenderlokomotiven von 175, 120 bzw. 90 t Gewicht. Die dynamischen Einflüsse werden durch die *Stoßzahl ϕ* erfaßt (vgl. I, S. 1554). Fußwege und Bahnsteige sind für eine gleichmäßig verteilte Belastung von 400 bzw. 500 t/m² (ohne Stoßzuschlag) zu berechnen.

Fliehkräfte für Brücken, deren Gleise in Bögen liegen.

Wärmewirkungen, und zwar gleichmäßige Wärmeänderungen des ganzen Tragwerkes um $\pm 35^\circ$, sowie ungleiche Erwärmung (Wärmeunterschied um 15°).

Seitenkräfte bei oben offenen Brücken. Wenn keine genauere Stabilitätsuntersuchung für die Druckgurtungen durchgeführt wird, müssen die in der Querrichtung stützenden Pfosten und Querrahmen wenigstens imstande sein, gewisse ideelle Seitenkräfte aufzunehmen (vgl. DIN E 4114).

β) Zusatzkräfte.

Diese zweite Gruppe umfaßt:

Winddruck, der waagrecht angenommen wird und bei unbelasteter Brücke mit 250 kg/m^2 , auf die größere Windangriffsfläche der belasteten Brücken mit 150 kg/m^2 einzusetzen ist.

Bremskraft, die z. B. bis 100 m Belastungslänge zu $1/7$ der belastenden Achsdrucke anzunehmen ist.

Seitenstoß von 6 t Größe zur Berücksichtigung des waagrechten Stoßes der Lokomotiven.

Reibungswiderstände der Lager.

Ausweichen und Setzen der Widerlager und Pfeiler, soweit sie (in statisch unbestimmten Tragwerken) Einfluß auf die Spannungen haben.

b) Straßenbrücken. Die Belastungen für Straßenbrücken sind nach DIN 1072 anzunehmen. Hauptkräfte und Zusatzkräfte im wesentlichen wie bei den Eisenbahnbrücken, jedoch Verkehrslasten, je nach der Bedeutung der Straße, in vier Brückenklassen.

Regellasten für Klasse I bis III (die IV. ohne Regellasten): Eine *Dampfwalze* von 24, 16 bzw. 7 t Gewicht und ein oder zwei *Lastwagen* von 12, 9 bzw. 6 t Gewicht, die in einer Reihe nebeneinanderstehend angenommen werden, dazu gleichmäßig verteilte Belastung (sog. *Menschengedränge* als Ersatz für die Fahrbahnbelastungen neben, vor und hinter der Dampfwalze und den Lastwagen) mit 0,5, 0,45 bzw. $0,4 \text{ t/m}^2$ für Träger bis 25 m Stützweite, für größere Stützweiten bis auf 0,4, 0,35 bzw. $0,3 \text{ t/m}^2$ abnehmend. Für Brückenklasse IA tritt ein 40 t schweres Raupenfahrzeug an die Stelle der Dampfwalze. Die Fahrbahnlasten werden mit einem *Schwingbeiwert (Stoßzahl)* φ vervielfacht, dessen Größe mit der Stützweite abnimmt¹. Die Belastung der Fußwege ist zu 0,5, 0,45 bzw. $0,4 \text{ t/m}^2$, mit $\varphi = 1$, anzunehmen².

Für *Reichsautobahnbrücken* gelten im wesentlichen die gleichen Bestimmungen wie für Straßenbrücken.

6. Spannungsnachweis.

Außer dem Schwingbeiwert φ ist bei der Bemessung bzw. beim Spannungsnachweis von Bauteilen mit wechselnder oder schwelender Beanspruchung in Eisenbahnbrücken noch der Beiwert γ und bei geschweißten Bauwerken auch die Formzahl α zu berücksichtigen (vgl. I, S. 1556).

Die zulässige Zug- und Biegespannung beträgt bei Belastung durch Hauptkräfte im allgemeinen $\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ für Bauteile aus St 37 bzw. $2,4 \text{ t/cm}^2$ für St 52, bei Belastung durch Haupt- und Zusatzkräfte $\sigma_{zul} = 1,6$ bzw. $2,4 \text{ t/cm}^2$. Für die Verbände sind nur kleinere Spannungen zulässig, nämlich 1,0 bzw. $1,5 \text{ t/cm}^2$ in Eisenbahnbrücken und 1,2 bzw. $1,8 \text{ t/cm}^2$ in Straßenbrücken.

Die Einzelheiten sind jeweils der neuesten Fassung der betreffenden Vorschriften zu entnehmen, vgl. die Vorbemerkung S. 1663.

7. Elastische Stabilität.

Für gedrückte Bauteile ist außer dem Spannungsnachweis auch der Nachweis einer ausreichenden Stabilität zu führen. Über Begriff und theoretische Untersuchung der *Knickung* von Druckstäben sowie der *Beulung* von Platten vgl. Abschnitt *Festigkeitslehre VIII*, S. 204.

Der *Stabilitätsnachweis von Druckstäben* kann nach unseren Vorschriften formal wie ein Spannungsnachweis behandelt werden. Für diesen Zweck wird die vorhandene Druckspannung $\sigma = S/F$ mit der *Knickzahl* ω vervielfacht, die je nach der Stabschlankheit λ aus einer in der Vorschrift angegebenen Tabelle zu entnehmen ist. In den Knickzahlen $\omega = \sigma_{zul}/\sigma_{d zul}$ sind die gewünschten Knick-

¹ Die Werte φ sollen anlässlich der Neubearbeitung des Normblattes DIN 1073 neu festgesetzt werden. Vgl. Bauingenieur 19 (1938) S. 501 und 22 (1941) S. 159.

² Für die Berechnung der Schnittkräfte der Lang- und Querträger vgl. J. KARIG: Hilfstafeln zum Berechnen von Straßenbrücken für die Verkehrslast nach DIN 1072, Berlin 1932, sowie desgl. für Brückenklasse IA, Berlin 1941.

sicherheiten bereits mit eingerechnet. Der Nachweis beschränkt sich sodann auf den Vergleich des rechnermäßigen Spannungswertes $\sigma_\omega = \omega \sigma$ mit σ_{zul} , d. h. es muß sein $\sigma_\omega = \omega S/F \leq \sigma_{zul}$.

Näheres darüber sowie über die Berechnung von mehrteiligen Druckstäben ist für Eisenbahnbrücken BE § 44 zu entnehmen, über die Beulsicherheit der Stegbleche vgl. BE § 42. Die für die übrigen Teilgebiete des Stahlbaues gültigen Knick- und Beulvorschriften (Straßenbrücken, Stahlhochbau, Kranbau) werden derzeit grundlegend neu bearbeitet. Das neue Normblatt soll an die Stelle der betreffenden Sonderbestimmungen treten. Da die Verhandlungen noch nicht abgeschlossen sind, sei hier lediglich auf den Entwurf des neuen Normblattes DIN E 4114 verwiesen³.

Schließlich sei noch auf die große Bedeutung verwiesen, die der sorgfältigen und eingehenden Stabilitätsuntersuchung der Ingenieurbauwerke und ihrer Glieder zukommt, sind doch die meisten Bauunfälle auf eine ungenügende Stabilität zurückzuführen.

Zum Studium der *Stabilität von Stahltragwerken* ist nachstehend eine Auswahl von Arbeiten genannt, in denen man auch weitere Schrifttumsangaben findet.

MAYER, R.: Die Knickfestigkeit, Berlin 1921. — BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924. — TIMOSHENKO, S.: Theory of elastic stability, New York 1936. — HARTMANN, F.: Knickung, Kippung, Beulung, Leipzig 1937. — JEZEK, K.: Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Wien 1937.

Über die *Kippung* von geraden Balken (das ist der Fall des seitlichen Ausweichens aus der Belastungsebene unter einer kritischen Belastung) vgl.

CHWALLA, E.: Die Kippstabilität gerader Träger mit doppelt-symmetrischem I-Querschnitt, Berlin 1939 (= Forsch. Stahlbau, Heft 2).

Über die *Fragestellungen der Beulung von Platten* findet man eine Übersicht bei SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 15 (1934) S. 505.

Eine umfassende Übersicht des Schrifttums über die in den neuen „*Knick- und Beulvorschriften für Stahlbau*“ (DIN E 4114) behandelten Fragen findet man in den *Erläuterungen* zur Begründung des Normblattentwurfs von E. CHWALLA und W. GEHLER, Berlin 1940, deren eingehendes Studium sehr zu empfehlen ist.

Auch die mit der *Beulung von versteiften Platten* zusammenhängenden Fragen, die in dem Normblattentwurf DIN E 4114 noch nicht mit geregelt werden, sind bereits weitgehend geklärt. Es seien hier nur einige der neuesten Arbeiten genannt.

Über Rechteckplatten mit einfachen Aussteifungen vgl.

SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 15 (1934) S. 505. — CHWALLA, E.: Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin 1936, S. 957. — BARBRE, R.: Bauingenieur 17 (1936) S. 268 u. Ing.-Arch. 8 (1937) S. 117. — STIFFEL, R.: Bauingenieur 22 (1941) S. 367 und über Rechteckplatten mit einem Rost von Aussteifungen

FRÖHLICH, H.: Bauingenieur 18 (1937) S. 673. — KNIPP, G.: Bauingenieur 22 (1941) S. 257.

Über den Einfluß von anfänglichen Ausbiegungen vgl. SCHLEICHER, F. u. R. BARBRE: Bauingenieur 18 (1937) S. 665.

Die meisten der Arbeiten zur Stabilitätstheorie setzen die Gültigkeit des HOOKESCHEN Gesetzes voraus. Liegt der kritische Spannungszustand über der Proportionalitätsgrenze, so werden die unter vorstehender Voraussetzung berechneten Werte ungültig, und es tritt eine Abminderung der Knickspannungen usw. ein, die für Druckstäbe nach der Theorie von F. ENGESSER auf theoretischem Wege ermittelt werden kann. Auf ähnliche Weise sind auch die Beulspannungen von Platten und Schalen abzumindern. Man vgl. F. SCHLEICHER: Bauingenieur 20 (1939) S. 217.

Da die Stabilitätsgrenze von Bauteilen aus Baustahl nicht über der Fließgrenze liegen kann, ist die Knicksicherheit bei ausgenutzten zulässigen Spannungen für die in den Vorschriften zugrundeliegenden Werte höchstens $\nu_k = 2,4/1,4 = 1,72$. Eine größere Sicherheit gegen das Eintreten labiler Gleichgewichtszustände ist grundsätzlich nur zu erreichen, wenn die auftretenden Spannungen entsprechend weit unter den zulässigen Zugspannungen $\sigma_{zul} = 1,4$ bzw. $2,1$ t/cm² bleiben.

B. Hauptträger von festen Brücken.

1. Hauptträgersysteme von Brücken.

Hierfür wurden so ziemlich alle ebenen Tragwerke benutzt, die man sich dafür vorstellen kann. Man vgl. Abschn. *Baustatik*.

Stahlbrücken besitzen meist zwei ebene Hauptträger, die in der Regel in lotrechten Ebenen liegen und durch Fahrbahnrost und Verbände zu einem räumlichen Tragwerk verbunden werden. Der Hauptträgerabstand ergibt sich bei geschlossenen und Trogbrücken aus der notwendigen Breite, bei Deckbrücken kann er

³ Bauingenieur 20 (1939) S. 547.

frei gewählt werden. Kleiner Hauptträgerabstand bringt i. a. wirtschaftliche Vorteile, nach unten hin sind jedoch Grenzen gezogen, weil bei zu kleinem Abstand die Gefahr des *Kippens* der ganzen Brücke (infolge der waagrecht Belastung durch Winddruck, bei Eisenbahnbrücken mit Bogengleis auch durch die Fliehkräfte) vorliegt. Bei weit gespannten Brücken muß der Hauptträgerabstand daher manchmal über das mit Rücksicht auf die Brückenbreite erforderliche Maß vergrößert werden, dem gleichen Ziel dienen schräge Haupttragwände.

Mehr als zwei Hauptträger kommen in Betracht, wenn die Brückenbreite im Verhältnis zur Stützweite groß ist oder wenn die Bauhöhe besonders klein gehalten werden soll. Um dann auch bei Streifenbelastung der Fahrbahn alle Hauptträger zur Mitwirkung heranzuziehen, werden *lastverteilende Querverbände* ausgeführt, die stark genug sind, eine stetige Durchbiegung des ganzen Tragwerkes zu erzwingen (*Rostbrücken*).

Bei der Bemessung der Tragwerke sind nicht nur die mit dem Spannungsnachweis zusammenhängenden Gesichtspunkte zu beachten, sondern es ist auch Sorge zu tragen, daß die Tragwerke nicht zu weich werden, d. h. keine zu großen Durchbiegungen erleiden. Die *Durchbiegungen* infolge der ständigen Last sind in diesem Zusammenhang ohne Bedeutung, weil es möglich ist, sie beim Bau zu „überhöhen“, so daß das fertige Tragwerk, also nach Eintritt der Formänderungen aus ständiger Belastung, gerade die plangemäße Form besitzt. Früher wurde auch ein Teil der Durchbiegung aus Verkehrsbelastung überhöht, was jedoch bei schnellem Verkehr störte. Die *Überhöhung* wird daher neuerdings meist nur noch für die ständige Last bemessen, so daß die planmäßige Bahnneigung in der unbelasteten Brücke vorhanden ist.

Es ist üblich, die Verkehrslast bei der Ermittlung der Durchbiegung ohne dynamische Wirkungen anzunehmen und bei genieteten Tragwerken mit den unverschwächten Querschnitten zu rechnen. Bei Eisenbahnbrücken würden große Durchbiegungen stören, für schnellfahrende Züge sogar gefährlich werden können. Die Durchbiegung unter Verkehrsbelastung muß daher begrenzt werden, der unter vorstehend erwähnten Annahmen errechnete Durchbiegungswert \max/p darf nach BE § 67 im allgemeinen höchstens $l/900$ der Stützweite l betragen, bei Brücken aus St 52 ausnahmsweise bis zu $l/700$.

Bei Straßenbrücken soll die Durchbiegung nach DIN 1073 im allgemeinen $l/500$ nicht überschreiten, für sehr große Brücken sind jedoch abweichende Festsetzungen möglich. Die Erfahrung zeigt, daß es auf die Größe des Rechnungswertes \max/p bei Straßenbrücken nur wenig ankommt. Eine Vollbelastung, wie sie für die Errechnung von \max/p angenommen wird, kommt im fließenden Verkehr niemals vor, sie ist höchstens für ruhende Belastung denkbar. Bei den üblichen Verhältnissen kommt auch eine Aufschaukelung der durch die Verkehrslast erzeugten Schwingungen nicht in Betracht. Es war daher möglich, die Schwingbeiwerte φ in der neuen Vorschrift gegenüber den früheren Werten noch weiter zu vermindern.

Beispiel: Bei der Hängebrücke über den Rhein in Köln-Mülheim ($l = 315$ m Stützweite) beträgt die Durchbiegung unter Verkehrsbelastung 0,88 m, d. i. $l/356$, die Durchbiegung unter ständiger Last, die beim Bau zu überhöhen war, sogar rd. 3,8 m. Trotz dieser Größe haben sich die Durchbiegungen für den Verkehr in keiner Weise bemerkbar gemacht.

Mehr als auf die Durchbiegung der Hauptträger kommt es bei Straßenbrücken jedoch darauf an, daß die Fahrbahntafel, die ja unmittelbar belastet wird, möglichst steif ausgebildet wird.

2. Vollwandbalken.

a) **Allgemeines.** Die ersten großen Balkenbrücken waren Vollwandtragwerke. Die Britanniabrücke über die Menaistraße (1850 fertiggestellt) besitzt Öffnungen mit etwa 140 m Stützweite. Bei den Modellversuchen zur Vorbereitung dieser Brücke erkannte man bereits, daß die hauptsächlichsten Schwierigkeiten beim Bau der vollwandigen Träger mit dem Stabilitätsproblem zusammenhängen.

Über die geschichtliche Entwicklung der vollwandigen Brücken s. G. C. MEHRTENS: Eisenbrückenbau, Bd. 1, Leipzig 1908, S. 523. Die Vollwandbalken wurden mit der Entwicklung der Fachwerke bald verdrängt, sie fanden um das Jahr 1900 nur noch für kleine Stützweiten bis etwa 25 m Anwendung. Die neue Entwicklung beginnt mit der Einführung der hochwertigen Baustähle, vgl. F. SCHLEICHER: Bauingenieur 16 (1935) S. 172. Heute werden vollwandige Balken bei uns für Stützweiten bis etwa 100 m sogar bevorzugt gebaut. Außer der einfachen Bauart sind dabei auch ästhetische Gesichtspunkte bestimmend. Von den bedeutendsten der modernen Vollwandbalkenbrücken seien genannt:

Neckarbrücke in Mannheim, Stützweite $l = 87$ m. GABER, E.: Bautechn. 3 (1925) S. 648 und K. BERNHARD: Bauingenieur 6 (1925) S. 833. — Kaditzerbrücke über die Elbe in Dresden,

Stützweite $l = 115$ m. Vgl. KOCH: Bautechn. 8 (1930) S. 441. — Reichsautobahnbrücke mit $l = 125$ m. Vgl. SCHAECHTERLE, K. u. R. RIEDL: Bauingenieur 20 (1939) S. 579.

Noch größere Vollwandbalken stehen vor der Verwirklichung. Daß mit ihnen viel größere Stützweiten erreicht werden können, zeigt ein Entwurf für eine Balkenbrücke mit 320 m [SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 16 (1935) S. 174] und die Planungsarbeiten für die Hamburger Köhlbrandbrücke mit etwa 260 m Stützweite.

Alle vorstehend genannten Brücken sind Straßenbrücken. Aber auch Eisenbahnbrücken sind bis zu beträchtlicher Größe als vollwandige Balken gebaut worden. Zum Beispiel haben die geschwibsten Träger der Eisenbahnbrücke über den Strelasund 54 m Stützweite.

b) Kleinste Spannweiten werden mit einfachen Walzträgern I oder IP überbrückt. Geringste Bauhöhe für Eisenbahnbrücken erhält man mit *Zwillingssträgern* (Abb. 198), Anwendung besonders für vorläufige Unterstützungen.

Einbetonierte Träger (I, IP oder geschweißt) werden für kleine Straßenbrücken, Bahnsteigunterführungen u. dgl. mit Vorteil benutzt. Ein Nachteil der einbetonierten Träger ist das große Eigengewicht. Eine Verringerung des Eigengewichtes ist bei gleichzeitiger Vergrößerung der Trägerhöhe möglich, wenn der Trägerobergurt der Längsneigung (Entwässerung!) angepaßt wird (Abb. 199). Die Träger brauchen nur an den Auflagerpunkten ausgesteift zu werden und sind untereinander durch Schraubenbolzen (Stehbolzen) verbunden. Gute Verbindung mit dem umhüllenden Beton ist notwendig. Da die Belastung durch das Eisenbahngleis für die Bemessung gleichmäßig auf eine Breite von 3,5 m verteilt werden darf, sind solche Brücken noch für Stützweiten bis etwa 20 m wettbewerbsfähig. Die Verstärkung von Walzträgern durch aufgenietete oder aufgeschweißte Gurtplatten lohnt wegen des schnell ansteigenden Stahlaufwandes nur bei sehr beschränkter Bauhöhe. Auf die Begrenzung der Durchbiegung unter Verkehrsbelastung (nach BE höchstens $max f = l/700$) sei nochmals hingewiesen.

Bei größeren Stützweiten l werden zusammengesetzte einwandige Träger benutzt, bei denen je nach dem Anteil der Verkehrslast an der Gesamtlast eine Höhe (meist wird die Stegblechhöhe h als Bezugsmaß benutzt) von etwa $l/10$ bis $l/15$ anzustreben ist. Bei Eisenbahnbrücken ist die Stegblechhöhe bei einfachen Balken im allgemeinen $l/10$, bei durchlaufenden Trägern zu $l/12$ anzunehmen, wobei die erwähnten Grenzen für die Durchbiegung eingehalten werden müssen. Bei Straßenbrücken tritt der Einfluß der Verkehrslast stärker zurück, man kann daher mit kleinerer Stegblechhöhe auskommen. Bei den Brücken der Reichsautobahn z. B. haben sich für durchlaufende Balken Stegblechhöhen von $l/20$ bis $l/25$ als ausreichend erwiesen.

c) Trägerform. Bei einfachen Balken bilden heute Träger mit gleichmäßiger oder schwach veränderlicher Höhe die Regel. Bei kleineren Stützweiten wird zur Erhöhung der Kippsicherheit manchmal die Trägerform Abb. 200b ausgeführt. Der Halbparabelträger Abb. 200c ermöglicht bessere Werkstoffausnutzung und damit kleine Gewichtseinsparungen an den Trägern. Vom Standpunkt der einfachen Werkarbeit ist der Träger mit parallelen Gurtungen erwünscht.

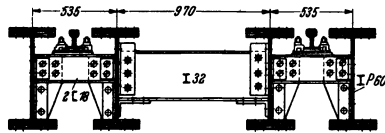


Abb. 198. Nach W. MITTASCH-K. BRÄUNIG: Bau und Berechnung von Brücken, Leipzig 1933, S. 165.

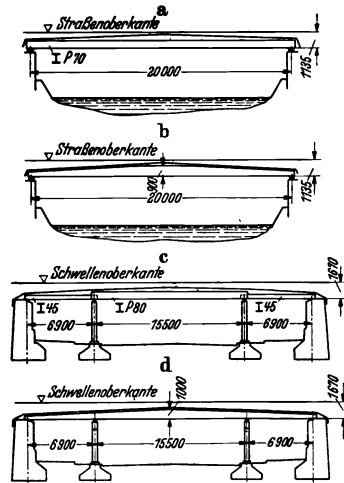


Abb. 199. Nach H. P. WITT: Geschweißte Träger (Z. d. Dortm. Union) 1 (1934) Nr. 1, S. 12.

Durchlaufende und Gerberbalken erhalten oft Öffnungen verschiedener Weite, was statisch und aus schönheitlichen Gründen vorteilhaft ist¹. Bei Abb. 201 c nimmt die Stegblechhöhe stetig nach der Mitte zu, beide Umrißlinien verlaufen parabolisch. Trägerummrisse, die sich der Linie der größten Biegemomente eng anlehnen, sind unschön. Die Vergrößerung der Stegblechhöhe an Zwischenstützen (Vouten) bringt zwar eine erhebliche Vermehrung des Widerstandsmomentes, ist aber schwer auf befriedigende Weise auszuführen.

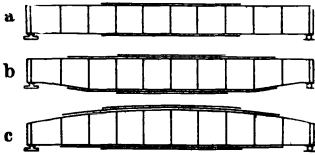


Abb. 200.

tionszuschlag). Zum Beispiel bedarf ein niedrigerer Träger mit dickerem Stegblech nicht so vieler und schwächerer Aussteifungen. Es ist oft auch gar nicht möglich, die Trägerhöhe etwa frei nach dem kleinsten Baustoffaufwand zu wählen, sondern diese ist durch die Verkehrsbedingungen, die zur Verfügung stehende Bauhöhe und nicht zuletzt durch die Rücksicht auf das gute Aussehen des Bauwerkes von vorneherein in gewisse Grenzen eingeschlossen.

Für die Hauptträger von Balkenbrücken werden meist *einwandige Träger* (mit einem Stegblech) benutzt, die bei den gewöhnlichen Verhältnissen wirtschaft-

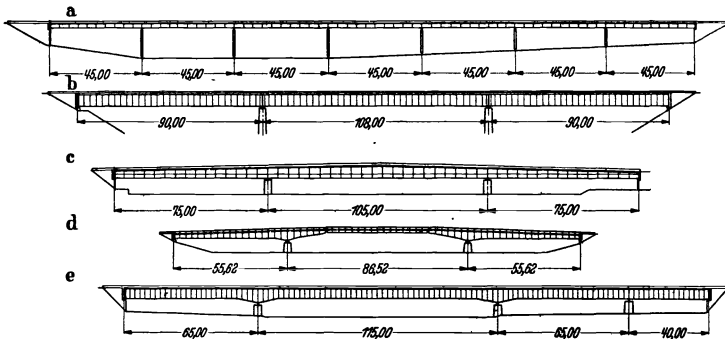


Abb. 201. Moderne Vollwandbalken. a) Reichsautobahnbrücke über das Urselbachtal, b) Reichsautobahnbrücke über die Mangfall, c) Dreirosenbrücke über den Rhein in Basel, d) Neckarbrücke Mannheim, e) Kaditzerbrücke über die Elbe in Dresden.

lich sind. Bei großen Kräften sind *zweiwandige Träger* (mit zwei Stegblechen) vorzuziehen, weil mit ihnen eine größere Stabilität erreicht werden kann. Auf gute Zugänglichkeit für die Unterhaltungsarbeiten ist zu achten. Beispiele von Trägerquerschnitten Abb. 202.

Die *Stegblechdicke* der älteren Brücken aus St 37 mit Stützweiten bis etwa 25 m betrug meist 10 bis 20 mm. Dafür war bei den damaligen Verhältnissen, von den Querträgerpfosten abgesehen, meist keine besondere Versteifung nötig. Bei den modernen Vollwandbalken großer Stützweite aus St 52 ist das Stegblech trotz höherer Spannungen nur 15 bis 20 mm dick, selten mehr. Eine ausreichende Beulsicherheit kann bei ihnen nur erzielt werden, wenn die Blechwände versteift werden.

Die *Gurtfläche* der ausgeführten einwandigen Balkenträger erreicht die Größenordnung 2500 cm². Zum Beispiel zeigt der Querschnitt der Regensburger Donau-

¹ SCHAECHTERLE, K.: Bauingenieur 17 (1936) S. 131.

brücke über den Mittelpfeilern je 10 Gurtplatten = $1000 \cdot 20$, die größte Klemmdicke der konischen Bolzen 29 mm beträgt hier 230 mm.

Die Querschnitte werden in der Regel den aufzunehmenden Biegemomenten angepaßt. Sobald die Widerstandsmomente W_n bekannt sind, kann für jeden Querschnitt das zulässige Biegemoment $M'_{zul} = W_n \sigma_{zul}$ berechnet werden. Bei Eisenbahnbrücken sind die Momente dabei gemäß $M'_{zul} = \gamma M_I + M_{II}$ teil-

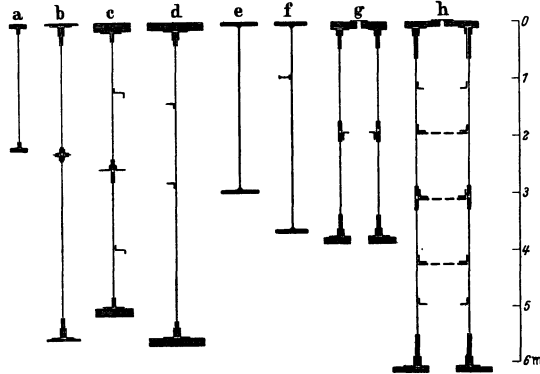


Abb. 202. Querschnitte von Vollwandtragwerken. a) Musterentwurf der Deutschen Reichsbahn (für $l = 25$ m), b) Kaditzerbrücke Dresden ($l = 115$ m), c) Dreirosenbrücke Basel ($l = 105$ m), d) Elbebrücke Dessau ($l = 125$ m), e) Strelasundbrücke ($l = 54$ m), f) Reichsautobahnbrücke bei Rüdersdorf-Kalkberge ($l = 67$ m), g) Neckarbrücke Mannheim ($l = 87$ m), h) Rheinbrücke Köln-Mülheim (Hängebrücke, $l = 315$ m).

weise mit dem Beiwert γ zur Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung zu vervielfachen (vgl. BE § 36). Bei geschweißten Eisenbahnbrücken ist außerdem die Formzahl α zu berücksichtigen, $M'_{zul} = \frac{\gamma}{\alpha} M_I + M_{II}$ (vgl. § 4 der Vorl. Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken). Nur in Ausnahme

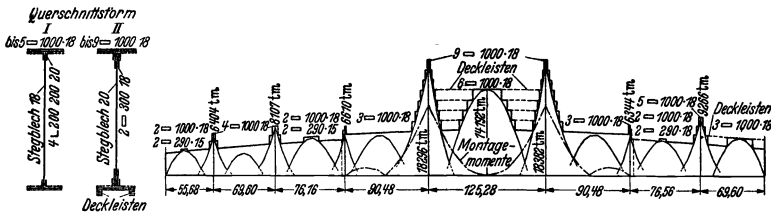


Abb. 203. Momentendeckungslinie für einen genieteten Vollwandbalken. Nach K. SCHAECHTERLE u. R. RIEDL: Bauingenieur 20 (1939) S. 584.

fällen sind die höheren Spannungsgrenzen für Haupt- und Zusatzkräfte, nämlich $M'_{zul} = \gamma M_I + M_{II} + M_{III}$ bzw. $\frac{\gamma}{\alpha} M_I + M_{II} + M_{III}$ für die Bemessung maßgebend.

Die erforderliche Länge der einzelnen Gurtplatten bzw. deren Dicke wird aus der Momentendeckungslinie (Abb. 203 und 204) entnommen. Bei geschweißten Brücken wurde die Gurtplattendicke zur Vermeidung von Stößen öfter mit dem Größtwert über die ganze Trägerlänge durchgeführt. Dieses Verfahren hat ästhetische Vorzüge, ist aber unwirtschaftlich. Kurze Gurtverstärkungen können das Aussehen auch bei genieteten Trägern stören. Zur Erzielung einer gleichmäßig breiten Gurtansicht werden daher manchmal Deckleisten oder Randwinkel ausgeführt.

Biegung und Schub. Unseren derzeitigen Vorschriften liegen für den Fall der Belastung durch *Normalspannungen* im wesentlichen die Werte $\sigma_{zul} = 1,4$ bzw. $1,6 \text{ t/cm}^2$ für St 37 und $\sigma_{zul} = 2,1$ bzw. $2,4 \text{ t/cm}^2$ für St 52 zugrunde. Die Einzelheiten sind den einschlägigen Vorschriften zu entnehmen. Die *Schubspannung* im Stegblech darf danach den Wert $\tau_{zul} = 0,8 \sigma_{zul}$ erreichen. Die Neufassung² des Normblattes DIN 1073 sieht für Stegbleche den Wert $\tau_{zul} = 0,6 \sigma_{zul}$ vor, was angenähert einer gleich großen Sicherheit gegen Fließen entspricht, wie bei Belastung durch Normalspannungen. Beide Spannungen können danach unabhängig voneinander die zulässigen Grenzen erreichen, eine Spannungsermäßigung bei gleichzeitiger Wirkung von Biegung und Schub ist nicht gefordert. Die Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze kann daher unter Umständen

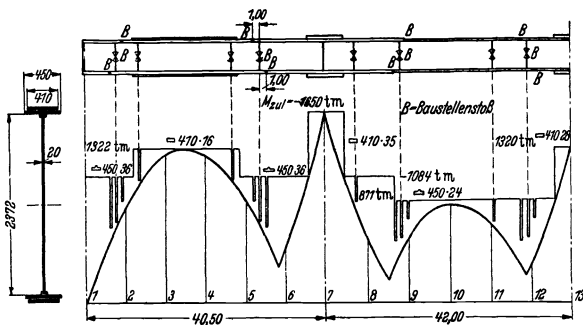


Abb. 204. Momentendeckungslinie für einen geschweißten Vollwandbalken. Nach V. HASSELBLAD u. D. FUCHS: Bautechn. 17 (1939) S. 360.

erheblich kleiner sein als der Normalwert 1,72 bzw. 1,5. Man vgl. das Zahlenbeispiel unter I C 4, S.1538.

Vorstehendes gilt für genietete wie für geschweißte Brücken. Eine Abweichung besteht lediglich für die Berechnung der Schweißnähte, bei denen teilweise die Hauptspannung als Maß der Anstrengung benutzt wird, bei den Hauptnähten jedoch im Zusammenhang mit einer bis auf $\max \sigma = 1,1 \sigma_{zul}$ erhöhten zulässigen Spannung. Andererseits wird die Erhöhung der Tragfähigkeit durch Spannungsumlagerungen nach Überschreitung der Proportionalitätsgrenze im Brückenbau nicht berücksichtigt (vgl. Plastizitätstheorie I D 4, S. 1541).

Die *Stöße von Vollwandträgern* wurden bereits in den Abschnitten III und V besprochen. Die Nietkräfte in den Stoßverbindungen werden im Gegensatz zu Vorstehendem immer für die Gesamtbelastung aus Biegung und Schub berechnet.

e) Musterentwürfe. Eine Normung der Brücken ist auch bei den Vollwandbalken, die in baulicher Hinsicht noch am einfachsten sind, kaum durchzuführen. Die für Bemessung und Gestaltung ausschlaggebenden Bedingungen wechseln dafür in zu weiten Grenzen. Am günstigsten liegen die Verhältnisse bei den Eisenbahnbrücken, bei denen Belastung und Lichtraumprofil einheitlich geregelt sind. Die Deutsche Reichsbahn konnte daher *Musterentwürfe für vollwandige, genietete Überbauten* aufstellen, und zwar sind Entwürfe für eingleisige Überbauten mit beschränkter und unbeschränkter Bauhöhe bei Stützweiten von 10 bis 25 m bekannt. Das Studium dieser Entwürfe und der zugehörigen Festigkeitsberechnungen, in denen die große Erfahrung der Reichsbahnstellen niedergelegt ist, sei dem Anfänger empfohlen³. Den Brückenquerschnitt nach einem dieser Musterentwürfe vgl. Abb. 279. Über ältere Musterentwürfe der früheren Preussisch-Hessischen Staatseisenbahnen hat SCHAPER⁴ berichtet.

² Bauingenieur 22 (1941) S. 163.

³ GOTTFELDT, H.: Stahlbau 7 (1934) S. 133.

⁴ SCHAPER, G.: Der Eisenbau 7 (1916) S. 9.

Laut BE werden „wiederverwendbare Entwürfe stählerner Eisenbahn- und Straßenbrücken“ im Bereiche der Deutschen Reichsbahn gesammelt. Ähnliche Sammlungen sind wohl bei jeder Bauverwaltung und Stahlbaufirma vorhanden. Die Möglichkeiten der Wiederverwendung von Brückenentwürfen dürfen jedoch nicht überschätzt werden, die vorliegenden Muster bieten aber natürlich wertvollste Anhaltspunkte für neue Entwürfe. Bei ihrer Benutzung ist zu beachten, daß sich immer auch Einzelheiten und Abmessungen der Stahlkonstruktion ändern, wenn die betreffenden Vorschriften dem neuesten Stande angepaßt werden. Bemerkenswert ist noch, daß sich bei den Bauwerken der Reichsautobahnen allmählich gewisse Typen herausbilden⁶, die auch für die allgemeine Praxis des Brückenbaues Bedeutung haben.

f) **Auflagerpunkte.** An den Auflagerpunkten der Vollwandbalken wird das Stegblech, das für die Aufnahme der Querkraft praktisch allein in Frage kommt, aber allein nicht geeignet ist, konzentrierte Lasten aufzunehmen, durch Beilagen und Aussteifungen so weit verstärkt, daß die Stützkraft ohne Überschreitung der zulässigen Druckspannungen und ohne Beulgefahr an das Auflager abgegeben werden kann. Durch Einpassen oder Einschweißen der Verstärkungen wird für unmittelbare Kraftübertragung gesorgt. Eine zusätzliche Belastung der Halsniete ist dabei zu vermeiden. Einen Anhaltspunkt gibt die mittlere Spannung in der *Aufstandfläche* (Streifen des Stegbleches mit den eingepaßten Beilagen und Steifen). Für die Auflagerpfosten ist gegebenenfalls ein Stabilitätsnachweis zu erbringen.

Abb. 205 zeigt den Endpunkt eines kleinen Vollwandbalkens, Abb. 206 die Verstärkung an der Zwischenstütze eines schweren durchlaufenden Trägers. Bei stetig gekrümmtem Untergurt ist die zusätzliche Belastung der Halsniete durch die Ablenkungskräfte zu beachten (vgl. III B 5, S. 1603). Ist die Höhe

⁶ USINGER, C. u. W. TISCHER: Die Straße 2 (1935) I, S. 249. — W. TISCHER: Die Straße 4 (1937) I, S. 157. — ROESMER, F.: Die Straße 4 (1937) I, S. 165.

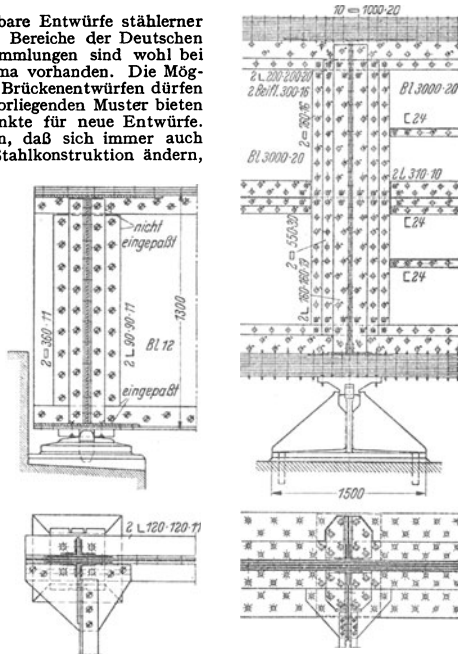


Abb. 205. Nach G. SCHAPER: Eisenbau 7 (1916) S. 12, Tafel I.

Abb. 206. Nach E. KOHL: Bauingenieur 19 (1938) S. 546.

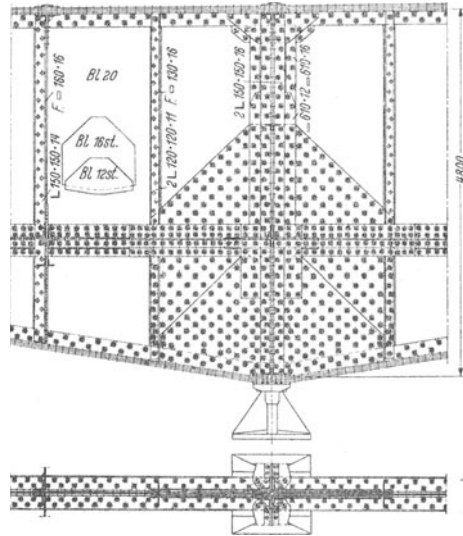


Abb. 207. Nach G. WORCH: Bauingenieur 18 (1937) S. 305.

des Hauptträgers an der Zwischenstütze voutenförmig vergrößert, so läßt sich am Auflager ein Knick in der Gurtung kaum vermeiden. Abb. 207 zeigt einen Stützpunkt mit durchlaufenden Gurtplatten. Die Ausführung mit unterbrochenen Gurtplatten (Abb. 208), die stumpf gegen den Lagerkörper bzw. Keile stoßen, ist weniger empfehlenswert.

g) Aussteifungen. Außer den Auflagerpunkten sind auch alle übrigen Lastpunkte auszusteifen. Bei den Brückenhauptträgern ergeben sich von selbst Aussteifungen an allen Querträgern. Querschnitt und Form dieser *Hauptpfosten* je nach der Größe der Kräfte, Trägerhöhe und Höhenlage der Querträger (Abb. 209).

Die Aussteifungswinkel genieteter Träger werden meist gerade durchgeführt, wobei Futter von der Dicke der Gurtwinkel eingelegt werden (Abb. 210a). Bei sehr hohen Trägern werden die Winkel zur Stahlersparnis gekröpft. Bei tragenden Bauteilen wird die *Keilkröpfung* verwendet (Abb. 210b), *kurze Kröpfungen*

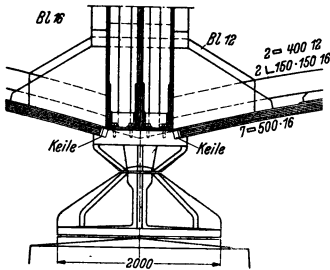


Abb. 208. Nach K. BERNHARD: Bauingenieur 6 (1925) S. 876.

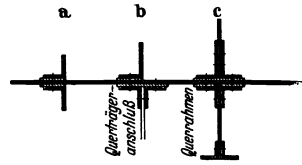


Abb. 209.

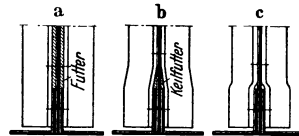


Abb. 210.

(Abb. 210c) dürfen nur in untergeordneten Baugliedern benutzt werden. Aussteifungen geschweißter Träger vgl. Abb. 161. Weitere Beispiele für die Hauptpfosten bei den Querträgeranschlüssen VI C 1, S. 1701.

Zu den Pfosten an den Lastpunkten kommen im Bedarfsfalle noch weitere lotrechte und waagrechte Aussteifungen, um eine genügend hohe Stabilitätsgrenze des Stegbleches zu erreichen. Vgl. die Hinweise unter VI A 7, S. 1666.

Die im älteren Schrifttum angegebenen Formeln und Richtlinien für einzelne Abmessungen (z. B. für die Stegblechdicke) galten unter Voraussetzungen, die sich in verschiedener Hinsicht von den heutigen Verhältnissen unterscheiden. Die bauliche Gestaltung der modernen großen Vollwandtragwerke ist in viel höherem Maße durch Stabilitätsprobleme bedingt als früher. Zum Beispiel die bis 1920 bewährte Bauweise vollwandiger Balken kann auch bei der gleichen Stützweite nicht ohne weiteres auf die heutigen Verhältnisse übertragen werden. Die zulässige Spannung von St 52 ist zweimal so groß wie der damals für St 37 übliche Wert. Will man gleich hohe Beulspannungen usw. erzielen, wie bei den älteren Bauwerken, dann müßten im Falle der Beulung im elastischen Bereich alle *Abmessungsverhältnisse* unverändert bleiben. Die Stabilitätsgrenzen hängen nämlich bei elastischer Beulung nur vom Elastizitätsmodul und der Gestalt ab, und die Bedingung der elastischen Ähnlichkeit fordert gleichmäßige Vergrößerung aller Abmessungen. Soll dagegen gleich große Beulsicherheit erreicht werden, dann müßte das Stegblech bei doppelt so hohen Spannungen, aber unter sonst gleichen Bedingungen 1,4mal so dick gemacht werden wie bei dem Vergleichsbauwerk.

Nur bei dicken Platten tritt eine der Fließgrenze entsprechende Hebung der Stabilitätsgrenzen ein. Unversteifte Stegbleche kommen daher bei größeren Trägerhöhen kaum in Frage, die modernen Vollwandbalken haben — wie bereits erwähnt — meist Stegbleche von nur 15 bis 20 mm Dicke. Die Stegblechfelder zwischen den Hauptpfosten bedürfen daher immer einer sorgfältigen zusätzlichen Versteifung. In der Regel wird dabei anzustreben sein, daß die Beulspannung der am höchsten belasteten Stegblechfelder durch die Versteifungen in die Nähe der Fließgrenze des Baustoffes gehoben wird.

Von Brückentragwerken ist zu fordern, daß sie die vorkommenden Belastungen ohne Ausbeulung des Stegbleches aufzunehmen imstande sind. Gewiß ist ihre Tragfähigkeit mit der Beulung im allgemeinen noch nicht erschöpft, die Tragfähigkeit liegt in gewissen Fällen sogar erheblich über der Beulbelastung. Bei Steigerung der Belastung über die Beulgrenze bleiben die Kräfte im Stegblech jedoch im allgemeinen angenähert unverändert, der Belastungszuwachs kann nur durch *Kräfteumlagerung* auf ein anderes statisches System aufgenommen werden. Dabei wirken die lotrechten Aussteifungen als Pfosten eines Fachwerkes und die diagonalen Stegblechstreifen

als Zugstreben. Erhebliche Abweichungen der Spannungsverteilung von den bei der Bemessung zugrundegelegten Verhältnissen sind daher unvermeidlich. Da die bei Fachwerken üblichen Knotenbleche zum Ausgleich der Stabkräfte fehlen, kann leicht eine bedenkliche Überlastung der bereits von Anfang an hoch belasteten Halsniete eintreten. Die Verhältnisse bei Stahlbrücken können insofern kaum mit denen verglichen werden, die etwa bei den dünnwandigen Blechkonstruktionen des Flugzeugbaues usw. vorliegen. Bei der Bemessung der Stegbleche von Brückentragwerken und ihrer Aussteifungen sollte daher von der Vorstellung des Ersatzfachwerkes besser kein Gebrauch gemacht werden. Die Aussteifungen sind so zu bemessen, daß das Stegblech eben bleibt und auch eine Ausbeulung des Bleches zusammen mit den Steifen unter den vorkommenden Belastungen nicht möglich ist. Für die Bemessung der Steifen sind daher (abgesehen von Auflagerverstärkungen usw.) die Beulbedingungen des versteiften Stegbleches maßgebend, und nicht Überlegungen, die aus dem Ersatzfachwerk hergeleitet werden (vgl. die Schrifttumsangaben VI, A 7, S. 1667).

Aus den Beulbedingungen ist ohne weiteres zu entnehmen, daß Steifen in der Längsrichtung der Träger viel wirksamer sind als Pfosten. *Längssteifen* erfahren jedoch etwa die gleichen Formänderungen wie die zugehörigen Stegblechstreifen, so daß ihre Normalspannungen beträchtliche Höhe erreichen können. Bei hohen Trägern aus St 52 ist es daher unzweckmäßig, die Aussteifungen aus St 37 zu machen, weil dies mit einer merklichen Verminderung der Tragfähigkeit verbunden sein kann. Die früher viel benutzten diagonalen Aussteifungen der Blechfelder in der Nähe der Auflager sind verhältnismäßig wenig wirksam und außerdem unschön, daher besser zu vermeiden. Man vgl. W. BURCHARD: Ing.-Arch. 8 (1937) S. 332.

Bei der Versteifung der Stegbleche ist darauf zu achten, daß die Aussteifungen in hohem Maße für das Aussehen der Vollwandbalken bestimmend sind. Unregelmäßigkeiten in der Aussteifung stören das Bild selbst noch aus großer Entfernung⁶. Aus diesem Grunde ist es zweckmäßig, auf der Außenseite der Stegbleche nur eine bestimmte Steifenart zu zeigen und diese regelmäßig über die ganze Brückenlänge beizubehalten, während die an manchen Stellen notwendigen zusätzlichen Versteifungen unsichtbar (nur auf der Innenseite der Stegbleche) angebracht werden.

h) Vollwandbalken mit gekrümmten Hauptträgern werden manchmal ausgeführt, wenn Eisenbahngleise oder Autobahn in der Krümmung liegen. Bei großen Krümmungshalbmessern bietet die Konstruktion keinerlei Schwierigkeiten, bei schärferen Krümmungen wird die Ausführung etwas schwieriger. Bei stetig gekrümmten Trägern hat der Träger auch geringe Verdrehungsmomente aufzunehmen, in der Hauptsache werden die gegenüber einem ebenen Tragwerk zusätzlichen Kräfte durch die Verbände aufgenommen.

Zur Berechnung von Brücken mit gekrümmten Hauptträgern vgl. E. KÜHL: Bauingenieur 18 (1937) S. 160. — STUSSI, F.: Zur Berechnung von Stahlbrücken mit gekrümmten Hauptträgern, Denkschrift „Die eidgenössische Technische Hochschule dem SIA zur Jahrhundertfeier“. Zürich 1927, S. 138. — WANKE, J.: Zur Berechnung stählerner Brücken mit gekrümmten, auf konzentrischen Kreisen liegenden Hauptträgern. (= Forsch. Stahlbau, Heft 3) Berlin 1941.

Beispiele von ausgeführten Brücken mit gekrümmten Hauptträgern:

GRÜNING, M.: Der Eisenbau I, (= Handbibliothek für Bauingenieure IV, 4) Berlin 1929, S. 207. — BACHMANN, W.: Bauingenieur 18 (1937) S. 82 u. 415. — ZIMIRSKI, F.: Bautechn. 17 (1939) S. 242. — ZILLINGER, I.: Bautechn. 17 (1939) S. 473.

In den meisten Fällen werden bei Brücken in der Krümmung einzelne gerade Brücken ausgeführt, die für jede Öffnung in die Richtung der Sehne gelegt werden. Über die Berechnung von geraden Brücken in Geleisrümmungen vgl. F. BLEICH: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 381 u. 406. — KARIG, J.: Bautechn. 2 (1924) S. 640 und 5 (1927) S. 29.

3. Fachwerkbalkenbrücken.

a) Allgemeines.

Vorläufer der Fachwerkbalken sind von 1845 ab Brücken mit Hauptträgern aus *engmaschigem Gitterwerk*, d. h. mit zwei sich kreuzenden Scharen von schmalen Flacheisenstäben. Bedeutendstes Beispiel dafür ist die 1857 fertiggestellte Weichselbrücke bei Dirschau mit 131 m Stützweite. Von der gleichen Zeit ab wurden auch fachwerkähnliche Tragwerke (Bauweisen von NEVILLE, SCHIFKORN, WARREN u. a.) erbaut, zunächst noch unter weitgehender Verwendung von Gußeisen und mit primitiven Knotenpunktverbindungen. Die Entwicklung der Fachwerkträger verläuft parallel zur Ausbildung der Baustatik. Einzelheiten und Beispiele älterer Bauweisen s. G. C. MEHRTENS: Eisenbrückenbau, Bd. 1, Leipzig 1908, § 10, S. 527.

Die heutigen Fachwerke bestehen aus in der Regel geraden zug- und druckfesten *Stäben*, die in den *Knotenpunkten* steif miteinander verbunden werden. Gelenkige Knotenverbindungen werden nur in Ausnahmefällen ausgeführt (vgl. VI B 3 f, S. 1687).

Wenn man von den kleinsten Stützweiten absieht, sind Fachwerke immer wirtschaftlicher als Vollwandbalken, und dabei erheblich steifer. Da die einzelnen Stabquerschnitte nach den größten Kräften bemessen werden, ist der Werkstoff

⁶ SCHLEICHER, F.: Einfluß der Stabilität der Stegbleche auf die Gestaltung vollwandiger Balkenbrücken. Vorbericht zum 2. Kongreß internat. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Berlin, 1936, S. 1391.

bei den üblichen Trägerhöhen gut ausgenutzt und Querschnittszugaben zur Einhaltung der zulässigen Durchbiegung, wie sie bei niedrigen Vollwandbalken oft notwendig werden, sind entbehrlich. Für kleine und mittlere Stützweiten sind die Fachwerkbalken zwar stark durch die Vollwandtragwerke zurückgedrängt. Zum Beispiel unter den Reichsautobahnbrücken mit weniger als 100 m Stützweite befinden sich kaum noch Fachwerkbalken. Das Bild ändert sich jedoch sofort, wenn steife Tragwerke verlangt sind (Vollwandbalken bei Eisenbahnbrücken nur bis etwa 60 m Weite). Für größere

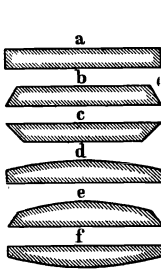


Abb. 211.

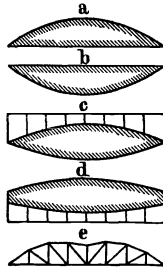


Abb. 212.

b) Trägerform und Ausfächung der Fachwerkbrücken.

α) *Umriss einfacher Balken.* Bei kleinen und mittleren Fachwerkbrücken bilden heute Balken mit parallelen Gurtungen die Regel (*Parallelträger*). Diese sind wirtschaftlich, wenn die Trägerhöhe h (in der Regel dient die *Netzhöhe* des statischen Systems als Maßstab) etwa $l/7$ bis $l/9$ der Stützweite l ist. Bei Brücken mit

untenliegender Fahrbahn sind *Trapesträger* (Abb. 211 b) vorteilhaft. Große Balken erhalten polygonal gekrümmte Gurte, so daß die äußeren Pfosten und Streben kürzer werden, was merkliche Baustoffersparnisse bringen kann (s. die *Halbparabelträger* Abb. 211 d und f). Stetig gekrümmte Gurtungen sind mit zusätzlichen Biegunspannungen verbunden, die bei der Bemessung berücksichtigt werden müssen.

In der Geschichte des Brückenbaues spielten neben den parallelgurtigen Balken auch die spitz auslaufenden Trägerformen eine große Rolle. Beispiele: Abb. 212 a) *Parabelträger*, b) *Fischbauchträger*, c) *Linsenträger* (bei den Trägern mit Parabelform Abb. 212 a bis c ist die Stabkraft für gleichmäßige Vollast in beiden Gurtungen konstant und der von der Streben aufzunehmende Querkraftanteil null), d) *abgestumpfter Linsenträger* (Abb. 212 d). Von den Sonderformen seien erwähnt: Der *Pauliträger* (1857), der so geformt ist daß die größten Gurtkräfte überall gleich sind (Abb. 212 c). Der *Schwedlerträger* (1863) ist so gestaltet, daß in den aus schlaffen Stäben bestehenden Streben keine Druckkräfte auftreten (Abb. 212 e). Die hohe Entwicklung dieser und anderer Sonderformen wurde nicht zuletzt durch die Schwierigkeiten in der Herstellung von druckfesten Streben sowie die kleine Auswahl des damals zur Verfügung stehenden Walzmaterials begünstigt. Heute sind diese Sonderformen ohne Bedeutung.

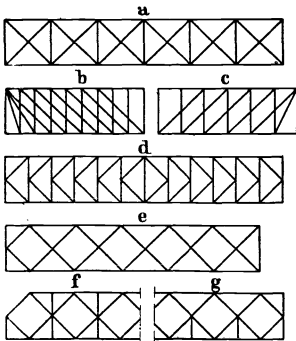


Abb. 213.

β) *Ausfächung.* Die innerlich statisch unbestimmten Pfostenfachwerke mit gekreuzten Streben in allen oder nur in den mittleren Feldern der Öffnung (wo Vorzeichenwechsel der Querkraft eintritt), sind veraltet und kommen für Brückenhauptträger kaum mehr in Frage (Abb. 213 a). Für Windverbände werden sie noch öfter benutzt, obwohl auch da statisch klare Systeme vorzuziehen sind.

Die *mehrfachen Fachwerke* (Abb. 213 b, c und ähnliches) kommen für Neubauten nicht mehr in Frage. Von den *zweiteiligen Fachwerken* (bei denen sich die Querkraft auf zwei Strebenzüge verteilt) sind noch wichtig das *K-Fachwerk* (Abb. 213 d), vor allem für Windverbände,

ferner das *Rautenfachwerk* (Abb. 213 e bis g), das in neuerer Zeit auch für Brücken hauptträger wieder öfter benutzt wurde.

Als Ausfächung für neue Brückenträger werden meist *einfache Dreiecksfachwerke* (Abb. 214 a bis d) benutzt, die zweistöbig aufgebaut werden können. Fach-

werke mit großen Feldweiten werden unterteilt, d. h. sie erhalten Hilfsstäbe z. B. nach Abb. 214 e und f (sog. Zwischenfachwerk).

Bei der Auswahl der Fachwerksysteme ist besonders auf die *Feldweite* (die Feldweite ist gleich der Stützweite der Längsträger und beträgt meist 5 bis 10 m), die Knicklänge der Druckstäbe und auf den einfachen Anschluß der Streben in den Knotenpunkten (keine zu spitzen Winkel) zu achten. Die Anzahl der Felder ist meist 6 bis 10, beträgt die Längsträgerstützweite mehr als etwa 10 m, so wird das Fachwerk unterteilt.

γ) *Durchlaufende Balken* sind immer wirtschaftlich, wenn die Stützweitenverhältnisse nicht gar zu ungewöhnlich sind. Die Trägerhöhe wird konstant (etwa $\frac{1}{10}$ der größten Stützweite) oder wenig veränderlich gewählt. Für größere Stützweiten lohnt sich oft die Vergrößerung der Trägerhöhe über den Stützen. Abb. 215 zeigt Beispiele von neueren deutschen durchlaufenden Fachwerkbalkenbrücken.

δ) *Gerberträger*. Erste Gerberträger (1867): Regnitzbrücke in Bamberg und Mainbrücke in Haßfurt.

Gerberträger (Abb. 216) werden vor allem ausgeführt, wenn mit größeren Setzungen der Pfeiler zu rechnen ist. Da sie äußerlich statisch bestimmt sind, entstehen in ihnen bei Stützenbewegungen und Wärmeänderungen keine Kräfte. Dem Einfluß der Stützensenkungen auf durchlaufende Balken mißt man heute nicht mehr so hohes Gewicht bei wie früher, da die Spannungsspitzen plastisch abgebaut werden können. Man vermeidet daher gerne Gerberträger mit ihren Gelenken, die gewissermaßen Fremdkörper darstellen und ziemlich teuer sind. Häufig werden dagegen Gerberbalken bei durchlaufenden Balken als *Montagesystem* benutzt, d. h. das Tragwerk wirkt während der Aufstellung als Gerberbalken, und der

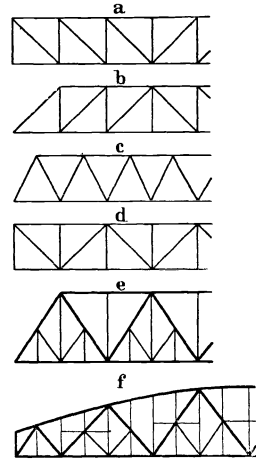


Abb. 214.

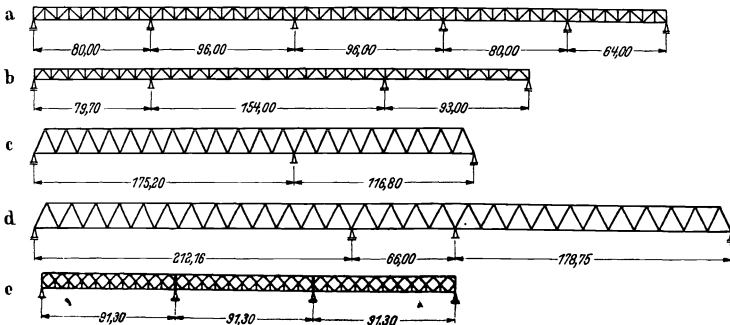


Abb. 215. Durchlaufende Fachwerkbalken. a) Reichsautobahnbrücke über das Werratal bei Hann.-Münden, b) Elbebrücke der Reichsautobahn bei Höhenwarthe, c) Rheinbrücke bei Maxau, d) Rheinbrücke bei Neuwied-Weißenthurm, e) Rheinbrücke Mannheim-Ludwigshafen.

statisch unbestimmte durchlaufende Balken wird (durch Schließen der Gelenke) erst gegen Ende der Aufstellungsarbeiten hergestellt. In solchen Fällen wird die ständige Last dauernd von dem Gerbersystem getragen, und nur die sonstigen Belastungen von dem durchlaufenden Balken, es ist aber auch möglich, die Kräfteverteilung des durchlaufenden Balkens durch geeignete Maßnahmen gleichfalls für die ständige Last herbeizuführen.

Trägerformen, die sich dem Verlauf der größten Bieugungsmomente in starkem Maße anpassen, wirken unschön (vgl. Abb. 216 e). Durchlaufende und Gerber-

balken sind auch bei verschiedener Höhenlage des Trägers in den einzelnen Öffnungen möglich (vgl. den *Stufenträger* Abb. 216c).

Als Grenzfall der Gerberbalken sind die *Balken mit Hängegurt* zu erwähnen (Abb. 217). Schließlich begegnen wir durchlaufenden und Gerberbalken als

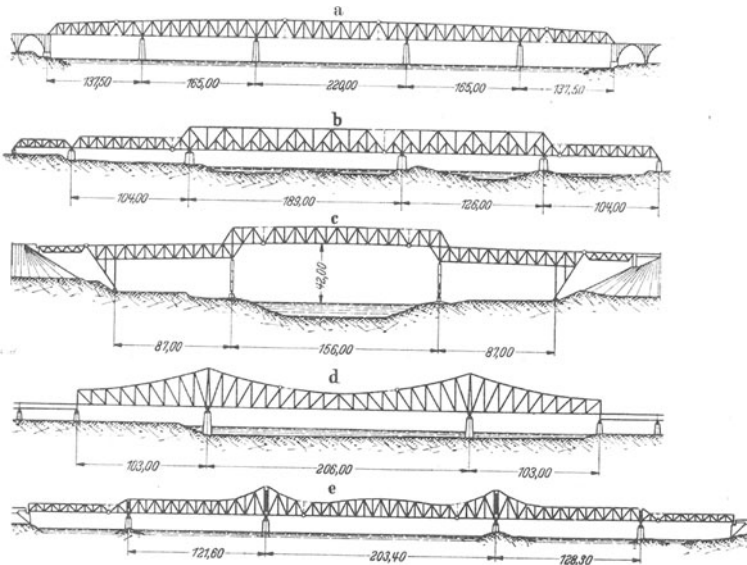


Abb. 216. Gerberbalken. a) Brücke über den Kleinen Belt, b) Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld, c) Hochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal bei Holtenu, d) Rheinbrücke bei Düsseldorf-Neuß, e) Rheinbrücke bei Ruhrort-Homberg.

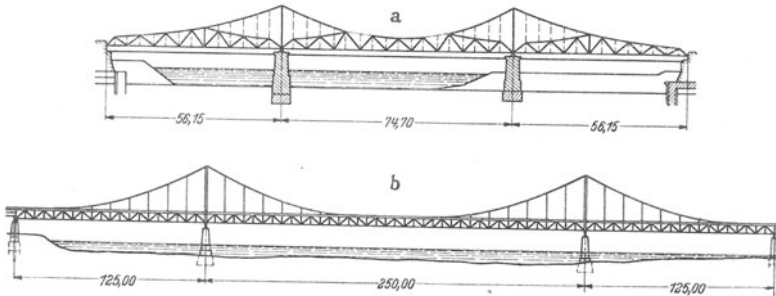


Abb. 217. Balken mit Hängegurt. a) Neckarbrücke Mannheim, b) Rheinbrücke Krefeld-Uerdingen.

Versteifungsbalken von Hängebrücken und Stabbogen. Ähnliche Tragwerke ergeben sich auch, wenn ein Bogentragwerk biegesteif mit den Balken der Nachbaröffnungen verbunden wird (vgl. Abb. 233 h und 237 b).

Von den bedeutendsten Fachwerkbalkenbrücken seien genannt: die Rheinbrücken bei Neuwied (mit 212 m größter Stützweite), Krefeld-Uerdingen (250 m) und Duisburg-Rheinhausen (256 m), die Brücke über den Firth of Forth in Schottland (521 m) sowie die Brücke über den Lorenzstrom bei Quebec in Kanada (549 m).

c) Berechnung und Bemessung der Fachwerktragwerke.

Fachwerke werden unter der Annahme berechnet, daß die Stäbe in den Knotenpunkten durch reibungsfreie Gelenke verbunden sind und daß Belastungen nur in den Knotenpunkten wirken. Dieser Voraussetzung entsprechend werden Querträger nur in den Knotenpunkten des Fachwerks gelagert, die unmittelbare Belastung der Stäbe durch Verkehrsbelastung usw. wird sorgfältig vermieden. Da die Querbiegung durch Eigengewicht und Windkräfte meist belanglos ist, sind die geraden Stäbe dann nur durch Normalspannungen beansprucht, falls die Stabachsen genau durch die theoretischen Knotenpunkte gehen. Sind ausnahmsweise wesentliche Querbewehrungen vorhanden, so müssen die Biegungsspannungen bei der Bemessung berücksichtigt werden. Eine Stützung der Querträger auf die Gurtstäbe kann bei sehr großen Brücken in Betracht kommen, wenn (z. B. aus ästhetischen Gründen) eine Unterteilung des Fachwerkes vermieden werden soll.

Über die Berechnung der Stabkräfte usw. vgl. den Abschnitt *Baustatik*, der Spannungsnachweis ist nach I P 2, S. 1556 durchzuführen, bei den Druckstäben unter Beachtung der Knickzahl ω (vgl. VI A 7, S. 1667).

In den modernen Fachwerken werden alle Stäbe steif ausgeführt, auch die nur durch Zugkräfte belasteten. Eine Ausnahme bilden höchstens die sog. *Zugbänder* von Bogentragwerken usw. Höhe und Breite des Stabquerschnittes ergeben sich je nach der Stabkraft und Stablänge (Knicken). Mit Rücksicht auf die *Nebenspannungen* infolge der fest vernieteten Knotenpunkte sind jedoch gedrungene Querschnittsformen, d. h. schlanke Stäbe, anzustreben.

Für die Gurtstäbe wird meist ein sog. *Grundquerschnitt* (der kleinsten Querschnittsfläche entsprechend) gewählt, der über die ganze Trägerlänge beibehalten wird. Die für die größeren Stabkräfte notwendigen *Beilagen (Zuwachsflächen)* sind jeweils so zu verteilen, daß die Höhenlage der Stabachse nicht geändert wird. Die *Gurtstöße*, an denen auch die Veränderungen in der Querschnittsgröße erfolgen, liegen meist außerhalb der Knotenbleche. Für alle Querschnittsteile sind besondere Laschen zu benutzen, d. h. die Knotenbleche werden nicht mit zur Stoßdeckung herangezogen, damit sie für ihre eigentliche Aufgabe freibleiben, die Stabkräfte der Wandstäbe aufzunehmen und auszugleichen. Die Querschnitte der Wandstäbe sind so auszuwählen, daß diese leicht an die Knotenbleche angeschlossen werden können, was der Fall ist, wenn ein möglichst großer Teil der Querschnittsfläche in der Ebene der Knotenbleche liegt. Über die Stöße und Anschlüsse von Fachwerkstäben s. III A 3, S. 1582. Man vgl. auch die Bestimmungen der BE § 43 bis 45 und GE § 23 bis 27.

Bei zwei- und mehrteiligen Querschnitten müssen die einzelnen Teile durch *Bindebleche, Vergitterungen* und *Querschotte* in ihrem gegenseitigen Abstand festgehalten werden. Dies gilt auch für Zugstäbe und hutförmige (unten offene) Querschnitte. Bei Druckstäben ist dabei nicht nur auf das Knicken des ganzen Stabes, sondern auch auf das Beulen der Stege und Gurtplatten zu achten.

Die Fachwerktragwerke sind im einzelnen so zu gestalten, daß die Voraussetzungen der Berechnung möglichst eingehalten und zusätzliche Kräfte (von den sog. *Nebenspannungen* infolge der steifen Knotenpunktverbindungen abgesehen) vermieden werden. Die Stabachsen sollen sich daher in den theoretischen Knotenpunkten schneiden. Bei den Gurtungen lassen sich kleine Unterschiede in der Höhenlage der Schwerpunkte bei veränderlichen Querschnittsflächen allerdings nicht ganz vermeiden. In solchen Fällen wird die Lage der Stabachsen gemittelt, um die zusätzlichen Biegemomente in den Stäben möglichst klein zu halten.

d) Stabquerschnitte.

Die Auswahl der Stabquerschnitte erfolgt nach der Stabkraft, bei den Druckstäben ist auch die Knicklänge von großem Einfluß. Die einzelnen Stabquerschnitte müssen so aufeinander abgestimmt werden, daß sie sich unter Beachtung der unter c erwähnten Regeln leicht miteinander verbinden lassen. Zum Beispiel mit der Wahl des Gurtquerschnittes sind auch bereits zahlreiche Bedingungen für die übrigen Stäbe gegeben. Es ist daher zweckmäßig, bei der Bemessung

mit dem Druckgurt zu beginnen. Sodann kommt es auf die gedrückten Wandstäbe an, besonders wenn diese schlank sind. Die Bemessung der Zugstäbe bereitet keinerlei Schwierigkeiten.

Stabquerschnitte aus einzelnen Winkeln sind mit großen zusätzlichen Biegunspannungen verbunden, weil ein zentrischer Anschluß nicht möglich ist. Sie kommen daher nur für kleinste Kräfte bei Fußgängerstegen, Signalbrücken u. dgl. in Betracht.

Kleinere Brücken erhalten meist *einwandige*, bezüglich der Systemebene symmetrische Querschnitte (Abb. 218).

Für größere Brücken werden *zweiwandige Querschnitte* verwendet. Höhe H und Breite B des Druckgurtes sind so groß anzustreben, daß die für die Knicklast maßgebende Stabschlankheit nicht größer wird als etwa $\lambda_k = 50$ bis 60 , weil größere Schlankheiten nur unwirtschaftlich kleine Druckspannungen ermöglichen. Die zweckmäßige Obergurthöhe hängt daher in erster Linie von der Feldweite a des Fachwerks bzw. von der Knicklänge des Druckgurtes ab, sie ist von der Größenordnung $H = a/10$ bis $a/20$. G. SCHAPER empfiehlt als angemessene Steghöhe in cm ($l =$ Stützweite in m einzusetzen!)

$$H = l - \frac{l^2}{400}$$

und für den Abstand B der beiden Stege (in cm)

$$B = H - \frac{l}{10}$$

Abb. 218. Einwandige Stabquerschnitte. a) Obergurt, b) Wandstäbe, c) Untergurt.

Zweiwandige Obergurte erhalten eine durchgehende Deckplatte (Abb. 219a). Im Sinne der elementaren Knicktheorie sind sie dann zwar „einteilige Stäbe“, die unteren Flansche sind jedoch trotzdem besonders gegen seitliches Ausweichen zu sichern. Der *Untergurt* wird in der Regel als zweiteiliger Stab gestaltet (Abb. 219c).

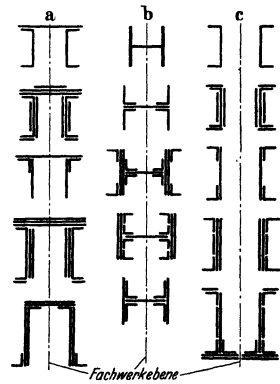


Abb. 219. Zweiwandige Stabquerschnitte. a) Obergurt, b) Wandstäbe, c) Untergurt.

Der Stegabstand ist der gleiche wie im Obergurt, falls nicht etwa Unterschiede in den Stegbelegen vorhanden sind. Die Höhe der *Wandstäbe* (Abb. 219b) richtet sich nach den Gurtungen, und zwar wird der Querschnitt nach Möglichkeit so eingerichtet, daß er an den Knotenpunkten einfach zwischen die Knotenbleche geschoben werden kann, bzw. daß die Verstärkungsplatten stumpf gegen die Stegbleche stoßen. Beispiel für den Anschluß III A 3 c, Abb. 67 und 68. Bei den *Pfosten* ist es meist notwendig, auf den Anschluß der Querträger Rücksicht zu nehmen (Abb. 259 bis 262), weshalb dafür einfache oder zusammengesetzte I-Querschnitte am besten geeignet sind.

Wenn die Gurtungen nicht gerade verlaufen, sollte der größte Teil der Gurtfläche in den Stegen untergebracht werden, weil bei den abstehenden Querschnittsteilen nicht immer mit einer vollen Mitwirkung gerechnet werden kann (vgl. Ablenkungskräfte III B 5, S. 1603).

Druckstäbe sollen nach Möglichkeit einen durchgehenden Steg zwischen den beiden Querschnittshälften erhalten. Kann nur ein *zweiteiliger Druckstab* ausgeführt werden, so müssen die Querverbindungen inmunde sein, die bei einer Knickausbiegung auftretende Querkraft aufzunehmen.

Für die *Querverbindungen* zweiteiliger Druckstäbe wurden früher überwiegend fachwerkartige *Vergitterungen* ausgeführt. Diese Verbindungen sind sehr steif, falls die Gitterstäbe genügend druckfest sind. Bei Vergitterungen aus Flachstahl

(Abb. 220) ist diese Voraussetzung jedoch nicht erfüllt. Wie man sich leicht überzeugt, können die üblichen Flachstahlstreben nur eine sehr geringe Druckkraft aufnehmen, so daß sie, wie es bei manchen älteren Stahlbauwerken zu beobachten ist, leicht ausbiegen. Es ist daher zu fordern, daß die Stäbe der Vergitterungen

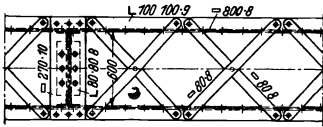


Abb. 220.

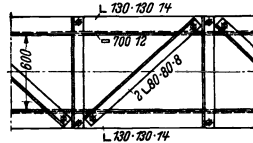


Abb. 221.

steif (Winkelstahl usw.) ausgebildet werden (Abb. 221). Für die Tragfähigkeit der Vergitterungen ist in der Regel der Anschluß maßgebend, weil bei den üblichen Verhältnissen an jedem Ende nur für ein Niet Platz ist. Bei größeren Kräften sind daher für den Anschluß der Gitterstäbe besondere kleine Knotenbleche (Abb. 222) notwendig, was die Konstruktion verteuert. Dies ist mit der Grund weshalb neuerdings *Bindebleche* als Querverbindungen zweiteiliger Druckstäbe bevorzugt werden, die auch die Ansicht weniger stören (Abb. 223). Über die Bemessung der Querverbindungen vgl. DIN E 4114 und BE § 44.

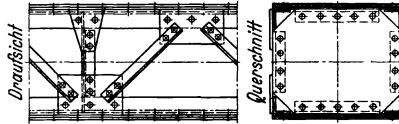


Abb. 222. Vergitterung und Querschnitt eines zweiteiligen Druckstabes. Nach G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934, S. 84.

Vergitterungen bzw. Bindebleche allein genügen nicht, um die Querschnittsform zweiteiliger Stäbe zu sichern. Es werden daher noch *Querschotte* und *Querrahmen* (Abb. 224a und b) ausgeführt. Solche Querverbindungen sind auch bei einteiligen Stäben mit offener Querschnittsform notwendig (Abb. 224c und d). Bei den Querschotten von Streben ist darauf zu achten, daß keine Wasseransammlungen (*Wassersäcke*) möglich sind.

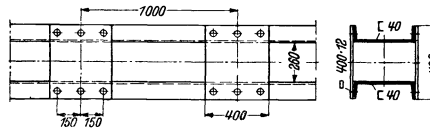


Abb. 223.

Wo diese nicht durch geeignete Formgebung (Abbildung 224 d) ausgeschlossen werden können, sind an der tiefsten Stelle Bohrungen (*Wasserlöcher*) vorzusehen. Gleiches gilt natürlich auch für alle anderen Stellen, an denen mit Wasseransammlungen gerechnet werden muß.

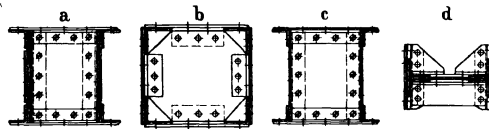


Abb. 224. Querschotte.

Die Querverbindungen sind bei mehrteiligen Druckstäben notwendig, um den Stab zu einheitlicher Wirkung zu verbinden. Auch mehrteilige Zugstäbe werden in größeren Abständen durch Bindebleche versteift.

e) Knotenpunkte.

An den Knotenpunkten des Fachwerks werden die äußeren Belastungen eingeleitet und die Stabkräfte ausgeglichen. Dieser Aufgabe dienen die *Knotenbleche*, welche die Verbindung zwischen den verschieden gerichteten Stäben herstellen. Nach der Bauart der Stäbe sind jeweils ein oder zwei Knotenbleche notwendig. Der unmittelbare Anschluß der Wandstäbe an den Steg der Gurtung kommt

höchstens für sehr kleine Kräfte in Frage. Diese Bauweise war bei alten Brücken sehr verbreitet, sie wird heute kaum mehr benutzt, da die bereits durch ihre Längskraft ausgenutzten Gurtstäbe durch die mit dem Strebenanschlusß usw. verbundenen zusätzlichen Spannungen überlastet würden.

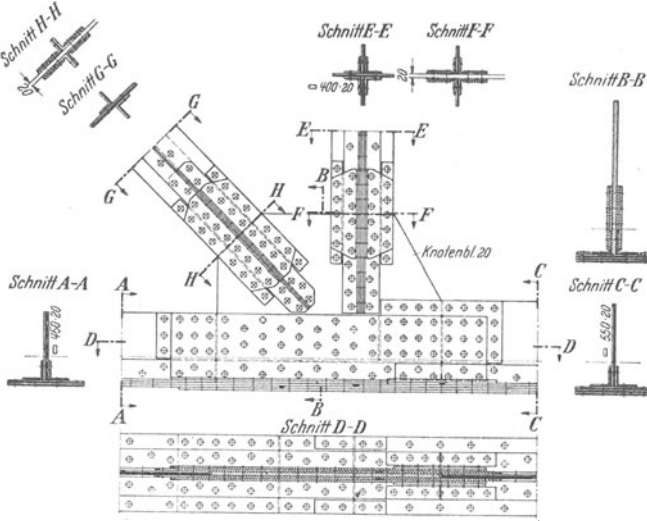


Abb. 225. Eingesetztes Knotenblech.

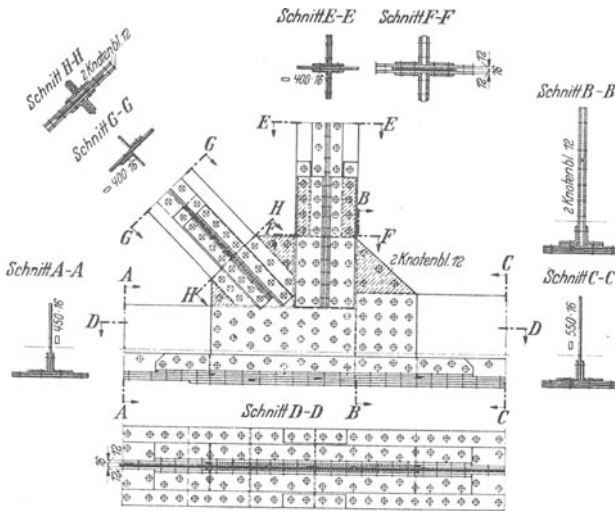


Abb. 226. Aufgelegte Knotenbleche.

Die Knotenbleche werden entweder in der Ebene des Steges eingesetzt (Regel-
fall bei einwandigen Stäben) oder auf den Steg aufgelegt. Beim *eingesetzten oder eingeschobenen Knotenblech* (Abb. 225) wird der Steg unterbrochen und durch das Knotenblech ersetzt. Damit der Kraftanteil des unterbrochenen Steges nicht durch

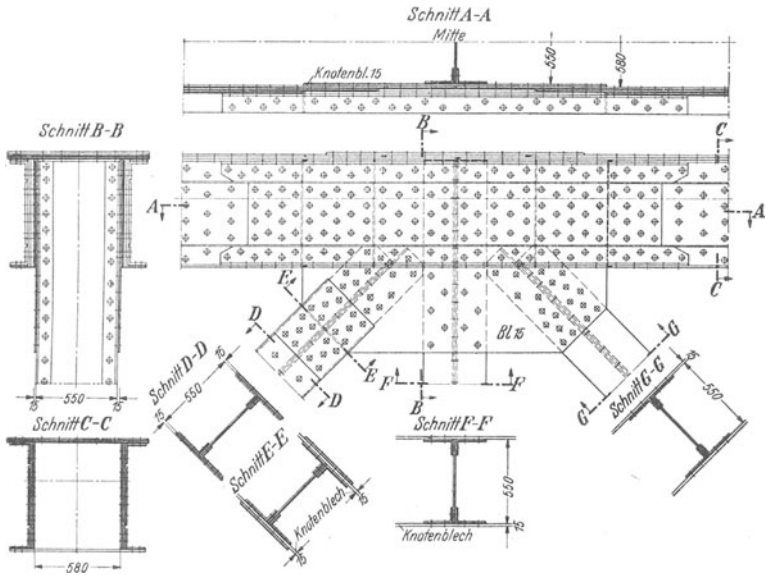


Abb. 227.

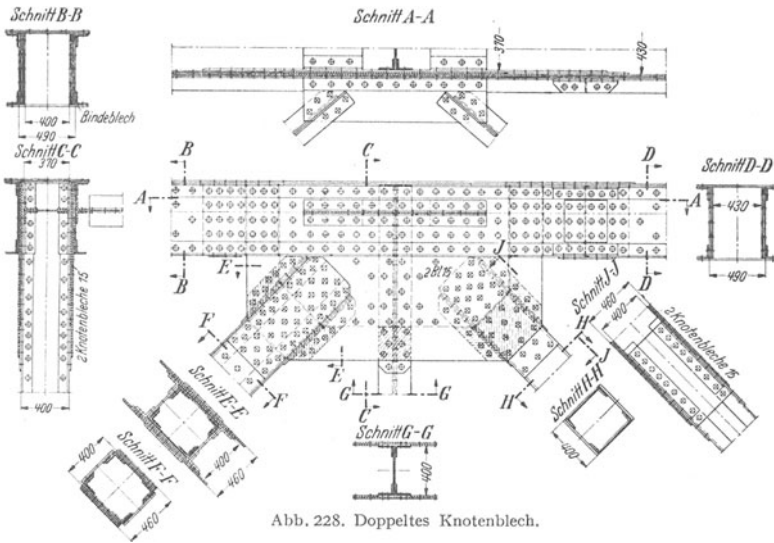


Abb. 228. Doppeltes Knotenblech.

das Knotenblech aufgenommen werden muß, werden die Laschen über das Knotenblech weggeführt.

Aufgelegte Knotenbleche (Abb. 226) vermeiden die Unterbrechung des Steges. Bei geraden Gurten kann der Stab über den Knotenpunkt durchlaufen und unabhängig von ihm im Feld gestoßen werden. Im Falle einwandiger Querschnitte

sind dabei zur Herstellung symmetrischer Anschlüsse zwei Knotenbleche notwendig, zwischen denen der Steg bzw. ein Futter liegt.

Bei zweiwandigen Querschnitten bilden meist aufgelegte Knotenbleche die einfachste Lösung (Abb. 227). Sind in Gurt und Streben mehrere Stegplatten vorhanden, so können *mehrfache Knotenbleche* (Abb. 228) vorteilhaft sein.

Streben und Pfosten geben ihre ganze Stabkraft an die Knotenbleche ab, in denen die Kräfte teilweise ausgeglichen werden. Die Restkraft entspricht, wenn man von der äußeren Knotenlast absieht, dem Unterschied der Gurtkräfte, sie ist von den Verbindungsnieten zwischen Knotenblech und Gurtung aufzunehmen. Liegt das Knotenblech erheblich außermittig bezüglich der Gurtachse, so ist bei der Bemessung der Verbindungsniete auch das Versetzungsmoment zu berücksichtigen. Der Kräfteunterschied kann für einen gegebenen Belastungsfall leicht schätzungsweise ermittelt werden, bei größeren Brücken empfiehlt sich die Bestimmung mit Hilfe einer Einflußlinie.

Die Abmessungen der Knotenbleche ergeben sich aus der Größe der Stabkräfte. Die Knotenbleche sind nicht nur aus wirtschaftlichen Gründen, sondern auch mit Rücksicht auf die Nebenspannungen klein zu halten. Über den Anschluß der einzelnen Stäbe und die grobe Abschätzung der Spannungen im Knotenblech s. III A 3, S. 1585. Eine genauere Berechnung des Spannungszustandes in Knotenblechen⁷ ist nur schwer durchzuführen. Aus verschiedenen Gründen empfiehlt sich, die Dicke der Knotenbleche reichlich zu wählen. Die Querverbindungen bei zweiteiligen Stäben sind neben bzw. zwischen den Knotenblechen besonders notwendig, weil am Anschluß quergebogene Kräfte auftreten (vgl. III A 3 b, Abb. 64). Die Wandstäbe werden daher immer möglichst weit zwischen die Knotenbleche geführt, wodurch oft besondere Querschotte gesparrt werden.

Bei *polygonaler Gurtung* wird an den Knotenpunkten jeweils ein teilweiser oder ganzer Stoß notwendig. Bei kleinen Winkelunterschieden genügt es, die Stege zu stoßen, während Gurtplatten und Gurtwinkel geknickt bzw. gebogen werden können. Das Biegen der Stegplatten in ihrer Ebene (hochkant) ist dagegen schwierig, und das Herausschneiden der gebogenen Platten aus breiteren Blechen scheidet als zu kostspielig aus. Bei mäßigen Winkelunterschieden wird der Steg meist *auf Gehrung*, d. h. in der Winkelhalbierenden, geschnitten.

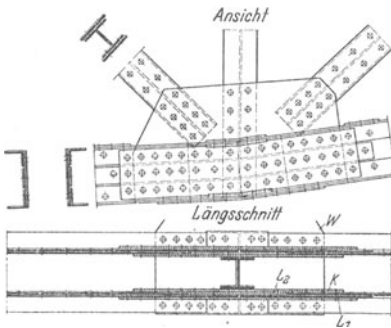


Abb. 229. Nach G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934, S. 99.

In dem Beispiel Abb. 229 bezeichnet „K“ das aufgelegte Knotenblech des Hauptträgers, „W“ das zugleich als Bindeblech dienende Knotenblech des Windverbandes. Der Steg ist zweimal gestoßen, die zwei beiderseits des Knickpunktes liegenden Stoßfugen sind durch eine gemeinsame Lasche L_1 gedeckt. Das eingesetzte Futter zwischen den beiden Stegstößen dient zugleich als Lasche L_2 für die anliegenden Schenkel der Gurtwinkel, die auf Gehrung geschnitten sind. Die abstehenden Winkelschenkel sind durch besondere Laschen gedeckt. Die Stegblechbeilage ist im rechten Feld

nicht notwendig. Sie wäre nur soweit über den Systempunkt zu verlängern, daß sie ihrer Fläche entsprechend angeschlossen ist. Sie dient aber zugleich als Futter für die Lasche L_1 und wird daher vorgebunden.

Bei größerem Winkelunterschied zwischen den benachbarten Gurtstäben soll ein möglichst großer Teil des Querschnitts in die Fachwerkebene gelegt werden,

⁷ WYSS, TH.: Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern, Berlin 1926, sowie Beitrag zur Spannungsuntersuchung eiserner Fachwerke (= Forsch. Ing.-Wes. Heft 262), Berlin 1923.

Eine Ausführung des gleichen Endknotens mit Gehrungsschnitt zeigt Abb. 230b. Dabei ist ein Knotenblech benutzt, das über die Gurtplatten vorsteht. Das setzt voraus, daß die Gurtplatten entweder geschlitzt sind oder vor dem Knotenblech enden und mit den an ihre Stelle tretenden drei Streifen verlascht werden. Die Anschlußwinkel werden so bemessen, daß sie die Kraft in den abstehenden Querschnittsteilen in das Knotenblech überleiten können. Die Stege und anliegenden Winkelschenkel werden durch entsprechend geformte Laschen gedeckt. Derartige Laschen mit einspringenden Ecken sind jedoch trotz der Ausrundung immer gefährdet, weshalb sie gerne vermieden werden. Würde man den Stoß der Gurtplatten etwa nur durch Flachstahllaschen decken wollen, die in der Winkelhalbierenden geknickt sind, so bestünde wegen der großen an der Knickstelle konzentrierten Ablenkungskräfte, die ja dort nicht aufgenommen werden können, keine Gewähr für die ausreichende Mitwirkung der Gurtplatten. Man vgl. hierzu auch die Betrachtungen über die gekrümmten Biegeträger III B 5 und zu Abb. 106.

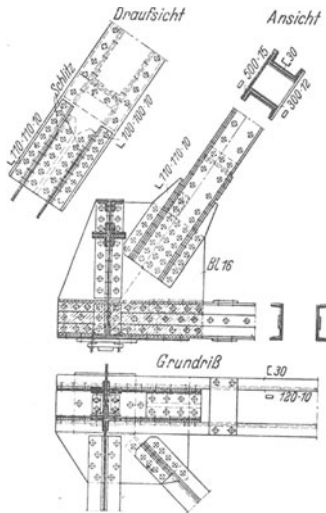


Abb. 231. Nach G. SCHAPER: S. 120.

sie nur die Ablenkungskraft aufzunehmen haben. Die Deckplatte der Endstrebe ist mit Schlitzern für die Knotenbleche versehen und mit vier zusätzlichen Winkeln an diese angeschlossen. Die Konstruktion ist an der Stirnfläche durch eine lotrechte Platte abgedeckt.

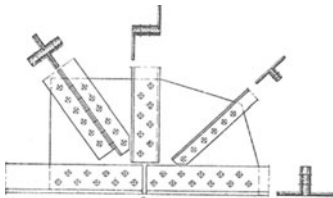


Abb. 232.

den Anschluß der Querträger bestimmt wird. Zwischen den beiden Knotenblechen ist hier wegen der Einspannungsmomente aus dem Querträger eine besonders steife Verbindung erforderlich, Beispiel Abb. 231.

Die Knotenbleche erhalten möglichst zwei parallele Kanten, so daß sie mit geringem Abfall aus einem Blech geschnitten werden können. Rechteckform ist anzustreben, Knotenbleche mit einspringenden Ecken sind möglichst zu vermeiden, sonst mit großem Halbmesser auszurunden.

Zu schwache Knotenbleche, besonders solche, die zugleich als Stoßlaschen benutzt wurden, waren die Ursache verschiedener Unfälle. GE § 26 fordert daher mit Recht, daß die Knotenbleche bei den Gurtstößen im allgemeinen nicht mit als Stoßdeckung herangezogen, sondern daß die Stoßfugen auf andere Weise gedeckt werden sollen. Knotenpunkte nach Abb. 232, bei denen der Untergurt nur durch das Knotenblech gestoßen ist, werden am besten auch bei den Fachwerkbindern des Stahlhochbaues vermieden⁸.

⁸ SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 18 (1937) S. 794.

f) Gelenkbolzenbrücken

mit gelenkigen Verbindungen in allen Knotenpunkten wurden ursprünglich gebaut, um die mit den steifen Knoten verbundenen Nebenspannungen zu vermeiden oder wenigstens stark zu vermindern. Dieses Ziel wurde wegen der großen Reibung in den Gelenken nicht erreicht. Als Vorteil verblieb jedoch die Möglichkeit, die Gelenkbolzenbrücken auf der Baustelle verhältnismäßig leichter und schneller aufzustellen als Brücken mit nur genieteten Knotenpunkten. Sie wurden daher z. B. nach Übersee geliefert, wo sie zum Teil ohne Facharbeiter aufgestellt werden konnten. Wegen der einfachen Baustellenarbeit hatten sie in Nordamerika weite Verbreitung gefunden, so daß die vernieteten Brücken dort im Vergleich zu ihnen sogar längere Zeit zurücktraten. Fachwerke mit Gelenkbolzenverbindungen sind jedoch viel weniger steif als solche mit genieteten Knoten, was sich vor allem bei Unglücksfällen zeigte. Die Bolzenverbindungen wurden daher auch in Amerika immer mehr verlassen, wo sie heute nur noch in gewissen Fällen Anwendung finden, so z. B. für den Anschluß von Zugstäben in großen Brücken. Die Regel bilden heute auch dort steif vernietete Knoten. Bei uns haben die Gelenkbolzenverbindungen niemals größere Bedeutung erlangt, sie können jedoch für Sonderbauwerke in Betracht kommen.

Über *Gelenkbolzenbrücken* vgl.:

MEHRTENS, G. CH.: Eisenbrückenbau, Bd. 3, Leipzig 1923, § 6, S. 198. — MELAN, J.: Der Brückenbau, Bd. 3, 1. Hälfte, 3. Aufl., Leipzig 1927, S. 449. — MÜLLENHOFF, A.: Eisenbau 11 (1920) S. 353. — BURCHARD, W.: Bauingenieur 18 (1937) S. 42.

Über die *Gelenke* von Gerberbalken usw. s. VI E 5, S. 1727, über *Bolzen* II C 4, S. 1575.

g) Nebenspannungen.

Da die einzelnen Fachwerkstäbe verschiedene Dehnungen erleiden, ändern sich die Dreieckswinkel des idealen Gelenkfachwerkes. Wegen der steif vernieteten Knoten müssen also in den Stäben Biegemomente auftreten⁹.

Die Ermittlung der Nebenspannungsmomente mittels der für biegegesteife Rahmen üblichen Methoden ist bei großer Stabzahl sehr mühsam. Für die angenäherte Berechnung der Nebenspannungen eignet sich besonders das Verfahren von O. MOHR, bei dem die Knotendrehwinkel stufenweise berechnet werden und daraus die Biegemomente der Fachwerkstäbe an den Knotenpunkten. Es wird hierbei vorausgesetzt, daß Stabkräfte und Knotenpunktverschiebungen mit genügender Genauigkeit aus der Berechnung des idealen Gelenkfachwerkes entnommen werden können, d. h. durch die Nebenspannungen nicht erheblich verändert werden. Das MOHRsche Verfahren ist für einfache Dreiecksfachwerke zuverlässig, bedarf aber für Fachwerke mit Unterteilung sowie für mehrteilige Fachwerke der Verbesserung¹⁰.

Die Nebenspannungen wachsen mit der Stabhöhe. Bei den zahlreichen Schweizer Messungen¹¹ wurden für verschiedene Stabschlankheiten (s/e = Stablänge/Schwerpunktsabstand der gefährdeten Faser) die obenstehenden Werte gefunden.

Nebenspannungen (nach M. ROß ¹¹ , S. 48).			
Nebenspannungen	s/e		
	10	20	50
Im Mittel	0,20	0,10	0,05
Höchstwert	0,30	0,25	0,10
	der Grundspannung		

⁹ ENGESSER, F.: Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken, II. Die Nebenspannungen, Berlin 1893. — MOHR, O.: Technische Mechanik, 3. Aufl., Berlin 1928, S. 475. — GEHLER, W.: Die Ermittlung der Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken und das praktische Berechnungsverfahren nach MOHR, Berlin 1910. — BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 470.

¹⁰ EL-DEMIRDASH: Beitrag zur Berechnung der Biegespannungen in Dreieck-Fachwerken mit und ohne Hilfsystem (= Mitt. Inst. f. Baustatik, Techn. Hochschule Zürich, Heft 3), Zürich 1931.

¹¹ Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkts-Verbindungen eiserner Fachwerkbrücken, Bericht der Gruppe V der Techn. Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken, Zürich, Juni 1922. — Man vgl. auch den gleichnamigen Bericht von M. ROß: Zürich 1926, sowie Schweiz. Bauztg 80 (1922) S. 168.

Die im elastischen Bereich gemessenen Nebenspannungen bleiben also bei schlanken Stäben in erträglichen Grenzen. Ihre Bedeutung darf auch bei gedrun- genen Stäben nicht überschätzt werden. Bei überwiegend ruhender Belastung sind sie ohne merklichen Einfluß auf die Tragfähigkeit, weil die Spannungsspitzen an der Fließgrenze abgebaut werden (vgl. Plastizitätstheorie I D 3, S. 1540). Der Einfluß der Nebenspannungen auf die Dauerfestigkeit der Fachwerke ist noch nicht ganz geklärt, es ist aber anzunehmen, daß er für die Regelfälle nicht erheblich ist.

Das Verhalten der zweiteiligen Fachwerke wird durch die steifen Knoten- verbindungen wesentlich geändert¹². Die Nebenspannungen sind der Grund, daß sich z. B. das Rautenfachwerk mit steifen Knotenverbindungen viel günstiger verhält als nach der üblichen Fachwerktheorie zu erwarten wäre¹³. Die Wirkung der steifen Knoten ist meist groß genug, daß auf besondere „Stabilisierungsstäbe“ verzichtet werden könnte. Andererseits haben die Nebenspannungen die Belastung von Stäben zur Folge, die nach der üblichen Fachwerktheorie unbelastet sind¹⁴.

h) Stabilitätsfragen.

Bei den Fachwerktragwerken ist außer dem Knicken der einzelnen Druckstäbe noch die *Fachwerkknickung* zu beachten. Diese Frage ist besonders wichtig für offene Brücken, bei denen der Druckgurt in der Querrichtung nur durch die *Rahmensteifigkeit* der Wandstäbe gehalten ist.

Man vgl. die Bestimmungen in der BE und DIN E 4114, die Erläuterungen zur Begründung der neuen Vorschriften DIN E 4114 von E. CHWALLA, sowie die nachstehenden Arbeiten:

MAYER, R.: Die Knickfestigkeit, Berlin 1921, V. Abschnitt. — HARTMANN, F.: Knickung, Kippung, Beulung, Wien 1937, V. u. VII. Absatz. — BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, § 12. — RATZERSDORFFER, J.: Die Knickfestigkeit von Stäben und Stabwerken, Wien 1936, § 15 bis 27. — SCHLEUSSNER, A.: Die Stabilität des mehrfeldrigen elastisch gestützten Stabes (⇒ Forsch. Stahlbau, Heft 1), Berlin 1938.

4. Bogenbrücken.

a) Allgemeines.

Die älteste eiserne Brücke ist die gußeiserne Bogenbrücke über den Severn bei Coalbrookdale, England (1779), in Deutschland die über das Striegauer Wasser in Schlesien (1796). Gußeiserne Bogenbrücken wurden bis etwa 1850 auch als Eisenbahnbrücken in großer Zahl gebaut, mit Stützweiten bis zu 73 m.

Wir unterscheiden eigentliche Bogenbrücken mit einem *biegungssteifen Bogen*, der beliebige Schnittkräfte aufnehmen kann, und Stabbogenbrücken, bei denen erst durch den meist in Fahrbahnhöhe liegenden Versteifungsbalken ein unverschiebliches Tragwerk entsteht. Der versteifte *Stabbogen* (oder *LANGERSche Balken*) wird unter Annahme gelenkiger Verbindungen in allen Knotenpunkten berechnet und in erster Annäherung nur durch Normalkräfte beansprucht. Die Biegemomente übernimmt der *Versteifungsbalken*, der bei hochliegenden Stabbogen auch die Bogenschubkraft aufnimmt, d. h. zugleich als Zugband dient. Bei steifem Stabbogen wird es notwendig, auch die in ihm auftretenden Biegemomente zu berücksichtigen. Es kommt dabei hauptsächlich auf das Verhältnis der Trägheitsmomente von Stabbogen und Versteifungsbalken an. Für steife Bogen gilt sinngemäß das gleiche, wenn der Biegungswiderstand der durchgehenden Fahrbahnträger groß ist.

Bogen- und Stabbogentragwerke sind bei größeren Weiten wirtschaftlicher als Balkenbrücken, da gleichmäßige Vollbelastung allein durch den Stützlinienbogen aufgenommen werden kann. Biegemomente treten, von Zusatzkräften abgesehen, nur für teilweise Belastung auf, sie bleiben also bei einem Bogentragwerk viel kleiner als bei einem Balken.

Einzelheiten über die Entwicklung der Bogenbrücken vgl. G. C. MEHRTENS: Eisenbrückenbau, Bd. 1, Leipzig 1908. — MELAN, J.: Der Brückenbau, Bd. 3, 2. Hälfte, Eiserne Brücken, II. Teil, 2. Aufl., Leipzig 1923, S. 72. — Stahlbaukalender 8 (1942) S. 358.

¹² HARTMANN, F.: Z. österr. Ing.-Arch.-Ver. 71 (1919) S. 279 und 75 (1923) S. 85.

¹³ CHRISTIANI, P.: Beitrag zur Theorie der mehrteiligen Fachwerke. Diss. Techn. Hochschule Aachen 1926, sowie Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk, Berlin 1929. — ROLLFINKE, F.: Beitrag zur Theorie des Rautenträgers. Diss. Techn. Hochschule Breslau 1930. — STEUDING, H.: Z. angew. Math. Mech. 11 (1931) S. 285.

¹⁴ JEZEK, K.: Ing.-Arch. 3 (1932) S. 371.

b) Bogentragwerke.

Über die statischen Systeme vgl. Abschnitt *Baustatik*, S. 315. Eingespannte Stahlbogen wurden öfter ausgeführt, trotz der Schwierigkeiten, die sich vor allem

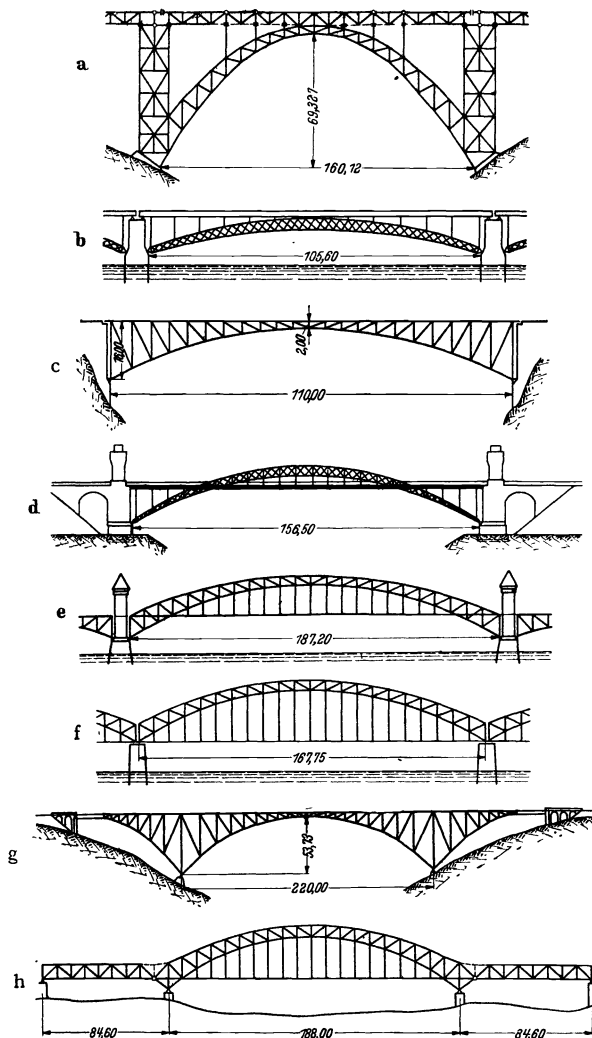


Abb. 233. Fachwerkbogen. a) Wupperbrücke bei Müngsten, b) Rheinbrücke bei Worms, c) Angerschluchtbrücke der Tauernbahn, d) Brücke über den Nord-Ostsee-Kanal bei Grünenthal, e) Rheinbrücke Bonn-Beuel, f) Rheinbrücke Köln (Hohenzollernbrücke), g) Brücke über die Viar (Frankreich), h) Rheinbrücke Engers-Neuwied.

bei flachen Bogen einer genügend starren Kämpfereinspannung entgegenstellen. Am häufigsten sind Zweigelenkbogen. Die statisch bestimmten Dreigelenkbogen haben den Vorteil, daß in ihnen bei Stützpunktbewegungen und Wärmeänderungen

keine Kräfte auftreten. Sie werden besonders bei kleinem Pfeilverhältnis f/l und unzuverlässigem Untergrund angewendet.

Die steifen Bogen werden als Fachwerk (Abb. 233) oder vollwandig (Abb. 234) ausgeführt. Die Bogentragwerke liegen unter oder über der Fahrbahn, die

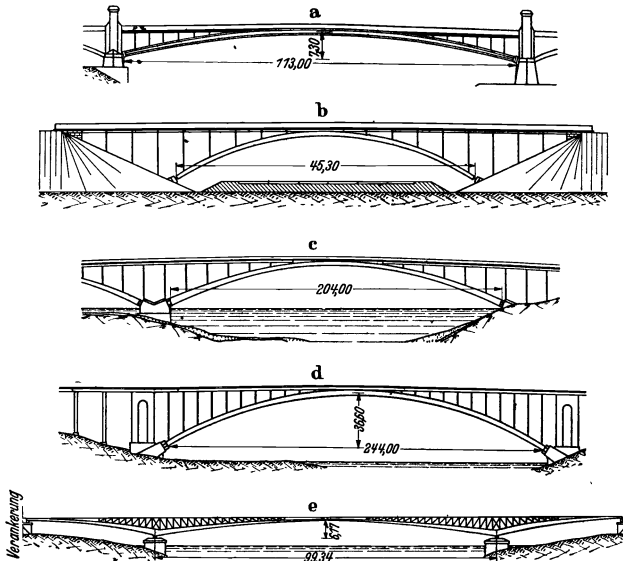


Abb. 234. Vollwandige Bogen. a) Neckarbrücke (Jungbuschbrücke) Mannheim, b) Bogenbrücke über die Rennstrecke der Reichsautobahn bei Dessau, c) Mälarseebrücke Stockholm, d) Henry Hudson-Brücke über den Harlem-Fluß in New York, e) Mirabeaubrücke Paris.

Zwischenlage (Abb. 233d) wird aus ästhetischen Gründen gerne vermieden. Hochliegende Bogen erhalten meist *Zugbänder* zur Aufnahme des Bogenschubs. Zu erwähnen sind noch die Tragwerke, bei denen der Bogen mit den Balken der anschließenden Öffnungen biegesteif verbunden wird (Abb. 233 g und h). Solche durchlaufende und Gerbertragwerke ermöglichen die Schnittkräfte in weiten Grenzen zu beeinflussen.

Die größten Bogenbrücken sind heute die Bayonnebrücke über den Kill van Kull in New York mit 504 m Stützweite und die Brücke über den Hafen von Sydney, Australien, mit $l = 503$ m. Von den bedeutendsten deutschen Bogenbrücken seien genannt die Rheinbrücke in Köln (Hohenzollernbrücke, Abb. 233 f) mit $l = 168$ m und Engers-Neuwed (Abb. 233 h) mit $l = 183$ m, sowie die Wupperbrücke bei Müngsten (Abb. 233 a) mit eingespannten Bogen von $l = 160$ m.

Für die Gestaltung der *Fachwerkbogen* gelten die bei den Fachwerkbalken besprochenen Grundsätze. Die Fahrbahnstützen werden bei Bogen unter der Fahrbahn einfach aufgesetzt, bei hochliegenden Bogen an die vergrößerten Knotenbleche angeschlossen oder auch mit den Pfosten des Bogenfachwerkes aus einem durchgehenden Stab hergestellt, so daß sich ein besonderer Anschluß erübrigt.

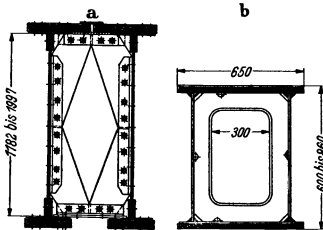


Abb. 235. Bogenquerschnitte. a) Moselbrücke bei Guls, b) Brücke über die Rennstrecke der Reichsautobahn bei Dessau.

Vollwandige Bogen werden neuerdings, besonders aus ästhetischen Gründen, den Fachwerkbogen oft vorgezogen. Sie werden, im Gegensatz zu den Fachwerkgerüsten, mit stetiger Krümmung ausgeführt, mit Pfeilverhältnissen bis etwa $f/l = 1/15$. Die Stegblechhöhe beträgt meist $l/40$ bis $l/80$. Die kleineren Grenzwerte gelten für Straßenbrücken, Eisenbahnbrücken müssen der größeren Verkehrsbelastungen wegen steifer sein. Für die Querschnittsgestaltung ist die Rücksicht auf die Stabilität des Bogens und die Beulsicherheit der Stegbleche von größter Bedeutung. Vollwandige Bogen erhalten daher zweckmäßig einen zweiwandigen Querschnitt (Abb. 235), der leichter auszusteifen und quer zur Tragwerksebene viel steifer ist.

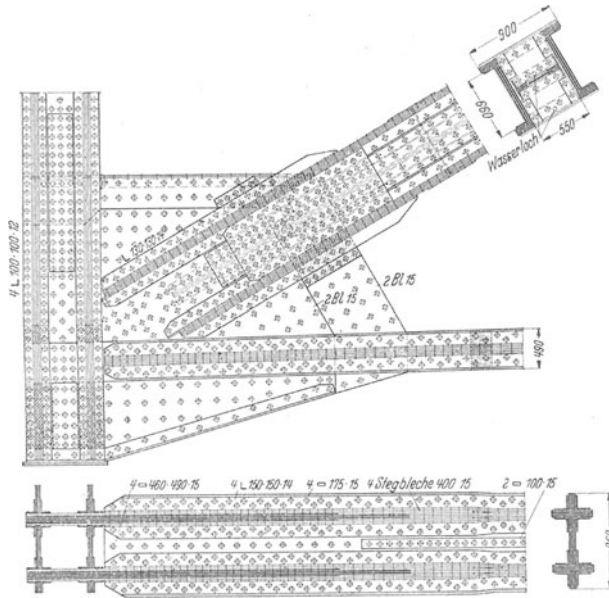


Abb. 236. Zugbandanschluß der Jannowitzbrücke in Berlin. Nach LA BAUME: Bautechn. 11 (1933) S. 458.

Der Zugbandanschluß gestaltet sich verhältnismäßig einfach, wenn der größte Teil der Querschnittsfläche des Zugbandes in die Bogenebene gelegt wird. Die Zahl der Knotenbleche richtet sich nach der Zahl der vorhandenen Stegplatten (vgl. Abb. 236).

Die Fahrbahnaufhängungen sind meist steif (I-Querschnitt). Über die Auflagerung der Bogen und die Gelenke vgl. VI E 5, S. 1727.

c) Die Stabbogen

können verhältnismäßig leicht gehalten werden, weil sie nur zwischen den Knotenpunkten des oberen Verbandes knickfest sein müssen. Als Beispiele ausgeführter Brücken (Abb. 237) seien erwähnt die Elbebrücke bei Dömitz ($l = 154$ m) und die Weserbrücke bei Hötter ($l = 120$ m), ferner die geschweißten Brücken über die Elbe bei Torgau ($l = 98$ m) sowie der Reichsautobahn am Kaiserberg bei Duisburg ($l = 103$ m) bzw. über den Lech bei Augsburg ($l = 94$ m). Die Endknotenpunkte der beiden letzteren sind in Abb. 165 und 166 wiedergegeben.

Unter der Fahrbahn liegende Stabbogen (*Sprengwerke*) (Abb. 237 c) sind im Stahlbrückenbau verhältnismäßig selten.

Der *Versteifungsbalken* kann vollwandig oder als Fachwerk ausgeführt werden. In beiden Fällen kann er steif mit den Balken der Nachbaröffnungen verbunden werden, so daß durchlaufende (Abb. 237 b) oder Gerberbalkensysteme entstehen. Bei der Berechnung ist zu beachten, daß die Schnittkräfte von dem Abstand e abhängen, den die Auflagerlotrechte zwischen der Stabbogenachse und der Achse des Versteifungsbalkens herausschneidet. Bei den üblichen Formen Abb. 237 a und b tritt am Balkenende ein Anschlußmoment von der Größe He auf.

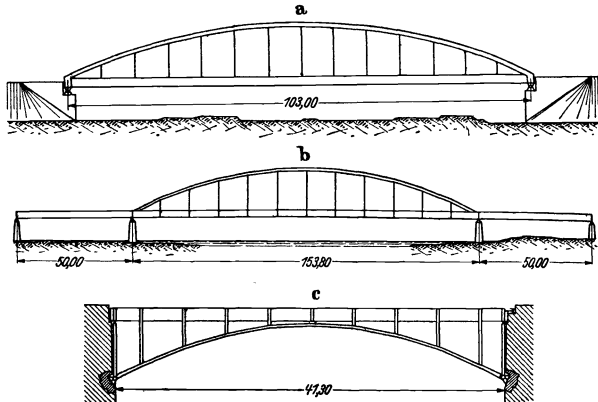


Abb. 237. Stabbogenbrücken. a) Reichsautobahnbrücke am Kaiserberg bei Duisburg, b) Elbebrücke bei Dömitz, c) Neißebrücke bei Rosenthal.

Vollwandige Versteifungsbalken können erheblich niedriger sein als einfache Balken, die im Text erwähnten Brücken haben eine Stegblechhöhe von $h = l/30$ bis $l/50$. Die Steghöhe der Stabbogen richtet sich nach der Feldweite, sie ist meist $l/100$ bis $l/200$.

d) Die Rahmenbrücken

unterscheiden sich nur durch die Form von den Bogentragwerken. Zwei- und Dreigelenkrahmen mit oder ohne Zugband werden benutzt, wenn der lichte Raum

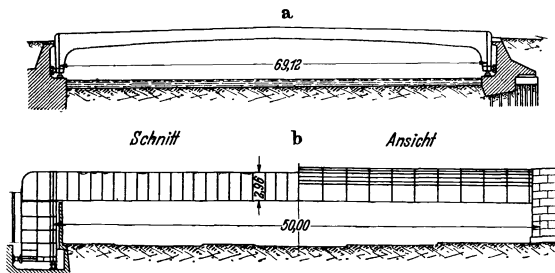


Abb. 238. Rahmenbrücken. a) Wilhelmsbrücke über den Neckar in Stuttgart-Cannstatt, b) Unterführung der Hardenbergstraße am Bahnhof Zoologischer Garten in Berlin.

über die ganze Breite der Öffnung freizuhalten ist. Infolge der Rahmenwirkung kann man auch mit geringerer Trägerhöhe auskommen als bei einem Balken. Beispiele Abb. 238.

Die Ausbildung von *Rahmenecken* ist bereits unter III B 6, S. 1610 besprochen. Die dort erwähnten Beispiele Abb. 107 bis 110 beziehen sich auf Rahmenecken

mit stetig gekrümmtem Innenflansch. Bei den Rahmenträgerbrücken wird jedoch manchmal gewünscht, daß auch die innere Rahmenecke scharf geformt wird. In der Rahmenecke Abb. 239 greifen die Stegblechbeilagen von Riegel und Stiel gabelartig übereinander, der Innenflansch des Stieles ist (mit keilgekröpften Winkeln und geschlitzten Gurtplatten) bis zur Oberkante des Rahmens über das verstärkte Stegblech durchgeführt. Im Riegelanschluß wird das Eckmoment demnach nur durch die Bleche von zusammen $30 + 16 + 30$ mm Dicke aufgenommen.

Abb. 240 zeigt das Gegenbeispiel. Hier sind die gekröpften Winkel und die geschlitzten Platten des Riegeluntergurts über den Stiel durchgeführt, während das 16 mm dicke Riegelstegblech gegen den Stiel stößt und durch zwei

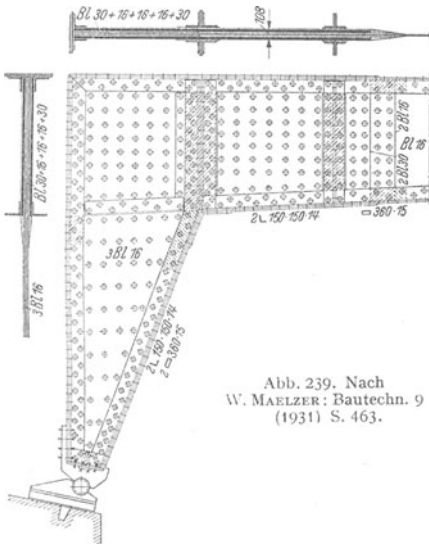


Abb. 239. Nach
W. MAELZER: Bautechn. 9
(1931) S. 463.

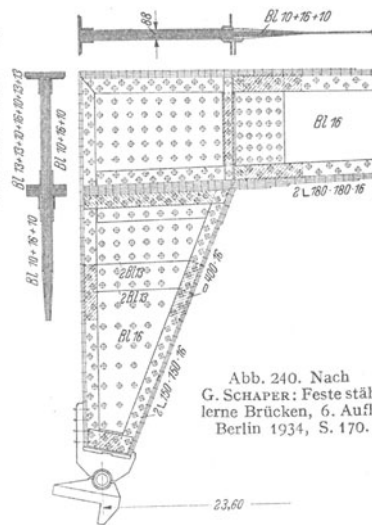


Abb. 240. Nach
G. SCHAPER: Feste stäh-
lerne Brücken, 6. Aufl.
Berlin 1934, S. 170.

10 mm starke Bleche gedeckt wird. Im Stielanschluß wird das Eckmoment also nur durch Bleche von $13 + 13 + 16 + 13 + 13$ mm Dicke übertragen. Weitere Beispiele von genieteten und geschweißten Brückenrahmen vgl. Abb. 184. Stützrahmen für Eisenbahnbrücken vgl. Abb. 183 und 185.

e) Berechnung.

Die Bogentragwerke werden gewöhnlich unter der Voraussetzung berechnet, daß das unverformte Netz zugrunde gelegt werden darf. Die elastischen Formänderungen erreichen jedoch bei schlanken Tragwerken oft beträchtliche Größe. In Bogen und Stabbogenbrücken mit angehängtem Zugband werden die Schnittkräfte durch die Verformung nicht wesentlich verändert, dagegen kann die Verformung bei (echten) Bogen und Stabbogen erheblichen Einfluß auf die Größe der Schnittkräfte besitzen. Es wird dann die genauere *Verformungstheorie* benutzt. Man vgl. hierzu

MELAN, J.: Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken (= Handbuch der Ing.-Wiss., 2. Teil, 4. Aufl., Bd. 6), Leipzig 1925, S. 145, sowie Bauingenieur 6 (1925) S. 143. — KASARNOWSKI, S.: Stahlbau 4 (1931) S. 61. — FRITZ, B.: Theorie und Berechnung vollwandiger Bogentragwerke, Berlin 1934, sowie Bauingenieur 16 (1935) S. 188. — DISCHINGER, F.: Bauingenieur 18 (1937) S. 487 und 20 (1939) S. 53.

Bogen haben große Druckkräfte aufzunehmen, zu denen erhebliche Biegemomente treten. Dem *Stabilitätsnachweis* kommt daher besondere Bedeutung zu. Es ist zu beachten, daß es sich in den meisten Fällen nicht um ein reines *Stabilitätsproblem* des Knickens in der Tragwerkebene

handelt, sondern um ein *Gleichgewichtsproblem (Spannungsaufgabe)* im Bereich der plastischen Formänderungen. Von dem umfangreichen Schrifttum seien genannt:

MAYER, R.: Die Knickfestigkeit, Berlin 1921, S. 127. — BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 210. — CHWALLA, E.: Stahlbau 8 (1935) S. 121. — CHWALLA, E. u. C. F. KOLLBRUNNER: Stahlbau 10 (1937) S. 121.

Eine ausführliche Übersicht des Schrifttums über die Stabilitätsfragen an Stahlbogen findet man in den Erläuterungen von E. CHWALLA zur Begründung des Normblattentwurfes DIN E 4114.

Knickversuche an Bogen sind behandelt bei:

GÄBER, E.: Bautechn. 12 (1934) S. 646. — KOLLBRUNNER, C. F.: Bautechn. 14 (1936) S. 186. — BUSCH, B.: Bauingenieur 18 (1937) S. 812. — DEUTSCH, E.: Bauingenieur 21 (1940) S. 353.

Bei Bogen mit Zugband sowie für alle Stabbogenbrücken kommt für die Knickung in der Tragwerksebene nur die Länge zwischen den Zugband- bzw. Fahrbahnaufhängungen in Frage.

Eine weitere Untersuchung wird notwendig, wenn der obere Verband zwischen den Bögen schwach ist oder ganz fehlt, so daß auch das *seitliche Ausweichen* aus der Tragwerksebene zu berücksichtigen ist. Die hierbei auftretenden Fragen sind noch nicht ganz geklärt. Man vgl. MAYER, R.: Verh. d. 2. internat. Kongr. f. techn. Mechanik, Zürich 1927, S. 294.

5. Hängebrücken.

a) Allgemeines.

Eine ausführliche Darstellung der Geschichte des Hängebrückenbaus gibt G. C. MEHRTENS: Eisenbrückenbau, 1. Bd., Leipzig 1908, § 6, 7 und 8.

Über die baulichen Einzelheiten der Hängebrücken vgl. J. MELAN: Der Brückenbau, Bd. 3, 2. Hälfte, Eisernen Brücken, 2. Teil, 2. Aufl., Leipzig 1923, sowie Konstruktion der Hängebrücken (= Handbuch der Ing.-Wiss., 2. Teil, Bd. 6, Kap. 2), 4. Aufl., Leipzig 1925. — BOHNY, F.: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken, Leipzig 1905. — GRÜNING, M.: Der Eisenbau I (= Handb. für Bauingenieure IV, 4), Berlin 1929. — BOHNY, C. M.: Hängebrücken, Berlin 1932. — LEINEKUGEL, G. LE COCQ: Ponts suspendus, 2 Bände, (= Encyclopédie scientifique), Paris 1911. — FRANKLAND, F. H.: Suspension bridges of short span. New York 1934. — SCHAECHTERLE, K. u. F. LEONHARDT: Bautechn. 18 (1940) S. 377 u. 19 (1941) S. 73.

Die ältesten Hängebrücken waren unversteift, so daß sich der Hängegurt bei jeder Belastung in eine neue Gleichgewichtsform einstellte. Zur Verminderung

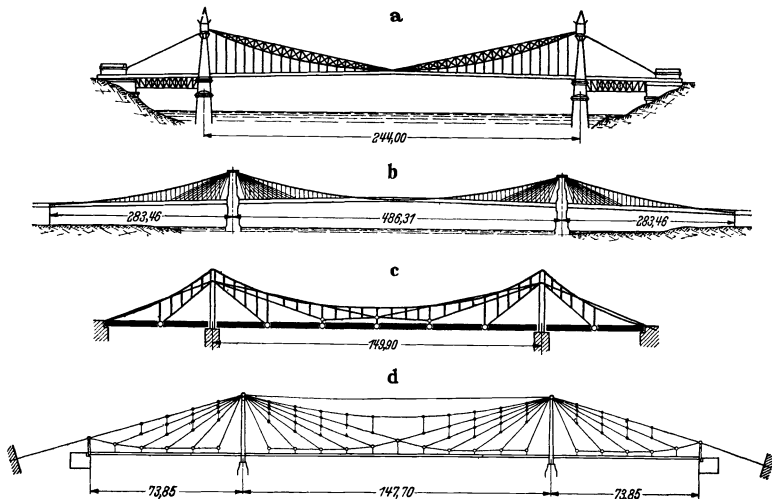


Abb. 241. Hängebrückensysteme. a) Brücke über den Monongahela in Pittsburgh (1877), b) Brooklynbrücke in New York (1883), c) Moldaubrücke in Prag (1868), d) Brücke über die Lagune Sétubal, Santa Fé, Argentinien (1925).

der großen Formänderungen wurden bald kräftige Fahrbahnträger oder facherkähnliche Geländer ausgeführt. Der Versteifung dienten auch die bei manchen Brücken in großer Zahl vorhandenen *Schrägseile*, die jedoch sehr nachgiebig und daher wenig wirksam sind.

Fachwerkhängebrücken (Abb. 241 a), die in sich steif sind, wurden nur selten ausgeführt. Versteifte *Hängebrücken mit Schrägseilen* (Abb. 241 b) kommen aus ästhetischen Gründen und wegen ihrer statischen Nachteile für Neubauten kaum mehr in Betracht. Das gleiche gilt für die Bauarten ORDISH-LEFEUVRE (Abb. 241 c) und GISCLARD (Abb. 241 d).

Die modernen Hängebrücken erhalten einen *Versteifungsbalken*, der die Durchbiegungen unter konzentrierter Belastung beschränkt und stark ausgleicht. Die am weitesten gespannten Hängebrücken sind die über das Goldene Tor bei San Francisco¹⁵ (Abb. 242 a) mit 1280 m Stützweite (1936), die Washingtonbrücke über den Hudson bei New York¹⁶ (Abb. 242 b) mit $l = 1067$ m (1931), die bei Tacoma, Wash., mit $l = 855$ m (1940), und die Doppelhängebrücke über die Bucht von San Francisco¹⁷ mit zwei Öffnungen von je $l = 704$ m (1936). Diese Bauwerke sind

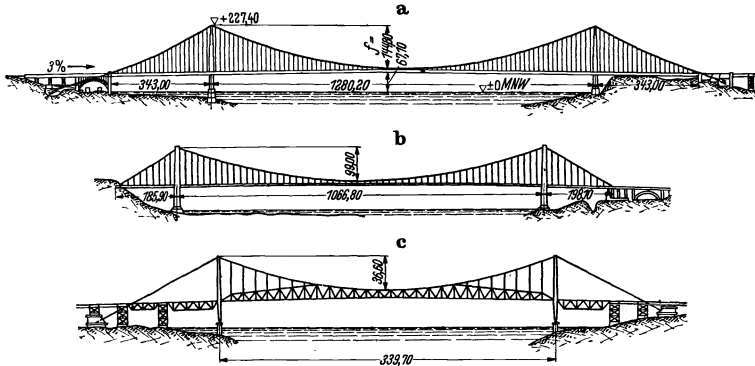


Abb. 242. Amerikanische Hängebrücken. a) Brücke über das Goldene Tor bei San Francisco (1937), b) Washingtonbrücke über den Hudson bei New York (1931), c) Florianopolisbrücke in Brasilien (1926).

echte Hängebrücken, deren Hängegurt in Fundamenten verankert sind. Echte Hängebrücken sind auch die Rheinbrücke der Reichsautobahn bei Köln-Rodenkirchen (Abb. 243 c) mit $l = 378$ m (1941) und die geplante Elbebrücke der Reichsautobahn bei Hamburg, die eine Mittelöffnung von über 700 m Weite erhalten soll.

Im Gegensatz dazu sind die Rheinbrücke in Köln-Mülheim¹⁸ (Abb. 243 b) mit $l = 315$ m (1929) und Köln-Deutz¹⁹ (Abb. 243 b) mit $l = 184$ m (1915) in sich verankerte Hängebrücken, bei denen die waagrechte Komponente des Seilzugs vom Versteifungsbalken aufgenommen wird, so daß die Endfundamente im wesentlichen nur durch den lotrechten Ankerzug belastet sind.

Der *Versteifungsbalken* ist ein Vollwand- oder Fachwerkträger mit konstanter Höhe oder geringer Vergrößerung der Höhe an den Zwischenstützen (Vouten). Der Obergurt des Versteifungsbalkens kann bei Kettenbrücken teilweise mit dem Hängegurt zusammenfallen (Abb. 242 c). Es kommen alle Bauweisen in Betracht, mit besonderen Balken für jede Öffnung, wie Gerbersysteme und durchlaufende Träger.

Das *Pfeilverhältnis* des Hängegurtes wird meist zu $f/l = 1/9$ bis $1/11$ gewählt, es sind jedoch auch wesentlich kleinere Werte ausgeführt. Zum Beispiel die Caucabrücke hat $f/l = 1/27$, vgl. F. SCHLEICHER: Bauingenieur 15 (1934) S. 396.

¹⁵ HOPPE, J.: Bauingenieur 13 (1932) S. 110. — SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 14 (1933) S. 330 u. 17 (1936) S. 99. — BURCHARD, W.: Bauingenieur 17 (1936) S. 423. — The Golden Gate Bridge, San Francisco, Calif. 1938.

¹⁶ HERBST, F.: Bauingenieur 10 (1929) S. 860. — MÖHLMANN: Bauingenieur 13 (1932) S. 257.

¹⁷ SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 14 (1933) S. 330. — BURCHARD, W.: Bauingenieur 17 (1936) S. 402 u. 423, sowie Bauingenieur 18 (1937) S. 92.

¹⁸ SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 10 (1929) S. 825. — Denkschrift: Straßenbrücke Köln-Mülheim 1927—1929, Berlin 1929.

¹⁹ DIETZ, W.: Z. VDI 64 (1920) S. 613.

In der Anfangszeit sind an unversteiften Hängebrücken und an Brücken mit unzureichender Versteifung Schäden eingetreten. Man hielt daher lange an verhältnismäßig hohen Versteifungsbalken ($h = 1/25$ bis $1/50$ der Mittelweite l) fest. Bei dem großen Eigengewicht der modernen Riesenbrücken ist der Trägerhöhe zwar lange nicht mehr die gleiche Bedeutung beizumessen wie früher. Die neuen amerikanischen Hängebrücken haben Versteifungsbalken von nur $h/l = 1/60$ bis $1/200$ Höhe²⁰.

Rückschläge haben jedoch gezeigt, daß die Steifigkeit der Brücken dabei leicht zu klein ausfallen kann, besonders bei niedrigem Eigengewicht und geringer

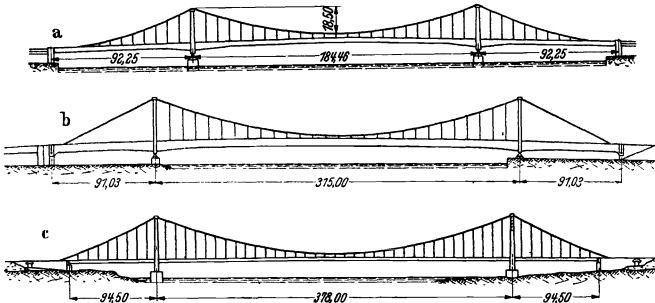


Abb. 243. Deutsche Hängebrücken. a) Rheinbrücke Köln-Deutz (1915), b) Rheinbrücke Köln, Mülheim (1929), c) Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen (1941).

Brückenbreite b . Mehrere der neuesten amerikanischen Hängebrücken gerieten nämlich unter Verkehrsbelastung und Wind in starke Schwingungen, die bei der besonders schmalen Tacomabrücke (mit $b = 1/72$) zur Zerstörung der Fahrbahn und des Versteifungsbalkens führten²¹. Bei anderen Brücken wurden nachträglich Schrägeile eingebaut, um die Schwingungsauslässe zu vermindern, vgl. G. SCHAPER: Bautechn. 19 (1941) S. 461.

Einen Grenzfall stellt die Washingtonbrücke über den Hudson bei Fort Lee, New York, dar, bei der im ersten Ausbauzustand kein Versteifungsbalken

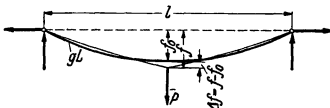


Abb. 244.

vorhanden ist. Ein Fachwerkbalken mit $h/l = 1/120$ ist erst für den späteren Ausbau der zweigeschossigen Brücke vorgesehen. Bei der jetzt vorhandenen *unversteiften Hängebrücke* stellt sich die Gleichgewichtsform des Hängegurtes je nach der Belastung ein.

Die verhältnismäßige Durchgangsänderung des unversteiften Hängegurtes infolge einer konzentrierten Last in Brückenmitte (Abb. 244) ist²² bei unverschieblichen Stützpunkten und undehnbarem Seil angenähert gleich

$$\frac{\Delta f}{f_0} = \frac{P}{2gl}$$

worin gl etwas kleiner ist als das Eigengewicht der ganzen Öffnung

$$gL = gl \left\{ 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_0}{l} \right)^2 \right\}.$$

Bei der Washingtonbrücke ist $l = 1067$ m, $f_0 = 99$ m, $g = 26,8$ t/m Seillänge. Für $P = 100$ t je Tragwand, also 200 t für die ganze Brücke, ergibt sich damit

²⁰ SCHAECHTERLE, K. u. F. LEONHARDT: Bautechn. 19 (1941) S. 76.

²¹ SCHAPER, G.: Bautechn. 19 (1941) S. 83. — STÜSSI, F. u. J. ACKERET: Schweiz. Bauztg. 117 (1941) S. 137.

²² SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 12 (1931) S. 813 u. 13 (1932) S. 127.

eine Durchbiegung von $\Delta f = 0,17$ m. Berücksichtigt man auch die elastischen Formänderungen, so wird $\Delta f = 0,20$ m, welcher Wert als gering bezeichnet werden muß. Unversteifte Hängebrücken sind also ausnahmsweise für weitgespannte Straßenbrücken mit großem Eigengewicht möglich. Leichte und schmale Brücken sowie solche von kleinerer Stützweite müssen dagegen einen Versteifungsbalken erhalten.

Die übliche Grenze für die Durchbiegung unter Verkehrslast kann auch bei stark versteiften Hängebrücken nicht eingehalten werden. Der größte Teil der Durchbiegung (75 bis 95%) folgt nämlich aus der Dehnung des Hängegurtes. Durch einen höheren Versteifungsbalken kann die Durchbiegung nur wenig vermindert werden. Eine wesentliche Verminderung läßt sich nur erreichen, wenn die Spannungen im Hängegurt klein gehalten werden. Bei den modernen Straßenhängebrücken werden Durchbiegungen $\Delta f_p = l/300$ und mehr ohne erkennbare Nachteile in Kauf genommen. Hängebrücken für vollspurige Eisenbahnen sind nicht vorhanden.

b) Hängegurt.

a) Gelenkketten aus Augenstäben, die frei nebeneinander stehen und in den einzelnen Feldern gabelförmig gegeneinander versetzt sind, werden in Deutschland aus an den Enden durch aufgenietete Platten verstärktem Breitflachstahl hergestellt, die genormten Augenstäbe der amerikanischen Hängebrücken durch Anstauchen der Augen (Abb. 245).

Die Kette der Rheinbrücke in Köln-Deutz besteht aus Nickelstahl von 5,5 bis 6,5 t/cm² Zugfestigkeit. Bei den kleineren amerikanischen Hängebrücken sind die Ketten aus normalem Flußstahl, und nur, wenn es darauf ankommt, das Eigengewicht klein zu halten, aus legiertem oder gehärtetem Stahl, wobei man sich dann mit verhältnismäßig geringen Bruchdehnungen (5 bis 8%) begnügt.

Kettenglieder und Bolzen müssen mit sehr großer Genauigkeit bearbeitet werden. Einzelheiten über *Augenstäbe* s. III A 6, S. 1594, über *Gelenkbolzen* II C 4 S. 1575.

β) Kabel aus Spiralseilen. Über Drahtseile vgl. Abschn. *Maschinenkunde*, IB 2. Für Brückenkabel werden fabrikmäßig hergestellte Spiralseile aus Runddrähten oder verschlossene Seile benutzt (Abb. 246). Letztere sind bei entsprechender Bauweise praktisch frei von Drillwirkungen. Die Seile werden meist geschlossen in regelmäßigem Sechseck angeordnet, bei kleiner Zahl auch in aufgelöster Form, so daß die Seile zugänglich bleiben und wie üblich unterhalten werden können.

Verschlossene Seile werden aus blanken Drähten geschlagen. Die inneren Drahtlagen erhalten beim Verseilen einen Schutz aus Bleimennige, die ziemlich glatte Oberfläche der Einzelseile einen Schutzanstrich, z. B. aus Asphalt. Die sechseckigen Kabelbündel der Rheinbrücke Köln-Mülheim blieben ohne weiteren Schutz, bei amerikanischen Brücken wurden die äußeren Zwickel mit Aluminium- bzw. Zinkformstücken oder Hartholz ausgefüllt und der Querschnitt mit weichem Draht umwickelt, so daß die Außenfläche der Seilbündel wie bei den Paralleldrahtkabeln unterhalten werden kann. Die *Runddraht-Spiralseile* der amerikanischen Hängebrücken bestehen meist aus feuerverzinkten Drähten, die teilweise in gleicher Weise ummantelt wurden.

Schleicher, Taschenbuch.

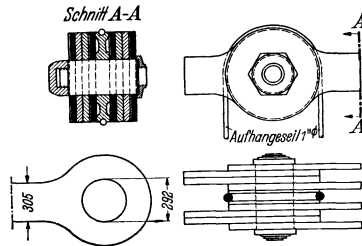


Abb. 245. Kette der Florianopolisbrücke. Nach C. M. BOHMY: Hängebrücken, Berlin 1932, S. 76.

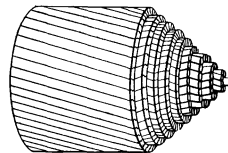


Abb. 246. Voll verschlossenes Drahtseil.

Kaltgezogener Brückendraht hat Zugfestigkeiten zwischen 12 und 16 t/cm², bei 3 bis 5 % Bruchdehnung auf $l = 35$ bis $50 d$ Meßlänge. Die Zugfestigkeit des fertigen Seiles ist kleiner als die Summe der Festigkeiten der einzelnen Drähte. Die Verhältniszahl der Festigkeiten (meist 0,8 bis 0,9) hängt von der Bauart der Seile ab. Die hohe Zugfestigkeit der Seile ermöglicht zulässige Spannungen von 5 t/cm² und mehr, so daß der Kabelquerschnitt sehr klein bleiben kann.

Die *Dehnung der Spiralseile* ist wesentlich größer als die des Drahtmaterials, sie ist auch für kleine Spannungen verhältnismäßig größer als für höhere Belastungen. Der scheinbare Elastizitätsmodul wurde für die Seile der Rheinbrücke Köln-Mülheim im Spannungsbereich der Verkehrslast zu etwa $E = 1600$ t/cm² gefunden²³. Die elastische Dehnung beträgt bei den üblichen zulässigen Spannungen $\epsilon_{\text{elast}} = 0,003$ bis $0,004$, welche Zahl die große Durchbiegung der Kabelbrücken erklärt. Da sich Drahtseile bei der ersten Belastung erheblich (bis zur Größenordnung $\epsilon_{\text{bleib}} = 0,001$ bleibend dehnen, wurden die Brückenseile vor der Verwendung in einigen Fällen mit großen Spannungen vorgereckt. Der Nutzen der Vorreckung ist allerdings begrenzt, da ein Teil der zunächst bleibenden Dehnung infolge der Auflockerung des Seilgefüges beim Einbau der Seile wieder zurückfedert.

Es sei besonders darauf hingewiesen, daß die elastischen Eigenschaften der Drahtseile erheblich von der Bauart der Seile, in erster Linie von dem Steigungswinkel der Drahtspiralen bzw. dem *Schlagverhältnis* (= Spiralenhöhe/Durchmesser) abhängen. Die im Schrifttum bekannten Werte können daher nicht auf Seile anderer Bauart übertragen werden.

γ) *Paralleldrahtkabel* bestehen aus unverseilt nebeneinanderliegenden Drähten. Die galvanischverzinkten Runddrähte sind 4 bis 5 mm dick, in kreisförmigen Querschnitt zusammengedrückt und mit Draht umwickelt. Die Oberfläche des Kabels kann den üblichen Schutzanstrich erhalten.

Zugfestigkeit und Bruchdehnung wie unter β), der Elastizitätsmodul des Kabels kann wenigstens für den Bereich der Verkehrsbelastung gleich dem der Einzeldrähte gesetzt werden, er ist etwa 1950 t/cm². Die Dauerfestigkeit der Drähte kann bei ungünstigem Zustand der Oberfläche der kaltgezogenen Drähte stark abfallen. Vgl. F. SCHLEICHER: Bauingenieur 17 (1936) S. 61 und 18 (1937) S. 90.

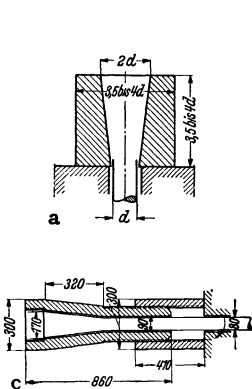


Abb. 247. Seilköpfe. a) Einfacher Seilkopf, b) amerikanische Seilköpfe, c) verstellbarer Seilkopf der Rheinbrücke Köln-Mülheim.

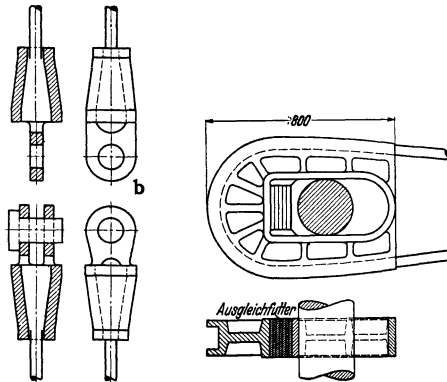


Abb. 248. Litzenschub-Verankerung eines Paralleldrahtkabels. Nach C. M. BOHNY: Hängebrücken, Berlin 1932, S. 78.

Die Drähte werden in Ringen von etwa 100 kg Gewicht, entsprechend einer Länge von 500 bis 750 m gezogen und durch kleine Spanschlösser verbunden. Die Festigkeit der Stoßstellen liegt nur wenig (0,95) unter der des ungestoßenen Drahtes, so daß die Minderung für das Gesamtkabel belanglos ist, wenn nur

²³ SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 10 (1929) S. 848.

vermieden wird, daß sich die Stoßstellen häufen. Die Drähte werden in vielen Kilometern Länge auf Haspel aufgespult zur Baustelle gebracht, dort abgewickelt und mittels eines sinnreichen Verfahrens (*Luftspinnen*) gruppenweise in Litzten und gleich in der endgültigen Form eingebaut. Vgl. W. BURCHARD: Bauingenieur 17 (1936) S. 423.

c) Verankerung.

Augenstabketten können mit Bolzen an den Verankerungsfundament einbetonierten Trägern angeschlossen werden.

Spiralseile erhalten am Ende einen *Seilkopf* (Abbildung 247), in dem der Drahtbesen nach sorgfältiger Reinigung mit Weißmetall vergossen wird. Vgl. K. H. SEEGERS: Bauingenieur 17 (1936) S. 426. Die Schmelze darf nicht zu heiß eingegossen werden, um eine Schädigung der Drähte zu vermeiden. Sachgemäß vergossene Seilköpfe erreichen die gleiche Festigkeit wie das Seil.

Paralleldrahtkabel werden in *Litzenschuhen* verankert, wobei immer mehrere hundert Drähte zusammengefaßt werden (Abb. 248).

Bei den in sich verankerten Hängebrücken wird eine Flachstahlkette mit einem starken Endbolzen im Versteifungsbalken gelagert. Beispiele Rheinbrücke in Köln-Deutz²⁴ und Brücke am Humboldthafen in Berlin²⁵. Bei einem Litzenseilkabel müssen die Seile am Brückende so weit auseinandergezogen werden, daß der Platz für die Verankerungskonstruktion reicht. Beispiel Rheinbrücke in Köln-Mülheim²⁶.

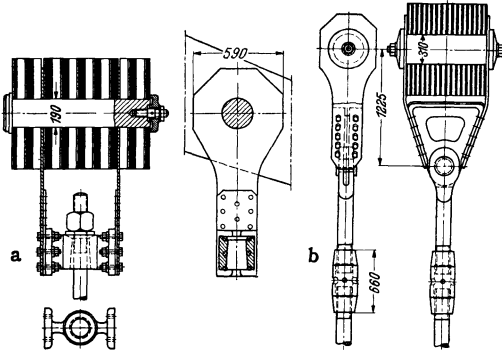


Abb. 249. Aufhängungen von deutschen Kettenbrücken. a) Brücke am Humboldthafen in Berlin. Nach W. CORNEHLS: Bautechnik 10 (1932) S. 80, b) Rheinbrücke in Köln-Deutz, nach W. DIETZ: Z. VDI 64 (1920) S. 669, Tafel 5.

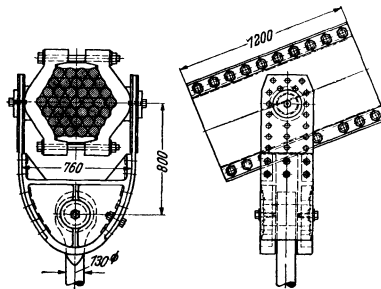


Abb. 250. Kabelselle der Rheinbrücke in Köln-Mülheim. Nach F. SCHLEICHER: Bauingenieur 10 (1929) S. 840.

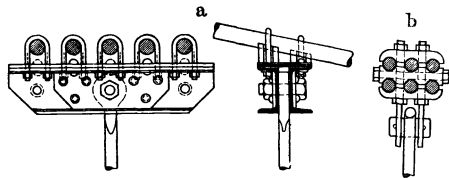


Abb. 251. Aufhängungen. a) Nach J. MELAN: Der Brückenbau, 3. Bd., 2. Hälfte, 2. Aufl., Leipzig 1923, S. 216, b) nach F. H. FRANKLAND: Suspension bridges of short span, New York 1934, S. 62.

d) Aufhängung und Kabelsellen.

Die Zugkräfte in den Hängestäben wachsen mit der Feldweite und dem Seilzug. Für die Aufhängungen werden Rundstäbe, ausnahmsweise auch Rohre, benutzt, die bei größerer Länge und zur Herstellung der genauen Länge mit Spanschlössern

²⁴ DIETZ, W.: Z. VDI 64 (1920) S. 613, 645 und 667.

²⁵ CORNEHLS, W.: Bautechn. 10 (1932) S. 41.

²⁶ SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 10 (1929) S. 834.

gestoßen werden (Abb. 249). Litzenseilkabel werden bei geschlossenem Seilbündel durch Kabelschellen zusammengefaßt (Abb. 250). Bei aufgelöstem Kabelbündel werden die Aufhängungen so eingerichtet, daß einzelne Seile gegebenenfalls durch neue ersetzt werden können (Abb. 251). Kabelschellen und Aufhängung bei einem Paralleldrahtkabel der normalen amerikanischen Bauart s. Abb. 252.

Die Kabelschellen werden mit großem Druck aufgepreßt, damit das Seil- bzw. Drahtbündel dicht schließt. Gegen das Abgleiten der Kabelschellen unter der Zugkraft der Aufhängung müssen in der am stärksten geneigten Strecke bei Kabeln aus den glatten verschlossenen Seilen unter Umständen besondere Maßnahmen getroffen werden. Mit dem Versteifungsbalken werden Hängestangen mittels Augen und Bolzen verbunden (Beispiel Abb. 44). Kleine Durchmesser können auch über Gewinde auf Muttern aufgelagert werden (Abb. 249a). Hängeseile

werden an den Seilköpfen aufgelagert (Abb. 253), wobei geringe Längenunterschiede durch zwischengelegte Futter ausgeglichen werden.

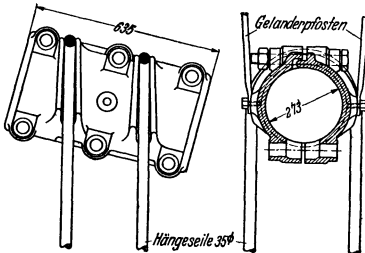


Abb. 252. Nach C. M. BOHNY, Hängebrücken, Berlin 1932, S. 83.

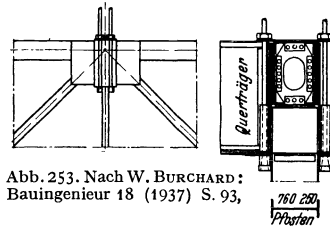


Abb. 253. Nach W. BURCHARD: Bauingenieur 18 (1937) S. 93,

Da sich die Hängeseile stark dehnen, wird ihre Länge oft bei der Vorreckung unter einer entsprechenden Spannkraft festgelegt.

e) Türme (Pylone).

Die Türme der Hängebrücken sind am Fuß gelenkig gelagert (beide Rheinbrücken in Köln) oder (wie in Amerika allgemein üblich) eingespannt. Die Hängegurte können fest mit den Türmen verbunden werden. Eine bewegliche Auflagerung wird nur erforderlich, wenn massive Türme vorhanden sind, denen die bei festen Stützpunkten auftretenden waagrechten Kräfte nicht zugemutet werden dürfen.

Für große Hängebrücken verdienen am Fuße eingespannte Stahltürme den Vorzug. Im letzteren Falle können zuerst die Türme aufgestellt, dann Hängegurte und Aufhängungen eingebaut und schließlich der Versteifungsbalken angehängt werden. Bei echten Hängebrücken sind dabei keine Aufstellgerüste notwendig. Für den Einbau der Hängegurte werden an Spiraldrahtseilen aufgehängte Hilfsstege benutzt, auch Ketten sind bereits ohne Einrüstung der Brückenöffnung zusammengebaut worden, und zwar durch Anhängen an ein Hilfskabel. Demgegenüber erfordern die in sich verankerten Hängebrücken umfangreiche Gerüste, weil das Tragwerk erst wirksam wird, wenn auch der Versteifungsbalken geschlossen ist.

Für die Bemessung der Türme ist ausschlaggebend, daß große Druckkräfte sowie die waagrechte Belastung durch Winddruck auf den Hängegurt aufzunehmen sind. Die Biegungsspannungen bei ungleichen Seilzügen bleiben bei zweckmäßiger Gestaltung in erträglichen Grenzen.

f) Berechnung.

Bei den echten Hängebrücken sind die Formänderungen von erheblichem Einfluß auf die Größe der Schnittkräfte. Es lohnt sich, sie nach der genaueren *Verformungstheorie* zu berechnen, die auf J. MELAN (1888) zurückgeht. Man vgl. dazu:

MELAN, J.: Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken (= Handbuch der Ing.-Wiss., 2. Teil, 6. Bd., 1. Kapitel), 4. Aufl., Leipzig 1925. — SFEINMAN, D. B.: Abh. Int. Ver. f. Brückenbau u. Hochbau 2 (1933/34) S. 400. — TIMOSHENKO, S. u. S. WAY: Abh. Int. Ver. f. Brückenbau u. Hochbau 2 (1933/34) S. 452. — BLEICH, H.: Die Berechnung verankerter Hängebrücken, Wien 1935. — SRÜSSI, F.: Abh. Int. Ver. f. Brückenbau u. Hochbau 4 (1936) S. 531. — DISCHINGER, F.: Bauingenieur 18 (1937) S. 377. — HERTWIG, A.: Stahlbau 13 (1940) S. 105. — LIE, K. H.: Praktische Berechnung von Hängebrücken nach der Theorie II. Ordnung. Diss. Techn. Hochschule Darmstadt 1940; s. auch Stahlbau 14 (1941) S. 65 u. 78. — KLOPPEL, K. u. K. H. LIE: Stahlbau 13 (1940) S. 109. — SRÜSSI, F. u. E. AMSTUTZ: Schweiz. Bauztg. 116 (1940) S. 1. — SRÜSSI, F.: Schweiz. Bauztg. 117 (1941) S. 1 u. 18. — Weitere Schrifttumsangaben s. Stahlbaukalender 7 (1941) S. 379 u. 394.

Über die *Seitensteifigkeit* und die *Schwingungen* der Hängebrücken vgl.:

THEIMER, O. F.: Bauingenieur 22 (1941) S. 399. — SELBERG, A.: Stahlbau 14 (1941) S. 106. — SÖCHTING, F.: Bauingenieur 23 (1942) S. 136. — KLOPPEL, K. u. K. H. LIE: Bauingenieur 23 (1942).

Über *Modellversuche* vgl.:

BEGGS, G. E., E. K. TIMBY u. B. BIRDSALL: Engng. News Rec. 108 (1932) S. 828. — BEGGS, G. E., R. E. DAVIS u. H. E. DAVIS: Tests on structural models of proposed San Francisco-Oakland suspension bridge (= Univ. of California publ. in Engineering 3 (1933) S. 59), Berkeley 1933. — SCHLEICHER, F.: Bauingenieur 14 (1933) S. 56. — RABE, W. H.: Bautechn. 12 (1934) S. 451. — MAIER-LEIBNITZ, H.: Bautechn. 19 (1941) S. 508.

C. Fahrbahnrost und Fahrbahntafel.

1. Querträger.

Die Querträger übertragen die auf die Fahrbahn wirkenden Verkehrslasten auf die Hauptträger, die bilden gleichzeitig ein wichtiges Glied der Verbände. Sie liegen auch bei schiefen Brücken normal zu den Hauptträgern, so daß ihre Stützweite gleich dem Hauptträgerabstand ist, schiefe Querträger finden sich nur in Ausnahmefällen, als Endquerträger von schiefen Brücken usw.

Die Querträger sind gewöhnlich vollwandig, bei kleinen Weiten einfache Walzträger. Ihre Höhe ist zweckmäßig $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$ der Stützweite. Sie werden in der

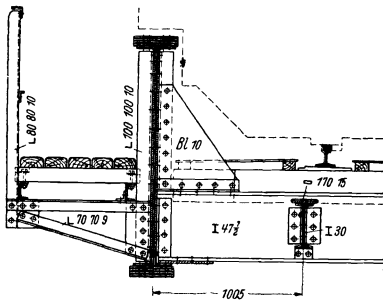


Abb. 254. Nach G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934, S. 50.

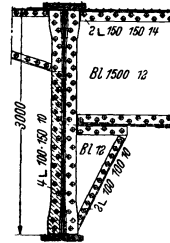


Abb. 255.

Regel als einfache Balken berechnet (s. z. B. BE § 46), aber steif mit den Hauptträgern verbunden, so daß im Brückenquerschnitt offene bzw. geschlossene Rahmen entstehen. Es treten daher Spannungsmomente auf, die besonders bei den Anschlüssen zu beachten sind. Bei oben offenen Brücken müssen die Querträger und ihre Anschlüsse eine ausreichende Rahmensteifigkeit besitzen, bei der üblichen Näherungsberechnung (vgl. BE § 23) sind die Knickseitenkräfte bei der Bemessung der Hauptkräften zuzurechnen. Je nach dem Profil des Querträgers und den aufzunehmenden Kräften ergeben sich bei vollwandigen Hauptträgern verschiedene Anschlüsse mit einfachen Ecken (Abb. 254) oder untergesetzten Konsolen (Abb. 255) bzw. mittels eingesetzten und mit dem Querträgersteg verlaschten Eckbiechen (Abb. 256 und 257).

Ist der Hauptträgerabstand kleiner als die Brückenbreite, so werden Konsole notwendig, die mit Rücksicht auf das Kragmoment nur an den Querträgerpunkten

ausgeführt werden können. Vollwandige Konsolen werden aus ästhetischen Gründen bevorzugt, für die Gestaltung ist in den meisten Fällen der (für das Einspannungsmoment zu bemessende) Anschluß ausschlaggebend.

Der Anschluß eines vollwandigen Querträgers an einen Fachwerkhauptträger ist einfach, wenn an den Knotenpunkten Pfosten vorhanden sind. Schwierigkeiten bereiten dann lediglich die Hauptträgerknotenbleche, die über die Gurtstäbe vorstehen. Je nach den Verhältnissen und den an das Bauwerk zu stellenden Ansprüchen erfolgt

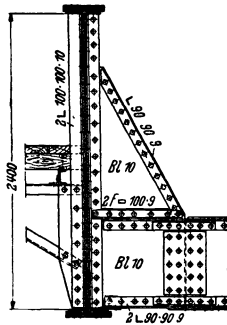


Abb. 256.

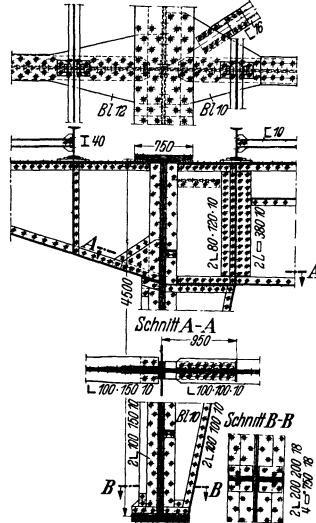


Abb. 257. Nach K. SCHREINER: Bauingenieur 18 (1937) S. 656.

der Anschluß dann z. B. bei untenliegender Fahrbahn nur mit Anschlußwinkel (Abb. 258), bzw. mit Eckblechen, die in den Querträger eingebunden und an dem Walzträgerpfosten mit Winkeln angeschlossen sind (Abb. 259), bzw. bei Pfosten mit zusammengesetztem I-Querschnitt in dessen Steg eingebunden und am Querträger nur angeschlossen sind (Abb. 260). Die Anordnung Abb. 261, bei der das Eckblech in Pfosten und Querträger

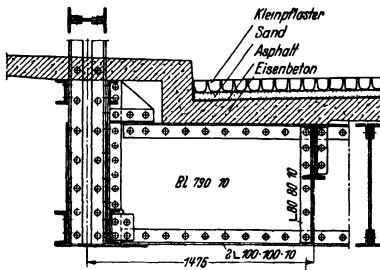


Abb. 258. Nach M. GRÜNING: Der Eisenbau I, Berlin 1929, S. 175.

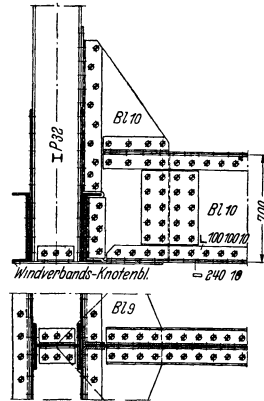


Abb. 259.

eingebunden wird, ist sehr widerstandsfähig, weil das Eckmoment nur durch Scherverbindungen übertragen wird, und daher besonders bei geschlossenen Rahmen zweckmäßig. Bei den anderen Verbindungen ist nicht zu vermeiden, daß die Niete teilweise auf Zug belastet und die Anschlußwinkel abgeben

werden. Die Anschlüsse Abb. 258 bis 260 erfahren daher unter Eckmomenten erheblich größere Formänderungen als der Querträgeranschluß nach Abb. 261.

Ist an dem Knotenpunkt kein Pfosten vorhanden, so müssen die Knotenbleche versteift werden, damit das Anschlußmoment ohne örtliche Überbelastung in die

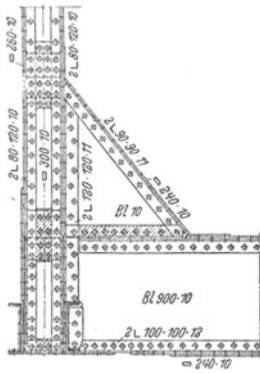


Abb. 260.

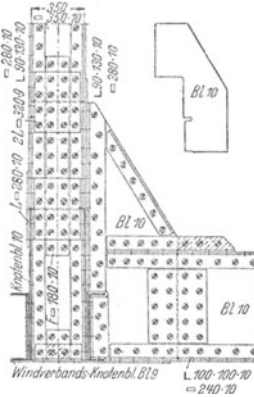


Abb. 261.

Streben eingeleitet wird. Einen solchen Querträgeranschluß an einem Rautenträger (Rheinbrücke bei Wesel) zeigt Abb. 262. Die beiden Knotenbleche sind durch

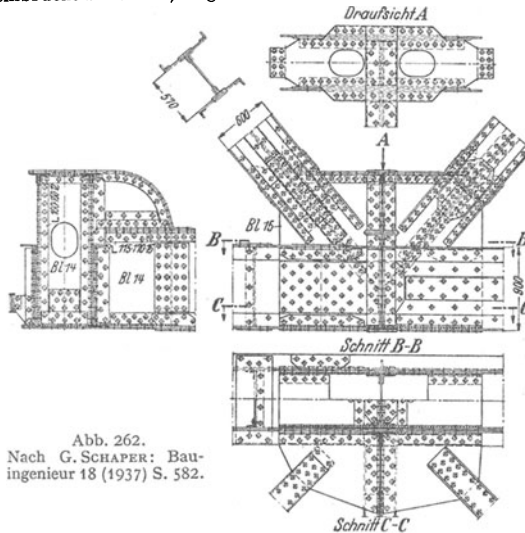


Abb. 262.
Nach G. SCHAPER: Bauingenieur 18 (1937) S. 582.

ein Schott in der Querträgerebene sowie durch obere und untere Bindebleche gegeneinander abgestützt.

Für andere Fahrbahnlagen ergeben sich ähnliche Lösungen. Die Auflagerung der Querträger auf den Hauptträgern ist nur bei unbegrenzter Bauhöhe möglich. Vollwandige Hauptträger müssen dann an der Laststelle ausgesteift werden.

In vielen Fällen müssen die Querträger mit Öffnungen für Entwässerungsrinnen und andere Leitungen versehen werden. Die Ausschnitte sind an den Ecken

gut auszurunden und soweit notwendig durch Randverstärkungen zu ersetzen. Weitere Beispiele von vollwandigen Querträgern s. C 3 und C 4. Eine größere Anzahl von modernen Brückenquerschnitten mit Querträgern und deren Anschlüssen findet man in einem Aufsatz von G. SCHAPER: Stahlbau 10 (1937) S. 129.

Wie bereits erwähnt, bilden steife Verbindungen zwischen Querträger und Hauptträger die Regel. Bei Fahrbahnlage oben werden die Querträger zur Verminderung der mit den Formänderungen verbundenen Zusatzkräfte jedoch im Fahrbahnrost manchmal auch beweglich aufgelagert. Beispiel s. I. ZILLINGER: Bauingenieur 18 (1937) S. 328. Vgl. auch Bauingenieur 2 (1921) S. 297.

Fachwerkartige Querträger kommen nur für großen Hauptträgerabstand in Betracht und wenn verhältnismäßig große Höhe zur Verfügung steht. Sie werden öfter für die *lastverteilenden Querverspannungen* benutzt, die bei Brücken mit mehreren Hauptträgern (*Rostbrücken*) notwendig sind, um auch bei Streifenbelastung alle Hauptträger zur Mitwirkung zu zwingen und die daher für die größten zwischen den einzelnen Hauptträgern zu übertragenden Querkkräfte bemessen werden. Beispiele Abb. 303.

2. Längsträger.

Es werden Fahrbahn- und Fußweglängsträger unterschieden. Der äußerste Träger, der meist mit dem Brückengeländer verbunden wird, heißt Randlängsträger. Anzahl und Abstand der Längsträger richtet sich nach der Fahrbahn tafel, vgl. Abb. 265 bis 281.

Als Längsträger stählerner Brücken werden Walzträger oder zusammengesetzte I-Balken benutzt. Ihre Stützweite ist durch die Feldweite des Hauptträgers bzw. den Querträgerabstand gegeben und beträgt bis etwa 12 m, meist 5 bis 10 m. Da die Längsträger den Wirkungen der Verkehrslast am unmittelbarsten ausgesetzt sind, ist große Biegesteifigkeit besonders wichtig. Bei Eisenbahnbrücken wird für sie daher eine Höhe von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Feldweite angestrebt. Längsträger aus hochwertigem Baustahl sind wegen der größeren Durchbiegungen unzulässig.

Für Stützung und Anschluß der Längsträger gelten die Ausführungen unter III B 6, S. 1605. Liegen die Längsträger *über* den Querträgern, so können sie jeweils über mehrere Felder durchlaufen. Die Sicherung gegen Kräfte in der Querrichtung (Kippen) ist hier besonders wichtig, Beispiele III B 6, Abb. 92 bis 95. Der Stoß wird in die Nähe des Momentennullpunktes gelegt, auch wenn er wie z. B. bei Eisenbahnbrücken entsprechend dem vollen Querschnitt verlascht werden muß.

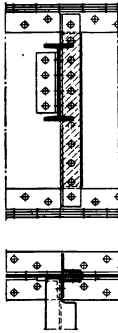


Abb. 263.

Sind die Längsträger versenkt, d. h. liegen sie *zwischen* den Querträgern, so wird für jedes Feld ein besonderer Träger notwendig, dessen Steganschluß, gegebenenfalls zusammen mit den Stützkonsolen, für die Auflagerkraft bemessen wird, während die durchschießenden Platten das Stützmoment aufnehmen. Für die Berechnung der Längsträger sind Sonderbestimmungen zu beachten, z. B. BE § 46. Bauliche Einzelheiten vgl. III B 6, S. 1608, Beispiele von Längsträgeranschlüssen Abb. 100 bis 102.

Bei vielen älteren Brücken ist der Längsträgeranschluß nach Abb. 263 ausgeführt. Der eine Anschlußwinkel liegt zwischen den Flanschen des Walzträgers, während der zweite über die ganze Querträgerhöhe durchgeführt ist, wofür der eine Trägerflansch *ausgeklinkt* werden muß. Durchschießende Platten sind nicht vorhanden. Solche Anschlüsse erleiden hohe zusätzliche Spannungen, an ihnen sind in vielen Fällen Dauerbrüche und von den Ausklinkungen ausgehende Risse eingetreten. Derartige Längsträgeranschlüsse sind daher bei Eisenbahnbrücken (vgl. GE § 35) nicht mehr zugelassen. Können Ausklinkungen nicht vermieden werden, so erhalten sie große Ausrundungen, um die Gefahr des Einreißen zu vermindern.

Den Anschluß eines genieteten Längsträgers von 11,13 m Stützweite an einem 22,2 m weit gespannten Querträger gibt Abb. 264. Die Anschlußwinkel sind hier zur Ersparnis der langen Futter mit Keilkröpfen gebogen, bei kleineren Abmessungen wird der Höhenunterschied durch Futter ausgeglichen, sodaß die Kröpfung vermieden wird. Die Konsole dienen zugleich als Aussteifung des Querträgers. Sie übernehmen einen Teil des Auflagerdruckes und wirken vor allem bei der Aufnahme des Anschlußmomentes mit.

Bei durchschießenden Platten an beiden Flanschen des Längsträgers, wie sie für Eisenbahnbrücken heute meist vorgezogen werden, wird das Stützmoment im Längsträger einwandfrei übertragen. Im Querträger verbleiben die Zusatzkräfte infolge der Verwindung, die er bei einseitiger Durchbiegung der Längsträger erfährt.

Im Zusammenhang mit Fahrbahntafeln aus Stahlbeton werden manchmal auch *Längsträger aus Stahlbeton* ausgeführt, die über die stählernen Querträger durchlaufen. Diese Bauweise bietet den Vorteil einer steifen Verbindung der Längsträger mit der Fahrbahnplatte, hat aber großes Eigengewicht.

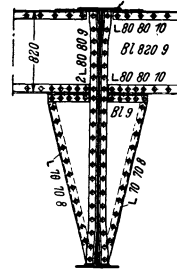


Abb. 264. Längsträgeranschluß der Rheinbrücke Köln-Mulheim.

3. Fahrbahntafel von Straßenbrücken.

Mit Rücksicht auf Verkehr und Unterhaltung ist erwünscht, daß sich die *Fahrbahndecke* auf der Brücke möglichst nicht von der auf den anschließenden Straßenstrecken unterscheidet. Abweichungen werden bei begrenzter Bauhöhe und bei weitgespannten Brücken infolge des zu großen Eigengewichts notwendig. Da die meisten Fahrbahndecken keine genügende Eigensteifigkeit besitzen, müssen sie flächenhaft gestützt werden und auch einen widerstandsfähigen seitlichen Abschluß erhalten. Diese sog. *Fahrbahntafel* wird durch den *Fahrbahnrost* getragen, der aus Längs- und Querträgern besteht, zu denen in gewissen Fällen noch Zwischenquerträger hinzukommen, die sich auf die Längsträger stützen.

a) **Holzbelag** hat den Vorteil geringen Eigengewichtes, seine Lebensdauer ist jedoch auch bei Verwendung von imprägniertem Holz bei starkem Verkehr verhältnismäßig gering. In der Fahrbahn von Stahlbrücken wird er daher nur noch selten benutzt, ausgenommen in beweglichen Überbauten und in Bauwerken, die ihre Aufgabe nur kurze Zeit erfüllen sollen.

Wegen der schnellen Abnutzung wird der Holzbelag in zwei Schichten unterteilt. Die 4 bis 6 cm dicken Fahrbohlen können nach Bedarf ausgewechselt werden,

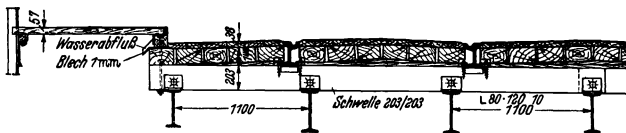


Abb. 265. Fahrbahn der Lidingöbrücke. Nach M. GRÜNING: Der Eisenbau I, Berlin 1929, S. 157.

während die tragenden Bohlen längere Zeit verbleiben. Die Fahrbohlen liegen quer oder schräg, seltener in der Längsrichtung der Fahrbahn, wie bei dem Beispiel Abb. 265 einer Brücke mit Straßenbahngleis.

b) **Belagstahl** als Fahrbahnträger hat bei zweckmäßiger Bauweise etwa die gleiche Dauerhaftigkeit wie die übrigen Teile des Fahrbahnrostes. Bei schlechter Abdichtung können Belagstähle jedoch schnell verrosten, zumal ihre Flanken nur 3 bis 5 mm dick sind. Befestigt werden Belagstähle mit Hakenschrauben oder Klemmplatten, vgl. Abb. 41.

Die Belagstähle liegen meist in der Querrichtung, die Zwischenräume werden ausbetoniert, wobei Leichtbetonformsteine benutzt werden, um eine Betonier-

schalung entbehrlich zu machen. Die Stützweite der 110 mm hohen Belageisen sollte zur Begrenzung der Durchbiegungen nicht größer als etwa 1,2 m gewählt werden. Aus dem gleichen Grunde ist die Verwendung von hochwertigem Baustahl unzweckmäßig. Abb. 266 zeigt den Schnitt durch eine Belagstahlfahrbahn mit Holzpflaster.

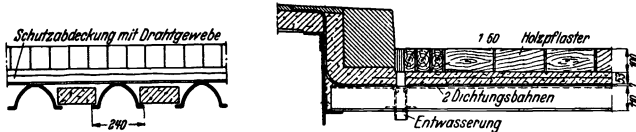


Abb. 266. Schnitt durch Fahrbahn und Randstein der Rheinbrücke in Köln-Mülheim.

c) **Buckel- und Tonnenbleche** (vgl. I B 5, S. 1533) wurden früher mit Durchhängen von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ und bis zu Stützweiten von etwa 2,5 m ausgeführt, sie wurden erst neuerdings bis zu viel größeren Abmessungen weiterentwickelt, vgl. f und g. Auf die Blechränder, die wasserdicht vernietet oder verschweißt werden, wirkt ein erheblicher waagrechter Zug, für dessen Aufnahme an den Randlängsträgern besondere Maßnahmen notwendig sind. Bei größeren Feldweiten werden Zwischenquerträger benutzt. Berechnung vgl. F. BLEICH: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin 1924, S. 351.

Buckel- und Tonnenbleche werden bei Straßenbrücken mit Leichtbeton oder Asphaltbeton ausgefüllt. Eine besondere Isolierschicht kann entfallen, wenn die Fahrbahn dicht ist und das Gefälle für eine rasche Abführung der Tagewässer ausreicht. Die Buckelbleche erhalten zwar Bohrungen an der tiefsten Stelle, diese haben jedoch für die fertige Brücke kaum noch Bedeutung.

Die vier Ränder der Buckelbleche müssen auf gleicher Höhe liegen. Auflagerung nach Abb. 267 c ist unzulässig, weil die Winkel abgebogen würden. Bei genieteten Trägern ist daher immer eine Gurtplatte vorzusehen, also Auflagerung nach

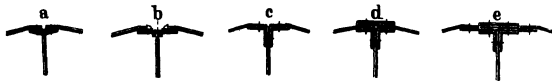


Abb. 267.

Abb. 267 d oder e, wenn die Querträger Gurtplatten verschiedener Länge besitzen. Die durchschießenden Platten an den Längsträgerstößen sind auch bei Hängeblechfahrbahnen notwendig, die Laschen können über die Buckelbleche gelegt werden. Die unregelmäßigen Fahrbahnfelder an den Enden von schiefen Brücken sind bei Buckelblechen ohne Schwierigkeiten auszuführen (vgl. Abb. 2).

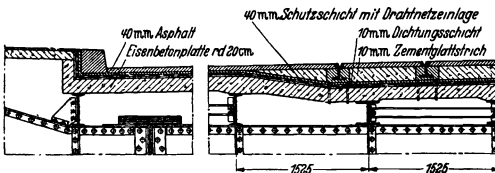


Abb. 268. Fahrbahn der Dreirosenbrücke über den Rhein in Basel. Nach E. GRAF: Bauingenieur 16 (1935) S. 71.

setzt voraus, daß die Längsträgerdurchbiegung begrenzt ist. Bei weichem Fahrbahnrost müssen die Stützensenkungen bei ihrer Bemessung berücksichtigt werden.

Da Stahlbetonplatten nicht wasserdicht sind, erhalten sie eine Dichtungsschicht (Abb. 268). Straßenbahngleise können ohne besondere Schwierigkeiten eingebaut werden, die dafür notwendige Wanne muß besonders entwässert werden.

d) **Stahlbetonplatten** über stählernen Längsträgern werden wegen ihrer Einfachheit in steigendem Maße benutzt, und zwar in der Querichtung als durchlaufende Platten bewehrt, oder als kreuzweise bewehrte Platten bis etwa 8×8 m Größe. Ihre Anwendung

Sehr vorteilhaft ist die Bauweise mit kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten bei kleinem Hauptträgerabstand (bis etwa 8 m), weil dann besondere Längsträger entfallen können (Abb. 269).

e) **Weitere Fahrbahntafeln** bestehen aus Schotterdecken usw. auf Wellblech bzw. ebenen Blechen (Flachbleche), oder Beton- und aus Ziegelsteinen gemauerten Gewölben zwischen stählernen Längsträgern. Buckel- und Tonnenbleche sind auch umgekehrt, d. h. stehend, ausgeführt worden. Einzelheiten und weitere Bauweisen von Fahrbahntafeln vgl. die Übersicht von K. SCHAECHTERLE: Bautechnik 12 (1934) S. 479 und 564.

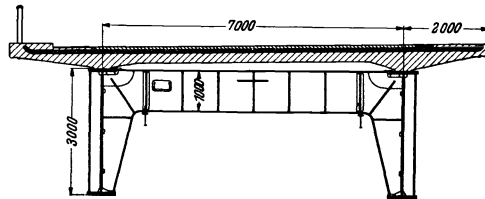


Abb. 269. Querschnitt der Reichsautobahnbrücke bei Kalkberge.

Viele ältere Fahrbahntafeln sind sehr schwer, ihr Eigengewicht überschreitet den Wert 1 t/m^2 oft noch erheblich. Die Fahrbahntafel allein wiegt dann das 2- bis 3fache der Verkehrslast (die Ersatzlast ist für Brücken der Klasse I mit $0,4$ bis $0,5 \text{ t/m}^2$ vorgeschrieben). Man erkennt den großen Einfluß des Eigengewichtes der Fahrbahn auf die Gesamtbelastung der Hauptträger.

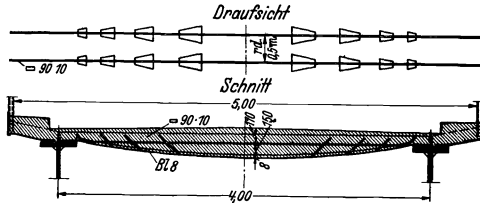


Abb. 270. Nach K. SCHAECHTERLE u. F. LEONHARDT: Bautechnik 14 (1936) S. 660.

Die neuen **Leichtfahrbahnen** gestatten mit besonders kleiner Bauhöhe auszukommen, sie ermöglichen ungemein schlanke und zugleich wirtschaftliche Bauwerke.

Die Entwicklung neuer Fahrbahntafeln mit geringem Eigengewicht ist noch nicht abgeschlossen. Von den bisherigen Lösungen seien einige Beispiele kurz besprochen. Bei der Anwendung ist zu beachten, daß diese teilweise gesetzlich geschützt sind.

f) **Versteifte Tonnenbleche** (Abb. 270) sind in Abständen von etwa $0,5 \text{ m}$ durch eingeschweißte Flachstäbe mit Ansätzen verstärkt, wodurch der Füllbeton zur Mitwirkung gezwungen wird. Es entstehen balkenähnliche Verbundtragwerke, die nur kleine waagrechte Zugkräfte auf die Stützungen ausüben.

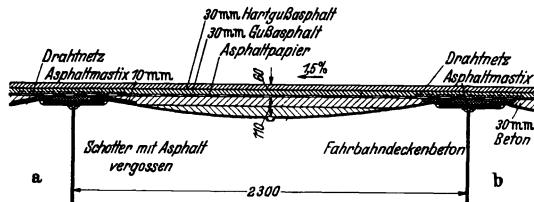


Abb. 271. Nach R. RIEDL: Bautechn. 17 (1939) S. 71.

Der Durchhang der versteiften Tonnenbleche kann klein gehalten werden. Bei 8 bis 10 mm dicken Blechen genügt ein Pfeilverhältnis von $1/25$ bis $1/30$, um Stützweiten von 4 bis 5 m zu erreichen. Mit den versteiften Tonnenblechen, die verhältnismäßig große Steifigkeit besitzen, lassen sich Fahrbahntafeln von $0,4$ bis $0,5 \text{ t/m}^2$ Gesamtgewicht herstellen.

g) **Flachgespannte Buckelbleche** haben sich in Reichsautobahnbrücken bei Durchhängen von $1/25$ bis $1/30$ und mit Größen von etwa $4 \times 7 \text{ m}$ und darüber auch ohne Versteifungen bewährt. Die Buckel werden mit Asphalt (Abb. 271 a) oder besser mit hochwertigem Beton (Abb. 271 b) ausgefüllt. Bei Abb. 271 überdeckt

die Asphaltfahrbahn die Buckelbleche nur um etwa 70 mm, die dünnen Randstreifen bedürfen daher besonderer Sicherung. Das Eigengewicht von Asphaltfahrbahnen auf flachgespannten Buckelblechen beträgt nur 0,4 bis 0,5 t/m².

Buckelbleche mit Überbeton üben auf die Stützung nur geringe waagrechte Zugkräfte aus, während solche mit Asphaltfüllung, besonders bei hohen Temperaturen, erheblich weniger steif sind und viel größere Randzugkräfte aufweisen.

Die Verbundwirkung kann durch eingeschweißte Rundisen oder in das Blech eingepreßte Warzen erhöht werden.

h) **Versteifte Flachbleche** als Fahrbahntafel sind neuerdings wieder in verschiedenen Bauweisen vorgeschlagen worden. Über ihre Ausführung und Bewährung in deutschen Brücken wurde bisher wenig bekannt, in Nordamerika haben sie bereits weite Verbreitung gefunden. Sie sind, von den offenen Rosten abgesehen, die leichtesten Fahrbahntafeln. Ihr Eigengewicht ist etwa 0,15 bis 0,25 t/m².

Die **Stahlzellendecke** (Abb. 272) besteht aus einem ebenen Blech, das mit einem engen Versteifungsrost von Längs- und Querträgern verschweißt ist, und nur einen dünnen Asphaltbelag trägt. Eine mit der Blechdecke verschweißte Einlage (Drahtnetz, Streckmetall oder Baustahlgewebe) verhindert die Ablösung des Belages.

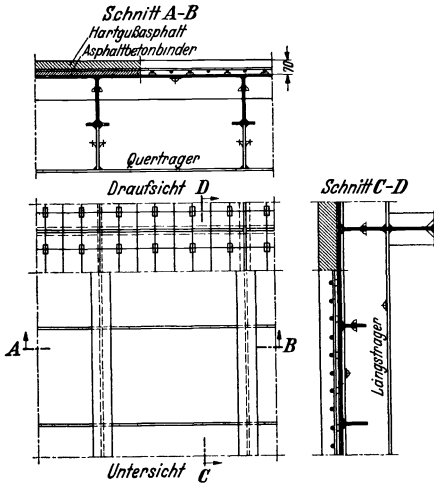


Abb. 272. Nach G. SCHAPER: Bautechn. 13 (1935) S. 43.

Eine bemerkenswerte Stahlzellendecke besitzt die Reichsautobahnbrücke bei Kirchheim u. d. Teck (Abb. 273). Bei dieser Trägerrostplatte liegt das Fahrbahnblech unmittelbar auf den 17,5 m weitgespannten I-Hauptträgern, die durch volle bzw. Halbrahmen-Querschotte verbunden sind. Die Hauptträger des Rostes sind 457 mm, d. h. nur $\frac{1}{38}$ der Stützweite hoch, die Bauhöhe beträgt 547 mm.

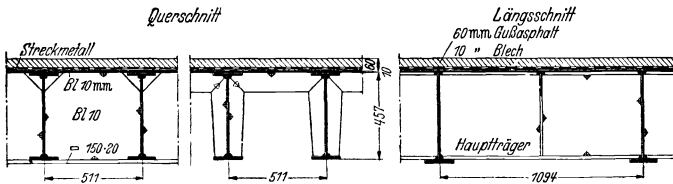


Abb. 273. Nach K. SCHAECHTERLE u. F. LEONHARDT: Bautechn. 16 (1938) S. 312.

Amerikanische Fahrbahntafeln mit in einer Richtung versteiften Flachblechen, weisen Bleche von 13 bis 16 mm und Asphaltbelag von nur 25 bis 38 mm Dicke auf. Aber auch versteifte Stahlbleche ohne jeden Belag haben sich dort offenbar als Fahrbahn bewährt.

Besonders bemerkenswert ist die Fahrbahn der Smithfield-Brücke über den Monongahela-Fluß in Pittsburgh, Pa., die beim Umbau eine neue Fahrbahnkonstruktion aus einer hochwertigen **Aluminiumlegierung** von 4,1 bis 4,6 t/cm² Festigkeit erhalten hat (Abb. 274). Durch die Verwendung der Leichtmetallkonstruktion und der Leichtfahrbahn trat gegenüber dem früheren Zustand eine so erhebliche Gewichtsersparnis ein, daß die alten Hauptträger trotz größerer Verkehrslasten

unverstärkt weiter benutzt werden konnten. Vgl. J. HOPPE: Bauingenieur 15 (1934) S. 476. Über einen ähnlichen Vorschlag zum Umbau der alten Brooklyn-Brücke in New York ebenfalls unter Verwendung einer Leichtmetallkonstruktion s. F. SCHLEICHER: Bauingenieur 16 (1935) S. 357.

i) **Gewellte Blechtafeln.** Es handelt sich dabei um geschlossene Flächentragwerke, die aus verschiedenen geformten, gewalzten oder abgekanteten Profilen zusammengenietet oder verschweißt werden. Die Zwischenräume werden mit Asphalt oder Beton ausgefüllt, die zugleich bei geringer Überdeckung der Blechtafeln die Fahrbahn geben. Auf die verhältnismäßig größeren Durchbiegungen ist zu achten.

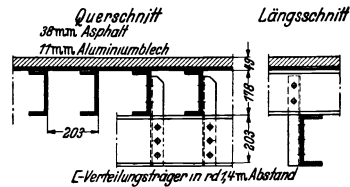


Abb. 274.

Bei den älteren Fahrbahntafeln mit Wellblechen war vor allem die geringe Dicke der damals zur Verfügung stehenden Wellbleche nachteilig.

k) **Fahrbahntafeln aus offenen und vergossenen Rosten.** In USA. haben Roste verschiedener Bauweisen weite Verbreitung gefunden. Abb. 275 zeigt eine Fahrbahntafel aus dicht nebeneinander liegenden L-Profilen. Flachstähle

25 · 4,5, die in Schlitz der \perp 7½ eingepreßt sind, verbinden die nebeneinander liegenden Stäbe. L- und schienenähnliche Wulstprofile werden auch mit Zwischenräumen verlegt und ebenso mit Beton vergossen. Die Roste werden ohne besondere Verschleißschicht befahren, können aber auch eine dünne Überdeckung erhalten.

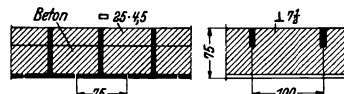


Abb. 275. Amerikanischer Fahrbahnrost (T-Tri-Lok).

Die Roste werden fabrikmäßig in größeren Abmessungen hergestellt, so daß eine schnelle Fertigstellung bzw. Auswechslung der Fahrbahn möglich ist. Ihr Eigengewicht ist etwa 0,3 bis 0,4 t/m².

Für Abdeckungen von Fußwegen usw. ist die Anwendung *offener Stahlroste* schon alt. Bei beweglichen Brücken und anderen Fällen, wo es darauf ankommt, das Eigengewicht besonders niedrig zu halten, hat sich der Stahlrost von IRVING in Fahrbahnen mit schwerem Verkehr bewährt. Die Stahlroste Abb. 276 bestehen aus geraden Flachstäben = 60 · 5, zwischen denen gebogene Stäbe = 35 · 5 festgenietet sind. In Abb. 276 ist auch die Stoßverbindung zwischen den einzelnen fabrikmäßig hergestellten Rosttafeln angegeben. Die offenen Roste wiegen nur etwa 0,1 t/m².

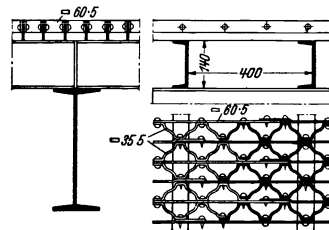


Abb. 276. Offener Fahrbahnrost von IRVING. Nach K. SCHAECHTERLE: Bautechn. 12 (1934) S. 483.

Man rühmt ihnen eine Reihe von Vorteilen nach, sie dürfen jedoch nicht von Tieren begangen werden, die sich in den bis 45 mm weiten Maschen fangen könnten.

1) **Für Tragfähigkeit und Bemessung** der Fahrbahntafeln von Straßenbrücken sind die Radlasten der Fahrzeuge (bei Brückenklasse I Lastwagen mit 4 t und Dampfwalzen mit 7 bzw. 10 t Raddruck) maßgebend.

Die an der Berührungsfläche konzentrierten Radlasten werden durch die Steifigkeit der Fahrbahndecke sowie durch die Überdeckung der Fahrbahntafel verteilt. Über die Lastverteilung s. F. BLEICH: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, S. 333. Für die praktische Bemessung hat sich eine einfache Näherung als ausreichend erwiesen, bei der die Radlasten je nach der Dicke der Fahrbahnplatte über eine gewisse Fläche gleichmäßig verteilt angenommen werden. Vgl. DIN 1073. Für die neueren Leichtfahrbahnen ist eine zutreffende Berechnung teilweise nur schwer durchzuführen. Es werden daher

Versuchs- und sonstige Erfahrungswerte herangezogen, so daß sich eine nähere Berechnung bei den üblichen Verhältnissen erübrigt.

Einzelheiten über die bauliche Gestaltung der verschiedenen Bauweisen von Fahrbahntafeln auf stählernen Straßenbrücken, über ihre Tragfähigkeit und das Verhalten bei Belastungsversuchen vgl. man:

SCHAECHTERLE, K.: Bautechn. 12 (1934) S. 479 u. 564, ferner 14 (1936) S. 501. — SCHAPER, G.: Bautechn. 13 (1935) S. 47. — GRAF, O.: Stahlbau 10 (1937) S. 110 u. 123. — SCHAECHTERLE, K. u. F. LEONHARDT: Bautechn. 14 (1936) S. 245 u. 261, ferner S. 626 u. 659, sowie 16 (1938) S. 306. — GRAF, O.: Aus Untersuchungen mit Leichtfahrbahndecken zu Straßenbrücken (= Ber. Dtsch. Ausschuß für Stahlbau, Heft 9), Berlin 1938. — RIEDL, R.: Bautechn. 17 (1939) S. 69. — ZILLINGER, I.: Bautechn. 17 (1939) S. 472. — SCHAECHTERLE, K. u. R. RIEDL: Bauingenieur 20 (1939) S. 579.

m) Fuß- und Radfahrwege. Da ihre Belastung gering ist und die schweren Einzellasten entfallen, können dafür besonders leichte Bauweisen gewählt werden. Außer den besprochenen Fahrbahntafeln kommen in Betracht Flachbleche mit dünner Überdeckung, fabrikmäßig hergestellte Platten aus Leichtbeton (mit oder ohne Überdeckung durch eine dünne Asphalttschicht), offene Roste.

4. Fahrbahntafel von Eisenbahnbrücken.

a) Offene Fahrbahn ohne Durchführung der Schotterbettung wird ausgeführt bei begrenzter Bauhöhe und bei größeren Stützweiten, d. h., wenn der Anteil des Eigengewichtes der Bettung an der Gesamtbelastung des Bauwerkes zu hoch würde.

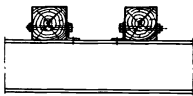


Abb. 277.

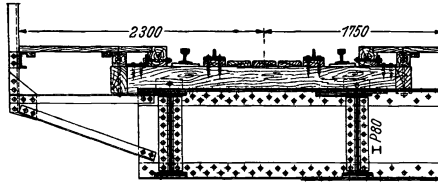


Abb. 278. Nach Bauingenieur 2 (1921) S. 297.

Nur im Notfall, nämlich bei besonders geringer Bauhöhe, werden die Schienen unmittelbar auf den Längsträgern bzw. Hauptträgern aufgelagert, wobei die Schienenunterlagsplatten mit Schrauben oder durch Schweißung befestigt werden. Diese Bauweise hat den Nachteil starker Stoßwirkungen, bei der Festigkeitsberechnung ist eine größere Stoßzahl ϕ einzusetzen, ferner tritt oft eine Lockerung der Verbindungsmittel ein. Beispiel (Zwillingsträger) s. Abb. 198.

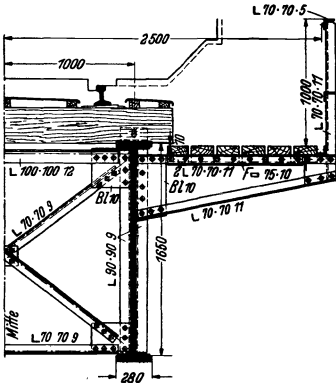
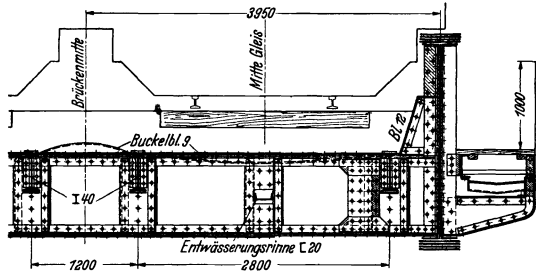


Abb. 279. Musterentwurf der Deutschen Reichsbahn. Nach G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934, S. 218.

spurgleise werden die Querschwellen nicht gebogen. Bei größerem Trägerabstand werden schmale Auflagerstücke (*Zentrierleisten*) benutzt, um auch bei Durchbiegung der Querschwellen eine mittige Längsträgerbelastung sicherzustellen.

Da Brücken begehbar sein müssen, erhalten offene Fahrbahnen eine *Abdeckung* aus Holzbohlen oder Stahlbetonplatten. Im Falle der Abb. 278 ist die Abdeckung mit einem Schutz gegen Entgleisung verbunden. Wegen der Feuergefährlichkeit des Holzbelages und der Holzschwellen wird oft eine Abdeckung mit Waffelblech ausgeführt. Bei Abb. 279 ist der Fußweg durch Konsole gestützt und mit hölzernen Längsbohlen abgedeckt. Die Konstruktion ist so eingerichtet, daß die Schwellen bequem ausgewechselt werden können.



b) Geschlossene Fahrbahn, d. h. der normale Oberbau mit Schotterbett, ist aus verschiedenen Gründen (z. B. wegen einfacherer Unterhaltung und kleinerer Stoßwirkungen) auch auf den Brücken erwünscht. Bei Brücken im Stadtgebiet ist wertvoll, daß sie weniger Geräusch verursacht und wasserdicht ist. Sie erfordert allerdings eine größere Bauhöhe als Brücken mit offener Fahrbahn. Das Mehrgewicht allein der Schotterbettung von rd. 3 t/m gilt erst bei größeren Stützweiten als ausschlaggebendes Hindernis.

Für geschlossene Fahrbahnen auf stählernen Eisenbahnbrücken werden in erster Linie Buckelbleche verwendet. Abb. 280 zeigt den Querschnitt einer zweigleisigen Brücke, Abb. 281 einen Ausschnitt aus einem eingleisigen geschweißten Bauwerk. In beiden Fällen ist es vermieden, das Schotterbett durch die Hauptträger zu begrenzen. Der besondere seitliche Abschluß (bei Abb. 280 gekantete Bleche, bei Abb. 281 Tonnenbleche) vermindert nicht nur das Eigengewicht der Bettung, sondern läßt auch die Hauptträger zugänglich und vermeidet auf ihnen Stellen mit verstärktem Rostangriff.

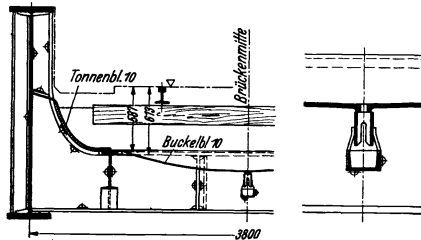
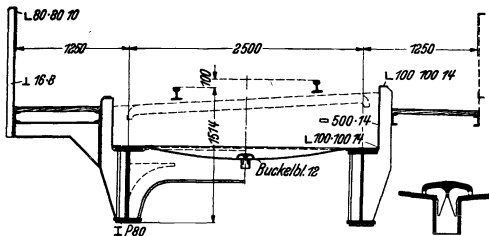


Abb. 282 zeigt einen lotrechten seitlichen Abschluß der Schotterbettung, der aus Winkeln und Flachstahl geschweißt ist. Daß der Obergurt des Hauptträgers nicht zugänglich ist, konnte man hier in Kauf nehmen, da es sich um einen Walzträger handelt.



c) Die Fußwege von Eisenbahnbrücken können, soweit sie nicht auch für den öffentlichen Verkehr freigegeben sind, besonders leicht gehalten werden. Sie erhalten meist eine einfache Holzabdeckung mit kleinen Abständen zwischen den einzelnen Bohlen. Unsere Beispiele zeigen in Abb. 278 einen Fußweg mit quer-

liegenden Holzbohlen und in Abb. 279 einen mit Längsbohlen. In Abb. 280 ist unter den Fußwegbohlen noch ein besonderer Belag vorhanden, um verschiedene elektrische Leitungen unterzubringen.

5. Entwässerung.

Der Entwässerung der Brücken ist größte Sorgfalt zu widmen. Schnelle und vollständige Abführung der Tagewässer ist die wichtigste Voraussetzung für eine lange Lebensdauer der Fahrbahntafel, unter Umständen des ganzen Bauwerks. Außer verstärktem Rostangriff und erhöhten Unterhaltungskosten ist an Stellen mit stehendem Wasser vor allem Eisbildung zu fürchten. Frostschäden, insbesondere die Hebung bzw. Zerstörung der Brückenfahrbahn können nach jedem strengen Winter beobachtet werden.

Hauptsache ist es daher, die Tagewässer von der Fahrbahnkonstruktion möglichst fernzuhalten. Der größte Teil der Niederschläge wird sich bei ausreichender Querneigung der Fahrbahn von Straßenbrücken (der Kleinstwert ändert sich mit der Art und Dichtigkeit der Straßendecke) an den Bordsteinen sammeln und dort mit nicht zu klein bemessenem Längsgefälle zu den in gewissen Abständen vorhandenen Regeneinläufen geführt. In vielen Fällen ist es nicht zulässig, die durch Öl und Staub (Abrieb der Straßendecke!) verschmutzten Abwässer unmittelbar fallen zu lassen, sie werden dann aufgefangen und durch offene Rinnen abgeleitet. Die *Entwässerungsrinnen* (Abb. 280, 281) müssen ebenfalls genügendes Längsgefälle besitzen und leicht zugänglich sein, damit sie regelmäßig gereinigt werden können.

Asphaltdecken sind praktisch dicht, so daß eine besondere Dichtungsschicht bei ihnen in vielen Fällen, so bei vielen der neueren Leichtfahrbahnen, entbehrlich ist. Wenn die Fahrbahndecke selbst nicht ausreichend dicht ist, so daß ein Teil der Tagewässer durch sie versickert, werden besondere *Dichtungsschichten (Isolierungen)* vorgesehen. Dafür kommen auf Stahlbrücken in Betracht *Aufstriche aus Asphaltbitumen* bzw. Teer, *Dichtungsbahnen* aus bituminösen Dichtungsmassen mit festen Einlagen aus Wollfilzpappe oder Jutegewebe, sowie *Dichtungsbahnen mit metallischen Folien* aus Blei, Kupfer und Aluminium, die meist zwischen Wollfilzpappen eingeklebt werden.

Die Dichtungsschichten sind nicht geeignet, unmittelbare Belastung aufzunehmen. Sie müssen vor mechanischen Verletzungen geschützt werden und erhalten daher eine *Schutzabdeckung*, z. B. eine etwa 5 cm dicke Betonschicht mit Drahtnetzeinlage. Zu den Schutzmaßnahmen zählt auch die Ausführung größerer Überschüttungen, deren Dicke allerdings mit Rücksicht auf das Eigengewicht begrenzt ist. Die Schutzabdeckung wird trichterförmig geformt und an den tiefsten Stellen entwässert.

Die meisten Abdichtungen können nur bei trockenem frostfreien Wetter aufgebracht werden, ihre Planung und Herstellung setzt besondere Fachkenntnisse voraus. Wegen der Einzelheiten der Abdichtung kann auf die „*Vorläufige Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken*“, abgekürzt AIB, Berlin 1940, verwiesen werden. Das Studium dieser Schrift, in der die großen Erfahrungen der Deutschen Reichsbahn niedergelegt sind, sei dringend empfohlen. Vgl. auch W. HAUSSMANN: Bauingenieur 20 (1939) S. 359.

Beispiele. Stahlbetonplatte mit einfacher Asphaltabdichtung s. Abb. 258, mit Dichtungsbahnen Abb. 268. Dichtungsbahnen über Belagstahl, darüber eine Mörtelschutzschicht mit Drahtnetzeinlage Abb. 266. Die Dichtungsbahnen werden (s. Abb. 266 und 268) hinter dem Bordstein hochgezogen und unter dem Asphalt der Fußwege verklebt, so daß kein Wasser zwischen Fahrbahnrandlängsträger und Dichtungsbahn gelangen kann. Schwierigkeiten bereitet die Durchführung der Dichtungsschicht unter Straßenbahngleisen, da dort für die Fahrbahn größere Höhe notwendig ist.

Die *Buckelbleche von Eisenbahnbrücken* werden an der tiefsten Stelle einzeln entwässert, Tropftüllen und Einzelheiten vgl. Abb. 281 und 282.

Die Wassereinfläufe am Bordstein sind besonders sorgfältig nach AIB abzdichten. Abb. 283 zeigt einen gußeisernen Regeneinlaufkasten, wie sie in Entfernungen von etwa 25 m ausgeführt werden, Abb. 284 den Querschnitt durch eine Fahrbahn auf Buckelblechen, mit einem auf die ganze Länge durchlaufenden Entwässerungsschlitz.

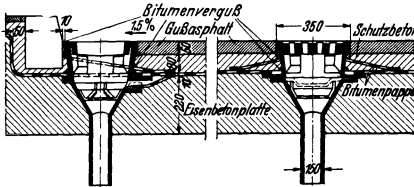


Abb. 283. Nach H. OESER: Bautechn. 16 (1938) S. 302.

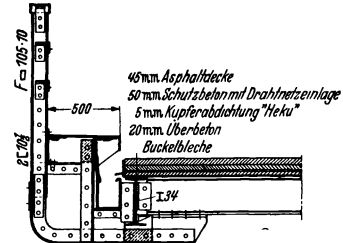


Abb. 284. Nach H. BÖRNER u. H. LETTNER: Bauingenieur 18 (1937) S. 58.

6. Fahrbahnabschluß und Fahrbahnübergang.

Die in Fahrbahnhöhe gemessene Länge eines Überbaus ändert sich mit dem Wärmegrad, aber auch mit der Formänderung bei Belastung der Brücke. Damit diese Bewegungen ohne Zwängungskräfte möglich sind, muß am Ende jeder Brücke eine Lücke in der Fahrbahn vorgesehen werden. Das gilt sinngemäß natürlich auch für die Übergänge zwischen den einzelnen Überbauten von längeren Brückenzügen. Beiderseits jeder der Lücken sind *Fahrbahnabschlüsse* nötig, um die Fahrbahndecke usw. zu begrenzen, die Lücke in der Fahrbahn wird durch einen *Fahrbahnübergang* überbrückt.

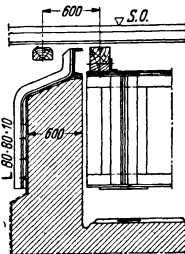


Abb. 285. Nach GE, 3. Aufl., Wien 1938, S. 29.

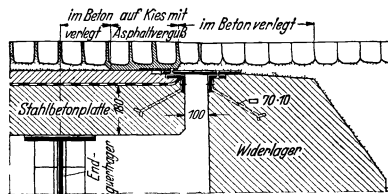


Abb. 286. Nach R. ALBRECHT: Bautechn. 16 (1938) S. 447.

Bei Eisenbahnbrücken mit offener Fahrbahn wird das Schotterbett durch einen Fahrbahnabschluß (Abb. 285) begrenzt. Das Gleis kann bei kleineren Brücken ohne Schienenstoß durchlaufen, bei langen Bauwerken werden an den Enden weichenzungenähnliche *Schienenanszüge* eingebaut.

Bei Straßenbrücken genügt auf der Seite des festen Lagers, wo die Bewegungen nur klein sind, meist ein *Schleppblech*. Bei Abb. 286 wurde die Pflasterung einfach über das Brückenende weggeführt, bei Abb. 287 ist die Betonfahrbahn vor dem Schleppblech durch eine mit Asphalt vergossene Fuge unterbrochen.

Am beweglichen Lager der Brücke muß der Fahrbahnübergang eine entsprechend große Bewegung hergeben; ohne daß in der Fahrbahn störende Höhenunterschiede oder zu große Lücken auftreten. Bei kleinen Bewegungen genügen Schleppbleche in der Fahrbahn (Abb. 288), bei größeren Abmessungen können *Rutschplatten* aus Gußstahl (mit unebener Oberfläche, um das Ausgleiten von Fahrzeugen und Zugtieren auszuschließen) benutzt werden.

Für größere Bewegungen werden gerne *Fingerkonstruktionen* verwendet (Abb. 289), die einerseits mit dem Widerlager, andererseits mit der Brücke verbunden sind, und gabelförmig ineinandergreifen. Sie ergeben einen Fahrbahn-

übergang ohne Höhenunterschiede. Die Fingerkonstruktionen wurden früher aus Stahlgußteilen gebaut, heute werden sie meist mit dem Brennschneider aus Stahlplatten ausgeschnitten. Als Balken auf zwei Stützen gelagert ist die Bauweise noch für erhebliche Bewegungen brauchbar. Ein Nachteil der Fingerkonstruktionen sind die offenen Schlitzte, die bei Verschmutzung bzw. Eisbildung zu Schäden führen können. Bei langen Brücken wurden über die Fingerkonstruk-

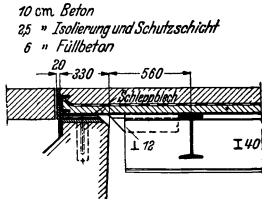


Abb. 287. Nach W. BACHMANN: Bauingenieur 18 (1937) S. 387.

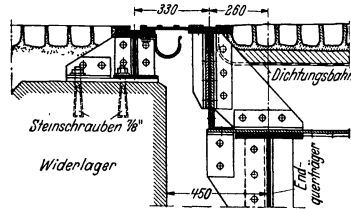


Abb. 288. Nach R. ALBRECHT: Bautechn. 16 (1938) S. 447.

tion noch Gleitbleche gelegt, welche den größten Teil der Schlitzte verdecken. Vgl. K. SCHREINER: Bauingenieur 18 (1937) S. 689.

An den Fußwegen werden ähnliche Übergänge vorgesehen, jedoch genügen da wegen der geringen Lasten meist einfache Schleppbleche.

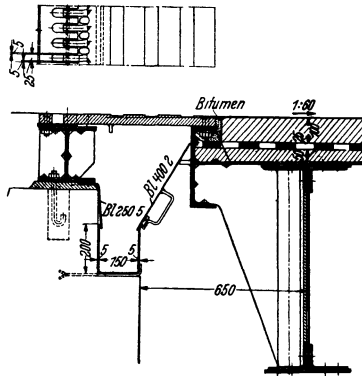


Abb. 289. Fingerkonstruktion für 34 mm Längsdehnung. Nach W. BACHMANN: Bauingenieur 18 (1937) S. 417.

In letzter Zeit sind zwei Bauweisen für Fahrbahnübergänge bekannt geworden, die beide hohen Verkehrsanforderungen genügen und auch für große Bewegungen geeignet sind.

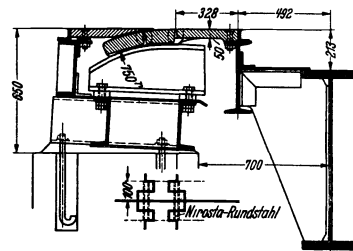


Abb. 290. Fahrbahnübergang mit Gleitschürze (DEMAG). Nach G. BLICK: Stahlbau 11 (1938) S. 183.

Die der DEMAG geschützten Fahrbahnübergänge bestehen aus gelenkig verbundenen Gleitplatten, die am Überbau befestigt sind und bei einer Bewegung des Brückendes ähnlich wie ein Rollverschluß über eine auf dem Widerlager befestigte kreisförmige Gleitbahn gezogen bzw. geschoben werden. Abb. 290 zeigt einen derartigen Fahrbahnübergang mit Gleitschürze für 260 mm Gesamtbewegung.

Der Fahrbahnübergang der Dortmunder Union (Abb. 291) benutzt einen Rost von Stahlbarren, die auf einem Träger gleiten und durch eine Nürnberger Schere bei allen Bewegungen in gleichen Abständen gehalten werden. Die Spalten zwischen den Barren sind durch angenietete Schleppwinkel überdeckt. Die bewegliche Befestigung der Roststäbe mittels Klemmplatten ist in Abb. 42 dargestellt. Der Fahrbahnübergang Abb. 291 ist für eine Gesamtbewegung von 160 mm entworfen, welche durch die sieben Roststäbe in 8 Teile zu je 20 mm zerlegt wird.

Fahrbahnübergänge sind nicht dicht. Das an ihnen durchkommende Wasser wird durch Tropfbleche und Querrinnen aufgefangen, die gut zugänglich sein müssen. Man vgl. Abb. 288 bis 291. Die Entfernung zwischen dem Endquerträger

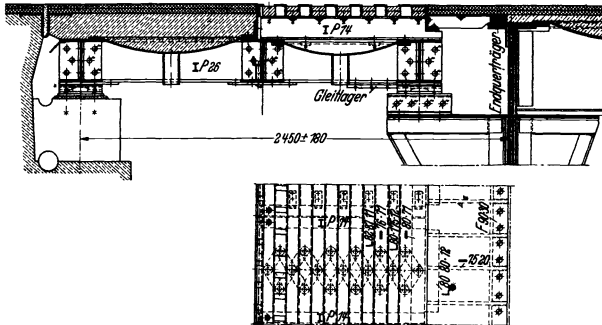


Abb. 291. Fahrbahnübergang mit parallel geführtem Rost (Bauweise der Dortmunder Union). Nach K. SCHAECHTERLE u. R. RIEDL: Bauingenieur 20 (1939) S. 587.

der Brücke und dem Widerlager wird reichlich gewählt, damit genügend Platz für die ordnungsgemäße Unterhaltung aller Bauteile vorhanden ist.

7. Fahrbahnunterbrechungen.

Der Fahrbahnrost wird in der Regel fest mit den Hauptträgern verbunden, er ist also wenigstens an den Anschlußstellen gezwungen, deren Formänderungen mitzumachen. Befindet sich die Fahrbahn z. B. in der Höhe der gezogenen Hauptträgergurte, so wird der Fahrbahnrost etwa nach Abb. 292 verformt. Die damit verbundenen zusätzlichen Kräfte wachsen mit der Länge des Überbaues bzw. mit der elastischen Verlängerung der Hauptträgergurte, sie bleiben i. a. bei der Bemessung unberücksichtigt.

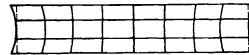


Abb. 292.

Die üblichen Längsträgeranschlüsse sind offenbar wenig geeignet, die zugehörigen Normalkräfte in den Längsträgern aufzunehmen. Um die Zwängungskräfte im Fahrbahnrost zu vermindern, werden daher bei längeren Stahlüberbauten in Abständen von etwa 40 bis 80 m *Fahrbahnunterbrechungen* ausgeführt. Man versteht darunter Fugen, die durch die ganze Fahrbahntafel gehen, so daß sich die benachbarten Fahrbahnabschnitte unabhängig voneinander verformen können. Die Längsträgerstränge werden unterbrochen und jeweils an einem Ende beweglich gelagert, so daß keine Normalkraft übertragen werden kann. An der Fuge treten dann kleine Bewegungen auf, die der Hauptträgerdehnung infolge der Verkehrslast sowie etwaigen Wärmeunterschieden entsprechen.

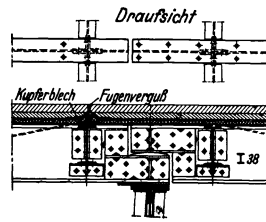


Abb. 293. Nach H. BÖRNER u. H. LETTNER: Bauingenieur 18 (1937) S. 57.

Abb. 293 zeigt die Fahrbahnunterbrechung einer Reichsautobahnbrücke. Der Längsträger ist über dem Querträger unterbrochen, seine linke Seite fest, die rechte auf einer Gleitplatte beweglich. Die Fuge in Schutzbeton und Asphaltfahrbahn ist mit einem gewölbten Kupferblech gedichtet und mit Asphalt vergossen. Zwei Zwischenquerträger unterstützen die Buckelbleche und das Flachblech im Bereich der Fahrbahnunterbrechung. Bei Pflasterfahrbahn kann die Fuge mit einem Blech überdeckt und die Fahrbahndecke (Abb. 286) über die Unterbrechung durchgeführt werden.

Fahrbahnunterbrechungen müssen ferner an allen Stellen vorgesehen werden, wo dies mit Rücksicht auf das Haupttragwerk erforderlich ist. Zum Beispiel dürfen die Bewegungen in den Gelenken von Gerberbalken usw. nicht durch die Fahrbahntafel behindert werden. An den Gelenkpunkten werden daher meist

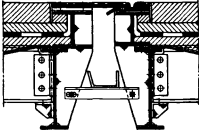


Abb. 294. Fahrbahnunterbrechung im Gelenkpunkt. Nach G. WORSCH: Bauingenieur 18 (1937) S. 252.

Doppelquerträger ausgeführt, um die Längsträgerstränge unabhängig voneinander auflagen zu können. Für die Überdeckung der Fuge genügen einfache Schleppbleche, da die Bewegungen nur klein sind (Abb. 294).

Entsprechende Maßnahmen sind auch bei den Fußweglängsträgern notwendig, schließlich muß auch das Geländer an den betreffenden Stellen unterbrochen werden, um Längskräfte zu vermeiden.

Da die Fahrbahnunterbrechungen aus verschiedenen Gründen unerwünscht sind, wurden die Längsträger z. B. bei langen Eisenbahnbrücken mit unten liegender Fahrbahn auch bereits in allen Anschlüssen fest vernietet, so daß sie über die ganze Brückenlänge durchgehen. Die Längsträger werden durch mehrere waagrechte Scheiben gezwungen, die durchschnittliche Formänderung der Hauptträger mitzumachen. Der Hauptträgeruntergurt wird dabei durch den Fahrbahnrost entlastet, während in den Längsträgern große Normalkräfte auftreten. Die Längsträgeranschlüsse müssen sodann durch kräftige obere und untere durchschießende Laschen entlastet werden. Vgl. G. WEIDMANN: Bauingenieur 13 (1932) S. 68.

D. Verbände.

Vollwandige Stahltragwerke besitzen quer zur Trägerebene nur geringe Steifigkeit, ebene Fachwerke sind mit den für die Berechnung angenommenen Kugeln Gelenken in den Knotenpunkten quer zur Fachwerkebene sogar hochgradig verschieblich. Windverbände und Querrahmen sind daher zunächst einmal erforderlich, um unverschiebliche Raumtragwerke zu schaffen. Sie haben ferner die Belastungen quer zu den Tragwänden aufzunehmen und schließlich das Tragwerk gegen Knicken und andere Labilitätserscheinungen zu sichern. Man vgl. DIN E 4114 oder BE § 23.

1. Windverband.

Windverbände werden für Winddruck und andere waagrechte Belastungen (z. B. Fliehkräfte) bemessen. Sie bestehen aus ebenen oder den Gurtungen folgenden Fachwerken oder Rahmenträgern, welche die quergerichtete Belastung nach den Auflagern übertragen. Die Gurtungen der Windverbände fallen meist mit den Hauptträgergurten zusammen, in vielen Fällen sind die Querträger zugleich Pfosten des Windverbandes. Im übrigen ist das statische System der Windverbände von dem des Haupttragwerkes unabhängig, es wird auch oft für oberen und unteren Windverband verschieden gewählt.

Die Windbelastung auf belastete Brücken (150 kg/m^2) wird kleiner angenommen als die auf unbelastete Brücken (250 kg/m^2). Einzelheiten über die bei der Berechnung einzusetzenden *Windflächen*, das ist die Größe der vom Wind getroffenen Flächen der Brücke und des Verkehrsbandes, sind den einschlägigen Vorschriften zu entnehmen. Die zulässigen Spannungen für Glieder der Wind- und sonstigen Verbände sind niedriger als die für die Hauptträger und Fahrbahnrost gültigen Werte.

Fachwerkbrücken erhalten, wenn der Brückenquerschnitt dies zuläßt, möglichst zwei Windverbände zwischen den beiden Hauptträgergurten. Vgl. die Systemskizzen Abb. 295, in denen die Wind- und Querverbände wie üblich durch gestrichelte Linien angedeutet sind. Der obere Windverband muß in *Endrahmen* gestützt werden (Abb. 295a und b). Reicht die lichte Höhe über der Fahrbahn nicht auf die ganze Brückenlänge aus, um einen oberen Windverband auszuführen, so kommt Abb. 295c in Betracht, bei der sich ein kürzerer oberer Verband auf Endrahmen stützt, während die äußeren Knotenpunkte des Obergurtes durch

(oben offene) Halbrahmen gehalten werden. Sind schließlich alle Knotenpunkte des zweiten Gurtes ausreichend durch Querrahmen gehalten, so kann der zweite Windverband auch ganz entfallen (Abb. 295d).

Zahl und Art der Querverbände muß jedenfalls ausreichen, um ein im Raum unverschiebliches Tragwerk zu schaffen. Bei Fachwerken ist dabei zweckmäßig und üblich, die Unverschieblichkeit auch für den Fall von Kugelgelenkverbindungen sicherzustellen. Vollwandige Balkenbrücken erhalten meist nur einen Windverband, wobei die lotrechten Stegblechanschlüsse mit den Querrahmen verbunden werden. Bogen und Stabbogen werden, abgesehen von kleineren Bauwerken, durch besondere Windverbände gesichert, die dann zugleich Knickverband sind. An den Gelenkpunkten usw. der Haupttragwerke müssen die Windverbände so geführt werden, daß eine Beeinträchtigung der Gelenkwirkung vermieden wird (Abb. 295e).

Damit die zusätzlichen Spannungen in den Hauptträgergurten infolge Windbelastung nicht zu groß werden und die Steifigkeit der Brücke in der Querrichtung nicht zu klein ist, darf die Netzhöhe der Windverbände, die in der Regel mit dem Hauptträgerabstand übereinstimmt, im Verhältnis zur Stützweite nicht zu klein sein. Bei außergewöhnlichen Verhältnissen kann es daher zweckmäßig sein, den Hauptträgerabstand über das sonst notwendige Maß hinaus zu vergrößern.

Breite Fahrbahntafeln aus Buckel- und Tonnenblechen oder Eisenbeton sind in ihrer Ebene sehr steif. Für nicht zu große Stützweite kann bei ihnen in vielen Fällen ein besonderer Windverband entfallen, da dessen Funktionen bei zweckmäßiger Ausbildung von der fertigen Fahrbahntafel übernommen werden können. Dabei ist vorausgesetzt, daß die quergerichteten Kräfte während der Aufstellung der Stahlüberbauten auf andere Weise sicher aufgenommen werden können.

Für die Wahl der Ausfachung ist ausschlaggebend, daß die Kräfte i. a. gering, die Knick-schlankheiten der Stäbe jedoch sehr groß sind. Fachwerke mit kleinen Stablängen (z. B. K- und Rautenfachwerke) verdienen also den Vorzug. In manchen Fällen können die Windverbandstäbe zur Verminderung der Knicklänge in Zwischenpunkten am Fahrbahnrost aufgehängt werden. In Fahrbahnhöhe liegende Verbände werden möglichst so eingerichtet, daß die Querträger zugleich Pfosten des Windverbandes sind. Sodann sind für den Windverband nur die Streben mit den Knotenblechen zusätzlich notwendig. Für Verbände über der Fahrbahn sind Rautenfachwerke ohne Pfosten beliebt, in seltenen Fällen werden Rahmenträger mit biegesteifen Stäben und Anschlüssen benutzt.

Die Höhenlage der Windverbände ist meist weitgehend durch bauliche Rücksichten bestimmt (Abb. 296). Soweit möglich werden jedoch auch hier, wenigstens bei größeren Kräften außermittige Anschlüsse vermieden und der Windverband wird nach Möglichkeit so gestaltet, daß sich die Stabachsen in den Hauptträger-

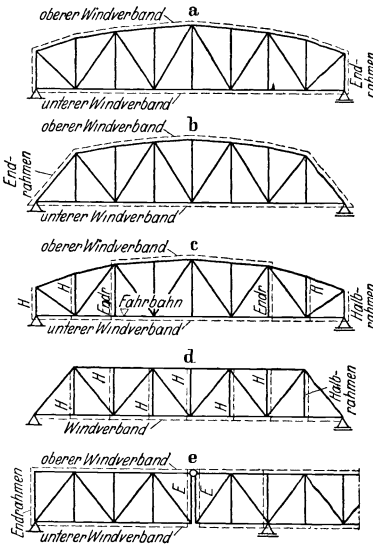


Abb. 295.

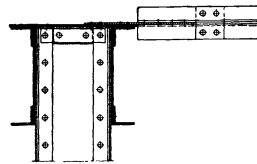


Abb. 296.

ebenen schneiden (Abb. 297). Weitere Beispiele für den Anschluß von Windverbänden bzw. deren Knotenblechen sind auf den Abb. 259 bis 262 zu erkennen.

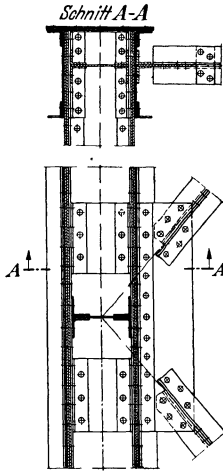


Abb. 297.

Der Anschluß in Höhe des Untergurtes eines Vollwandtragwerkes kann etwa nach Abb. 298 erfolgen. Die Lage der Windverbandknotenbleche auf den Gurtwinkeln hat gegenüber jener auf der Unterseite des Gurtes den Vorteil der Unabhängigkeit von Zahl und Dicke der Gurtplatten.

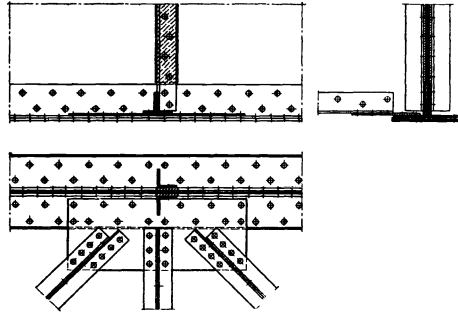


Abb. 298.

Bei versenkter Fahrbahn ist es manchmal unmöglich, den Windverband mit den Hauptträgergurten zu verbinden. Die in Abb. 299 dargestellte Verbindung mit Anschlußwinkeln und Knotenblech hat sich auch für größere Vollwandbalken noch als ausreichend erwiesen.

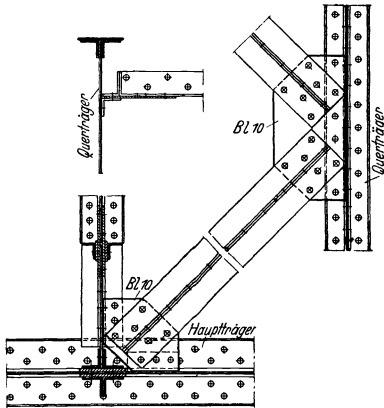


Abb. 299.

2. Querrahmen.

Brücken mit obenueliegender Fahrbahn können durch leichte Fachwerkrahmen (Abb. 279) versteift werden, die bei kleinem Baustoffaufwand sehr wirksam sind. Rahmenartige Querverbände lassen sich mit den Hauptaussteifungen der Vollwandbalken verbinden. Im Falle der Abb. 300 ist eine große Zahl von Leitungen auf dem Zugband des Zweigelenkrahmens bzw. auf besonderen Rosten unter dem Querträger untergebracht und von dem mittleren Fußsteg aus leicht zugänglich.

Unten offene Halbrahmen (vgl. Abb. 255 und 257) werden bei Vollwandbalkenbrücken ohne unteren

Windverband besonders dann ausgeführt, wenn der Raum unter der Fahrbahn für einen Besichtigungswagen freigehalten werden soll. In diesem Falle werden auch die Hauptquerrahmen an den Zwischenstützen von Brücken über mehrere Öffnungen so eingerichtet, daß ein Besichtigungswagen über die ganze Brückenlänge durchfahren kann.

Bei Brücken mit untenliegender Fahrbahn sind die Querverbände durch das freizuhaltende Lichtraumprofil mit bestimmt. Trogbriicken mit oben offenen

Halbrahmen s. Abb. 254 und 256, ein Fachwerkquerrahmen s. Abb. 196, Einzelheiten zu letzterem gibt Abb. 301. Besonders wichtig sind die Querverbände

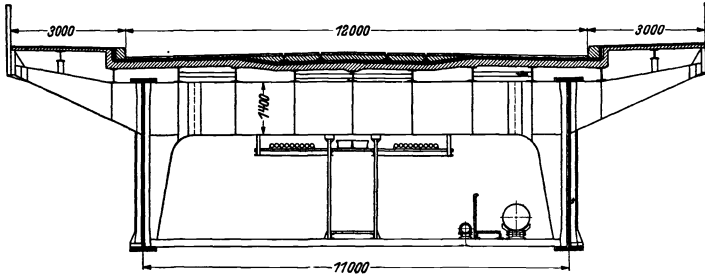


Abb. 300. Querschnitt der Dreirosenbrücke über den Rhein in Basel. Nach E. GRAF: Bauingenieur 16 (1935) S. 71.

bei hohen Fachwerkbrücken, wo sie die freie Länge der Pfosten verkürzen und die steifen Eckverbindungen entlasten (Abb. 302).

Vollwandige Querrahmen werden heute für kleine und mittlere Abmessungen bevorzugt (Beispiel Abb. 197 a). Bemerkenswert sind noch Endrahmen, die in der schrägen Ebene der Endstreben von Trapezträgern liegen oder abgknickt, d. h. zum Teil schräg, zum Teil lotrecht sind.

Lastverteilende Querrahmen (Abb. 303) sind bei Rostbrücken notwendig, um auch bei Streifenbelastung alle Hauptträger zur Mitwirkung zu zwingen.

Die Verbände bedürfen einer besonders eingehenden statischen Untersuchung, wenn es sich um eine Eisenbahnbrücke mit Fliehkräften handelt oder wenn die Hauptträger im Grundriß gekrümmt sind.

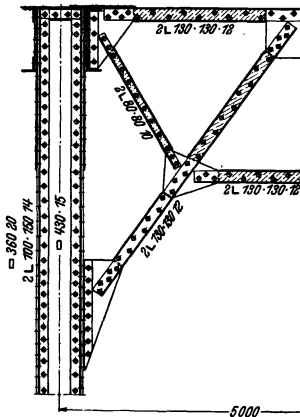


Abb. 301. Nach M. METZLER: Die Stahlbauwerke der neuen Bahnlinie Belgrad-Pancevo, Berlin 1932, S. 27.

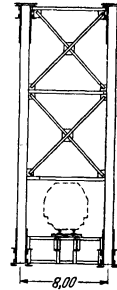


Abb. 302.

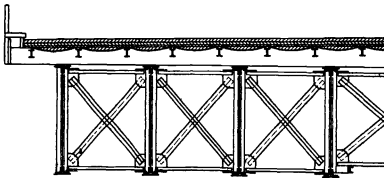
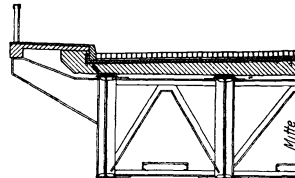


Abb. 303.



3. Schlingerverband.

Ein Schlingerverband zwischen den Längsträgern von Eisenbahnbrücken (vgl. die schematische Darstellung Abb. 196 ist bei offener Fahrbahn notwendig,

um die von den Fahrzeugen ausgeübten Seitenkräfte (nach BE § 27 je Gleis 6 t) aufzunehmen. Die üblichen I-Längsträger sind in der Querrichtung verhältnismäßig wenig steif, es ist daher sehr erwünscht, daß der Schlingerverband zugleich auch ihre Kipplast beträchtlich vergrößert. Beispiel Abbildung 304.

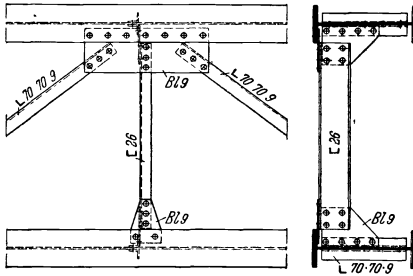


Abb. 304.

4. Bremsverband.

Die Querträger sind in der Regel nicht instande, die Kräfte aufzu-

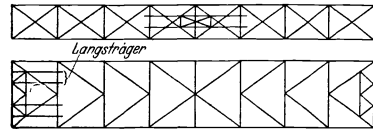


Abb. 305.

nehmen, die beim Bremsen und Anfahren der Fahrzeuge in der Längsrichtung der Brücke wirken. Sie werden daher durch einen oder mehrere Bremsverbände entlastet. Das sind Fachwerkscheiben (Abb. 305) in der Mitte oder an den Enden des Überbaus, die eine Verbindung zwischen den Längsträgern und dem Windverband herstellen (Beispiel Abb. 306). Dabei ist zu beachten, daß zwischen beiden häufig

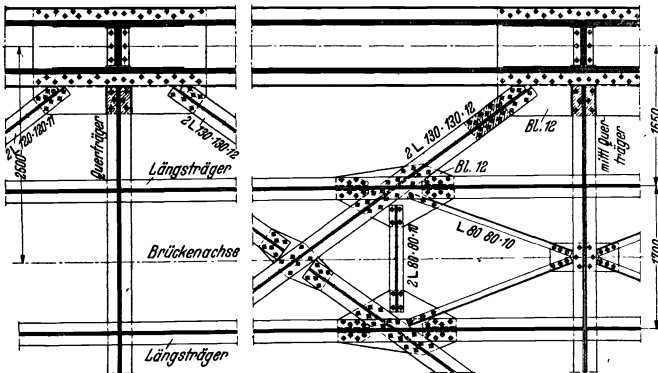


Abb. 306. Nach M. METZLER: Stahlbauwerke, S. 28.

ein Höhenunterschied vorhanden ist. Aber auch wenn die Längsträger unmittelbar mit dem Windverband verbunden werden können, ist ein besonderer Bremsverband notwendig, weil die Fachwerkstäbe des Windverbandes nicht instande sind, nennenswerte Biegebewehrung aufzunehmen. In manchen Fällen kann Wind-, Schlinger- und Bremsverband zu einem einzigen Fahrbahnverband vereinigt werden.

E. Auflagerung und Gelenke.

I. Allgemeines.

Stahltragwerke werden gemäß den bei der Festigkeitsberechnung gemachten Voraussetzungen (vgl. Abschnitt Baustatik, S. 217) gestützt. An Stützungsarten kommen in Betracht: Einspannung (bei Stahlbauten fast nur für Bogen- und Stützenfüße), gelenkige Auflagerung (z. B. für Bogen- und Rahmentragwerke).

festen und bewegliche Lager bzw. Stützstäbe (besonders für Balkentragwerke) sowie verschiedene weitere bewegliche Auflagerungen und Verbindungen. In Tragwerken ohne innere Stabilität werden weiter benutzt feste und bewegliche Zwischengelenke, Flachgelenke (Blattfedern), Wechselgelenke (deren Wirkungsweise sich mit der Bewegungsrichtung ändert oder die nur Drehungen von begrenzter Größe zulassen), Auszüge, Langlochanschlüsse, und andere bewegliche Verbindungen.

Die festen und beweglichen Lager der Brückenhauptträger werden immer als *Kipplager* eingerichtet, so daß sich der Überbau frei drehen kann. Je nach der Art der Berührung im unbelasteten Zustand unterscheidet man *Linienkipplager* (Berührung längs einer Geraden, d. h. Drehung nur um die Kipplinie) und *Punktkipplager* (Berührung in einem Punkte, so daß die Drehung um eine beliebige Achse möglich ist).

Einfache Balkenbrücken werden gewöhnlich nach Abb. 307 a, d. h. mit zwei festen und zwei längsbeweglichen Lagern ausgestattet (in Abb. 307 sind die Lager im Grundriß wie üblich bezeichnet: feste Lager durch einen Kreis, längsbewegliche Lager durch zwei in der Bewegungsrichtung liegende Pfeile). In der Querrichtung sind die Lager nicht beweglich. Bei Wärmeänderungen oder Durchbiegungen der Endrahmen müssen also Zwängungskräfte auftreten. Bei der Ausführung der Brückenlager wird zwar bei Anschlägen, Führungsleisten usw. ein kleiner Spielraum vorgesehen, um auch Querdehnungen zu ermöglichen. Diese Maßnahmen werden jedoch erst wirksam, wenn die gleitende Reibung überwunden ist. Bei breiten Brücken werden die Lager daher auch nach Abb. 307 b gewählt, d. h. mit nur einem festen, zwei einfach und einem doppelt beweglichen Lager.

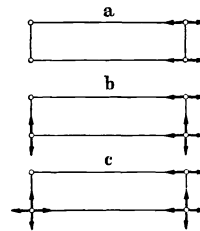


Abb. 307.

Die waagrechte Ausbiegung des Windverbandes ist bei den Lageranordnungen a und b behindert, der Verband wird durch die in der Längsrichtung festen Lager eingespannt. Dadurch ändert sich nicht nur die Kräfteverteilung im Verband, sondern auf die Lager wirken auch erhebliche zusätzliche Kräfte in der Längsrichtung.

Die Zwängungsspannungen, die eine beträchtliche Größe erreichen können, werden trotzdem in den meisten Fällen in Kauf genommen, wobei allerdings gut gestaltete Lager vorausgesetzt sind. Ist es in besonderen Fällen erwünscht, die Zwängungskräfte zuverlässig zu vermindern, so ist die Lageranordnung nach Abb. 316 c zu wählen. Sie hat allerdings den Nachteil, daß zwei allseitig bewegliche Lager notwendig sind und daß die Bremskräfte, wenn man von dem Reibungswiderstand in den beweglichen Lagern absieht, nur in dem einen Lager aufgenommen werden können. Die Spannungen bei Längskräften sind daher erheblich größer als im Falle a oder b.

Die Bauweise der Stützkonstruktion richtet sich nach der Größe der auf die Unterbauten zu übertragenden Kräfte, nach Art und Maß der verlangten Bewegungsmöglichkeiten, sowie nach der für die Stützung zur Verfügung stehenden Bauhöhe. Für ihre Gestaltung ist wichtig, daß die Pressungen auf die Unterbauten nur verhältnismäßig klein sein dürfen, weshalb die Lager usw. an der Grundfläche entsprechend verbreitert werden. Der Auflagerdruck wurde bei den alten Brücken durch Auflagerquader aus Naturstein weiter verteilt. Da die Quader jedoch oft durch die Verkehrseinwirkungen gelockert und zerstört wurden, werden jetzt in der Regel alle Lager mit einer über die ganze Pfeilerlänge durchgehenden *Auflagerbank* aus Stahlbeton verbunden.

2. Feste Lager.

Die festen Brückenlager haben außer dem lotrechten Auflagerdruck auch die waagrechten Kräfte in der Längs- und Querrichtung aufzunehmen. Die festen Lager von Eisenbahnbrücken werden nach Möglichkeit so gesetzt, daß die Bremskräfte

den Überbau auf Druck belasten, fest sind also i. a. die unteren Lager bei Brücken im Gefälle bzw. die vorderen Lager bei eingeleisigen Brücken vor Bahnhöfen.

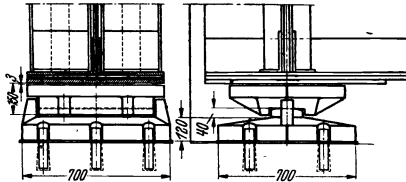


Abb. 308. Nach H. BÖRNER u. H. LETTNER: Bauingenieur 18 (1937) S. 58.

In dem Beispiel Abb. 308 eines festen *Linienkipplagers* umfaßt die ebene *Kippplatte* (oben) die zylindrische Wälzfläche der *Grundplatte* (unten), so daß Abgleiten in der Längsrichtung der Brücke unmöglich ist. Seitliche Ansätze (*Knaggen*) an der Grundplatte verhindern Querverschiebungen, schließlich ist das ganze Lager durch einbetonierte Rundstähle (*Dollen*) auf dem Unterbau festgehalten.

Zwischen Hauptträger und Lagerkörper wird eine Auflagerplatte eingelegt. Die *Kippplatte* wird durch Schrauben, seitliche Leisten und niedrige zylindrische Zapfen, die in entsprechende Aussparungen der Auflagerplatte eingreifen, fest mit dem Überbau verbunden. Die Aussteifungswinkel usw. des Hauptträgers werden an den Lagerpunkten sorgfältig eingepaßt oder eingeschweißt, um die Auflagerkraft über eine größere „Aufstandfläche“ zu verteilen.

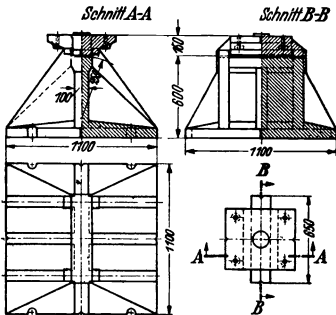


Abb. 309. Nach G. WORCH: Bauingenieur 18 (1937) S. 308.

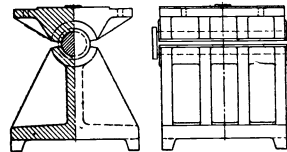


Abb. 310.

Da der Auflagerdruck bei Balken durch den Steg des Querschnitts und seine Verstärkungen übertragen wird, während die abstehenden Querschnittsteile in geringem Maße mitwirken, wird die obere Fläche der Kippplatte allein in dem mittleren Teil bearbeitet, bei zweiwandigen Hauptträgerquerschnitten entsprechend in zwei Streifen. Die Verbindung zwischen Überbau und Kippplatte ist sodann federnd, und größere waagrechte Kräfte können nur durch besondere Maßnahmen (z. B. Zapfen) aufgenommen werden. Die Grundplatte wird bei größeren Abmessungen zur Baustoffersparnis rippenförmig aufgelöst (Abb. 309).

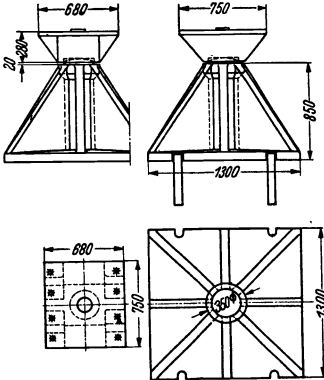


Abb. 311. Nach K. SCHREINER: Bauingenieur 18 (1937) S. 685.

Beim festen *Zylinderezapfen-Kipplager* ist zwischen Kippplatte und Grundplatte ein zylindrischer Zapfen mit Bund eingelegt (Abb. 310). Zapfenlager haben den Nachteil, daß in ihnen gleitende Reibung zu überwinden ist, während z. B. in Linienkipplagern nur die viel kleinere rollende Reibung auftritt. Sie erfordern auch eine größere Bauhöhe als letztere, so daß sie zur

Auflagerung von Balkenbrücken nicht mehr so oft Verwendung finden.

Zwei kreuzförmig übereinanderliegende Linienkipplager ermöglichen Kippen um eine beliebige waagrechte Achse.

Bei *Punktkipplagern* ist nur die eine oder auch beide Berührungsflächen kugelförmig bearbeitet. Abb. 311 zeigt ein festes Kugelkipplager mit ebener Kippplatte.

Bei allen Lagern ist durch Vorsprünge und Knaggen dafür zu sorgen, daß die Kippplatte nicht unter der Einwirkung der waagrecht Kräfte (Bremskraft!) oder infolge der Erschütterungen allmählich von der Grundplatte abrutscht. Es darf auch nicht damit gerechnet werden, daß zwischen der Grundplatte des Lagers und dem Unterbau größere Haftspannungen übertragen werden. Wenn eine Verbreiterung der Grundfläche bei großen waagrecht Kräfte nicht mehr ausreicht, um das Kippen des Lagers auszuschließen, muß das Lager verankert werden. Beispiel s. Bautechn. 16 (1938) S. 269.

Bei einer Drehung des Überbaues um den Winkel α wälzt sich eine ebene Kippplatte auf der mit dem Halbmesser r gewölbten Grundplatte um den Weg $a = r\alpha$ ab. Der Reibungswiderstand dieser Wälzbewegung ist belanglos, dagegen kann es notwendig sein, die Verlagerung a des Auflagerdruckes bei der Bemessung des Lagers zu berücksichtigen.

3. Bewegliche Lager.

Die beweglichen Lager müssen die erforderlichen Verschiebungen bei kleinem Widerstand zulassen. Es werden daher Stützungen mit Rollen, Stelzen, Pendeln oder Kugeln benutzt, bei denen nur rollende Reibung zu überwinden ist. Gleitlager kommen wegen der erheb-

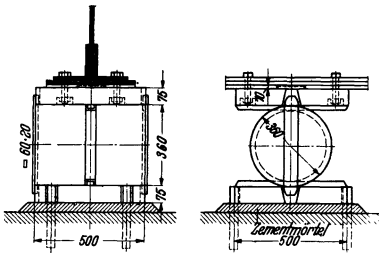


Abb. 312. Nach F. ZIMIRSKI: Bautechn. 16 (1938) S. 506.

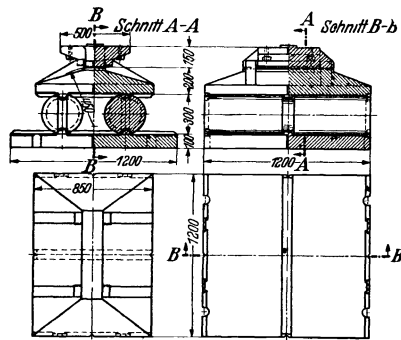


Abb. 313. Nach G. WORCH: Bauingenieur 18 (1937) S. 309.

lichen Reibungswiderstände für die Haupttragwerke von Brücken kaum mehr in Betracht, über ihre Benutzung in Fahrbahnrosten vgl. Abb. 293.

Für Auflagerdrucke bis etwa 100 t können Lager mit nur einer Rolle (*Einrollenlager* Abb. 312), für größere Kräfte bis etwa 500 t solche mit zwei Rollen (*Zweirollenlager* Abb. 313) benutzt werden. Die Rollenlager bestehen aus *Grundplatte*, *Rollen*, *Sattelplatte* und *Kippplatte*. Bei dem Einrollenlager kann die besondere Kippvorrichtung entfallen.

Als Sicherung gegen seitliche Verschiebungen erhalten Grund- und Sattelplatte *Führungsleisten*, die Rollen entsprechende Rillen. Um die Rollen in der Längsrichtung und bei größerer Zahl auch in ihrem gegenseitigen Abstand zu halten, werden *Verzahnungen* benutzt, die an beiden Rollplatten angegossen sind und in Zahnlücken in den Rollen eingreifen (Abb. 313) oder die aus zahnförmigen Flachstählen bestehen, die mit Stiftschrauben bzw. Schweißung auf den Rollen befestigt sind, mit Zahnlücken in Grund- und Sattelplatte (Abb. 312). Maßnahmen gegen unzulässige Verschiebungen an Grund- und Kippplatte wie bei den festen Lagern. Grund- und Sattelplatte sind im Falle der Abb. 313 und 316 auf den Mittellinien mit Dreikantnuten versehen, um das genaue Versetzen der Lagerkörper zu erleichtern.

Der Oberteil der beweglichen Lager wird nach Bedarf als Linienkipplager (Abb. 312 und 313) oder Punktkipplager (Abb. 317) eingerichtet. Wird die Sattelplatte und damit der Überbau um das Maß a gegen die Grundplatte verschoben, so ist der Weg der Rolle nach Abb. 314 nur die Hälfte. Der Angriffspunkt des Auflagerdruckes wandert auf Grund- und Sattelplatte je um das Maß $a/2$. Da für den Rollweg bei Brückenlagern im allgemeinen nur ein Bruchteil des Walzen-

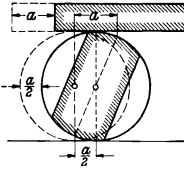


Abb. 314.

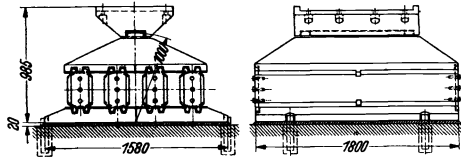


Abb. 315. Nach K. SCHAECHTERLE u. R. RIEDL: Bauingenieur 20 (1939) S. 585.

umfanges notwendig ist, können statt der vollen Zylinderrollen *Stelzen* (Abb. 314) benutzt werden. Stelzen müssen jedoch dagegen gesichert werden, daß sie nicht etwa bei außergewöhnlichen Verschiebungen umfallen. Stelzen benötigen weniger Platz als Rollen gleichen Durchmessers, die Lagerkörper fallen also kleiner aus, so daß entsprechende Baustoffersparnisse eintreten. Abb. 315 zeigt ein *Stelzenlager* für einen Auflagerdruck von 1800 t. Die Verzahnung geschieht hier durch *Zahnplatten*, die mit Stiftschrauben an den Stirnflächen der Stelzen befestigt sind.

Die *allseitig beweglichen Lager* Abbildung 316 und 317 bestehen im wesentlichen aus zwei übereinanderliegenden Rollenlagern. Bei Abb. 317

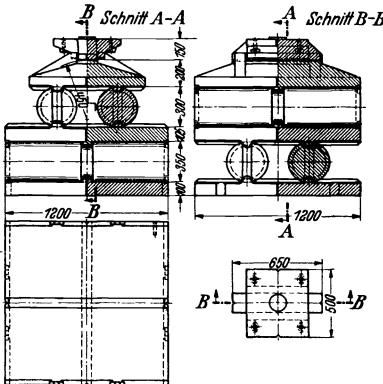


Abb. 316. Nach G. WORCH: Bauingenieur 18 (1937) S. 309.

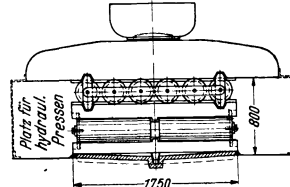


Abb. 317. Allseitig bewegliches Lager der Jannowitzbrücke in Berlin. Nach LA BAUME: Bautechnik 11 (1933) S. 460.

ist die Sattelplatte so groß gewählt, daß die Brücke durch untergesetzte hydraulische Pressen angehoben werden kann. Die Abstandshaltung der sechs Rollen erfolgt durch zwei Flachstähle, eine Verzahnung ist nur an den äußersten Walzen vorhanden. Der Lagerkörper ist zum Schutz gegen Verschmutzung mit einem Blechkasten umschlossen. Als Sicherung gegen Rutschen des Lagers auf dem Pfeiler hat die Grundplatte kreuzförmige Rippen erhalten.

Bei den übrigen Beispielen war die Grundfläche des Lagers vollständig glatt, so daß auch die Pfeileroberfläche ohne Vertiefungen bleiben konnte. Die 20 bis 40 mm starke Fuge kann dann leichter mit Zementmörtel unterstopft werden, was dem Vergießen im allgemeinen vorzuziehen ist. Für Lagerfugen, die bald belastet werden sollen, wird schnell erhärtender Zement benutzt. Das Vergießen mit Hartblei dürfte heute nur noch ausnahmsweise in Betracht kommen, auch weil Blei nicht unter allen Umständen dauerhaft ist. Große Grundflächen werden

glatt gehobelt und mit einer elastischen Zwischenlage z. B. aus 3 mm dicken Hartbleiplatten auf die sorgfältig abgeglichenen Auflagerquader versetzt.

Statt der Auflagerdollen wurden die Grundplatten früher mit angegossenen Knaggen versehen. Die Ansätze an den Ecken der massiven Platten bedingen große Gußspannungen, die leicht zum Abbrechen der Ansätze führen können. Grundplatten mit glatten Grundflächen und Dollen verdienen daher den Vorzug.

Ähnliche Schwierigkeiten sind gelegentlich bei den angegossenen Verzahnungen eingetreten, die außerdem die Bearbeitung der Rollflächen unnötig erschweren. Führungsplatten vermeiden die Nachteile der angegossenen Verzahnungen.

Für feste und bewegliche Lager von Balkenbrücken mit Auflagerdrücken bis 300 t liegen seit Jahren Normblattentwürfe vor, die sich jedoch nicht durchsetzen können: DIN E 1037 bis 1040, s. Die Baunormung 12 (1933) S. 1 [= Beilage zu Bauingenieur 14 (1933)].

Da die Formkosten der Stahlgußteile einen hohen Anteil an den Kosten des fertigen Lagers ausmachen, sollten soweit möglich die üblichen Lager benutzt werden, damit vorhandene oder mit geringen Änderungen anzupassende Gußmodelle benutzt werden können. Für die Gestaltung der Lager ist im übrigen die Möglichkeit einer einfachen Bearbeitung der Berührungsflächen usw. ausschlaggebend.

Die *beweglichen Lager der Bauart SCHÖNHÖFER* benutzen viele kleine Stahlkugeln, die durch Rahmen geführt sind. Die Lager sind gekapselt und mit Kugelfett gefüllt. Vgl. R. SCHÖNHÖFER: Zbl. d. Bauverw. 60 (1940) S. 629. Abb. 318 zeigt ein allseitig bewegliches Lager. Die Auflagerkraft wird durch eine starke und harte Gleitplatte auf die Kugeln verteilt, die bei 20 mm Durchmesser mit durchschnittlich 400 kg belastet sind. Der Rollwiderstand dieser Lager, die eine auffallend kleine Bauhöhe besitzen, ist besonders gering.

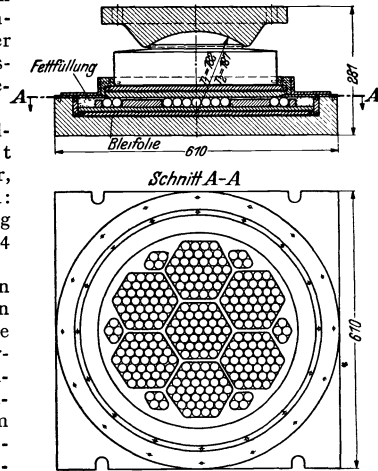


Abb. 318. Nach I. ZILLINGER: Bautechn. 17 (1939) S. 501.

4. Pendelstützen und Stützrahmen.

Bei größerem Höhenunterschied zwischen Überbau und Untergrund können statt der beweglichen Lager auf massiven Pfeilern auch Pendelstützen oder gelenkig gelagerte Stützrahmen benutzt werden. Diese Stützungsart findet vor allem bei den Unterführungen von städtischen Straßen und Eisenbahngleisen Anwendung, wo die Zwischenstützen aus Verkehrsgründen, aber auch wegen des besseren Aussehens schlank gehalten werden sollen. Hohe schlanke Pendelrahmen wurden z. B. bei mehreren Talübergängen der Reichsautobahn an Stelle der üblichen viel breiteren massiven Pfeiler ausgeführt. Über Stützstäbe, die biegesteif mit dem Überbau verbunden sind vgl. Rahmenecken III B 6c, S. 1610 und Rahmen-tragwerke V C 2, S. 1653.

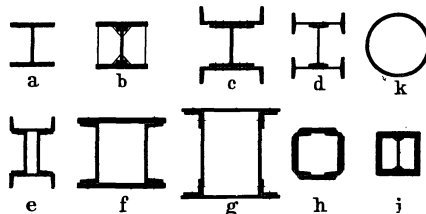


Abb. 319.

Für die Stützstäbe werden offene oder geschlossene Querschnitte gewählt (Abb. 319). Man vgl. auch Abb. 320 bis 324. Der für Druckstäbe vorteilhafte Kreisringquerschnitt wird für Stützen in der Gestalt von nahtlosen oder geschweißten Stahlrohren wieder häufig angewendet. Die früher viel benutzten gußeisernen Hohlstützen kommen dagegen kaum mehr in Betracht.

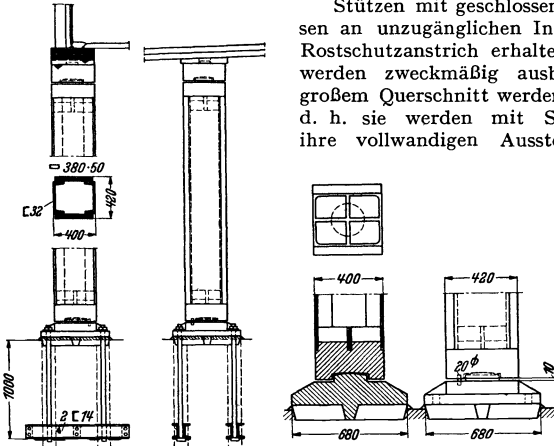


Abb. 320. Nach I. ZILLINGER; Bautechn. 17 (1939) S. 503.

Stützen mit geschlossenen Querschnitten müssen an unzugänglichen Innenflächen dauerhaften Rostschutzanstrich erhalten, kleinere Hohlstützen werden zweckmäßig ausbetoniert. Stützen mit großem Querschnitt werden begehbar eingerichtet, d. h. sie werden mit Steigleitern ausgerüstet, ihre vollwandigen Aussteifungsschotte erhalten Mannlöcher (Abb. 322 und 324).

Wenn Fahrzeuge gegen die Stützen stoßen können, sind Betonsockel, Schutzschienen oder sonstige Vorkehrungen zu treffen. Fehlt ein ausreichender Schutz, so muß z. B. bei der Bemessung der Stützen von Straßenunterführungen nach DIN 1073 als Ersatz für der-

artige Stoßwirkungen eine waagrechte ruhende Kraft von 100 t (in beliebiger Richtung und 1,2 m über dem Gehsteig angreifend) berücksichtigt werden.

a) **Pendelstützen** sind an beiden Enden, meist in Punktkipplagern, gelenkig gelagert. Die Gelenke unterscheiden sich nicht wesentlich von den Kippvorrichtungen der üblichen Brückenlager. Gedrungene Gelenkkörper mit rechteckigen Umrissen und schmaler Gelenkfuge werden bevorzugt und nur bei großen Kräften greift man zu rippenförmig aufgelösten Gelenkkörpern. Die Gelenkfuge kann mit einer elastischen Zwischenlage (Gummi usw.) ausgefüllt werden, so daß die fertigen Gelenke kaum mehr zu erkennen sind (vgl. Abbildung 321).

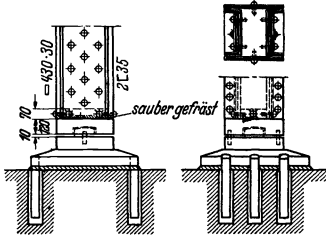


Abb. 321. Nach G. SCHAPER; Stahlbau 10 (1937) S. 164.

Bei der Pendelstütze Abb. 320 ist die Gelenkfuge nur 10 mm hoch. Die Stütze greift mit ihren kreuzförmigen Verstärkungen in Aussparungen der Lagerkörper ein. Die 60 mm hohen Zapfen geben eine gute Sicherung gegen Abheben von Stütze und Überbau. Ein 20 mm dicker Dorn zwischen Stütze und Fußplatte verhindert die Drehung der Stütze um ihre Längsachse. Die Fußplatten sind verankert, damit auch waagrechte Kräfte sicher aufgenommen werden können.

Ein anderes Beispiel zeigt Abb. 321. Hier überdecken sich die Lagerteile um 70 mm mit der genieteten Stütze, so daß eine Verschraubung möglich ist. Die Fußplatte ist mit Dollen festgelegt.

Pendelstützen können, auch wenn sie mit Linienkipplagern ausgestattet sind, keine nennenswerten waagrechten Kräfte übertragen. Der Windverband von Brücken auf Pendelstützen muß daher imstande sein, die waagrechten Kräfte bis zu den Endlagern zu leiten. Einzelstützen kommen deshalb nur für kleinere Brücken in Betracht, bei längeren Brücken werden Stützrahmen notwendig, die den Windverband auch in den Zwischenpunkten halten.

b) Stützrahmen. Die Stiele von Stützrahmen werden zur Vermeidung von Biegemomenten aus den lotrechten Brückenlasten in der Regel in die Hauptträgererebenen gestellt.

Pendelrahmen mit Punktkipplagern am Fuß und Linienkipplagern am Kopf, oder mit zwei Linien- bzw. zwei Punktkipplagern für jeden Stiel haben gegenüber Einzelstützen den Vorteil, in der Querrichtung steif zu sein, so daß sie auch die Windverbände stützen.

Abb. 322 zeigt den Pendelrahmen einer Reichsautobahnbrücke mit kreisförmig gebogenen Hauptträgern. Stiele und Riegel des Stützrahmens sind begehbar. Abb. 323 gibt den Fuß eines Pendelrahmens mit rippenförmig aufgelösten Gelenkkörpern. Das Fußgelenk (Abb. 324) eines 33 m hohen Pendelrahmens ist zum Anheben mittels hydraulischer Pressen eingerichtet, so daß z. B. Stützensenkungen durch einen neuen, höheren Bolzen wieder auszugleichen sind.

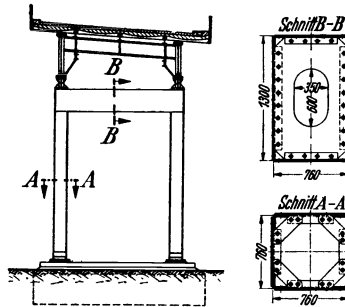


Abb. 322. Nach W. BACHMANN: Bauingenieur 18 (1937) S. 383 u. 386.

Weitere Beispiele von Stützrahmen s. Abb. 183 und 185. Eine ausführliche Darstellung gibt G. SCHAPER: Stahlbau 10 (1937) S. 161.

5. Gelenke.

Die *Gelenke von Bogentragwerken* entsprechen, da in ihnen keine großen Querkkräfte, sondern überwiegend Normalkräfte zu übertragen sind, in der Hauptsache den Gelenken von Stützstäben (s. E 4, S. 1726). Es genügt meist Sicherung durch Zapfen und Dollen. Auch die Fußgelenke von leichten Rahmen werden bei

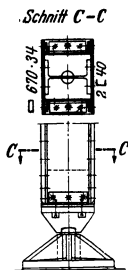


Abb. 323. Nach W. BACHMANN: Bauingenieur 18 (1937) S. 354.

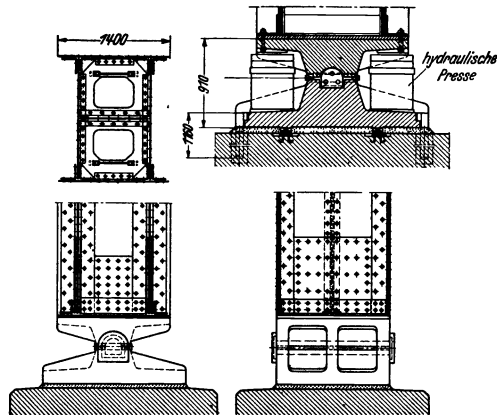


Abb. 324. Nach K. SCHAECHTERLE: Bautechnik 14 (1936) S. 506.

kleinen Kräften oft wie die von Pendelstützen ausgeführt, bei größeren Schubkräften werden die Grundplatten schräg gestellt, so daß die mittlere Auflagerkraft normal zum Lager wirkt (s. Abb. 239 und 240, sowie Abb. 184).

Das *Mittelgelenk eines zweiwandigen Versteifungsbalkens* mit großer Normalkraft (vgl. hierzu die Abb. 86, S. 1601 und Abb. 243 b) ist in Abb. 325 dargestellt. Das Bolzgelenk stützt sich gegen je fünf Rippen, die zwischen die

beiden Blechwände gespannt sind. Der genaue Längenausgleich bei der Aufstellung erfolgte durch Keile. Während des Bauzustandes war das Gelenk durch zwei 80 mm dicke Ringe zusammengehalten.

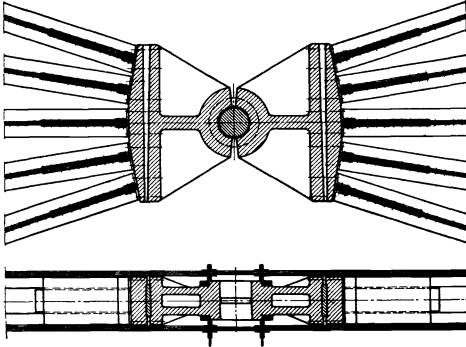


Abb. 325. Nach F. SCHLEICHER: Bauingenieur 10 (1929) S. 831.

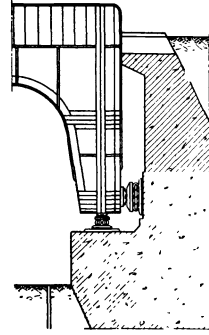


Abb. 326. Nach E. BURKHARDT: Bauingenieur 12 (1931) S. 369.

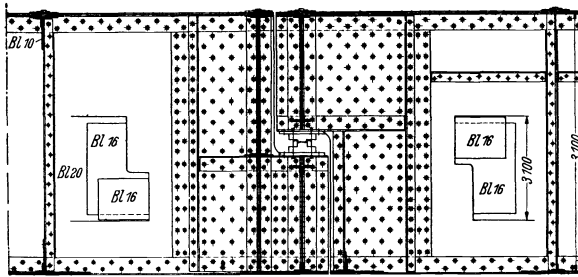


Abb. 327. Nach G. WORCH: Bauingenieur 18 (1937) S. 306.

Bei großem Schub oder stärker wechselnder Richtung der Auflagerkraft kann die Lagerung nach Abb. 326 (vgl. hierzu Abb. 238 a) erfolgen. Für die lotrechte bzw. waagrechte Komponente der Auflagerkraft ist hier je ein besonderes Rollenlager vorhanden.

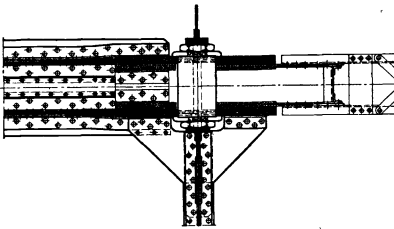


Abb. 328. Nach G. SCHAPER: Feste stählerne Brücken, 6. Aufl., Berlin 1934, S. 473.

Gelenke in Vollwandbalken am einfachsten nach Abb. 327. Die mit großer Ausrundung ausgeschnittenen Stegbleche sind im Gelenkbereich verstärkt, und es sind zwei Querträger nebeneinander vorhanden, um beide Träger auch in der Querrichtung zu halten und den Fahrbahnrost zu stützen. Windverband und Fahrbahn dürfen die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigen. Grundsätzlich die gleiche Anordnung bei beweglichen Gelenken (Rollenlager mit Kippvorrichtung), die bei längeren Brücken auch über Zwischenpfeilern ausgeführt werden, Beispiel H. BÖRNER und H. LETTNER: Bauingenieur 18 (1937) S. 56.

Gelenke in Fachwerkbalken. Die festen Gelenke sind auf Konsolen gestützte Kippklager (entsprechend dem beweglichen Gelenk Abb. 329) oder Bolzgelenke,

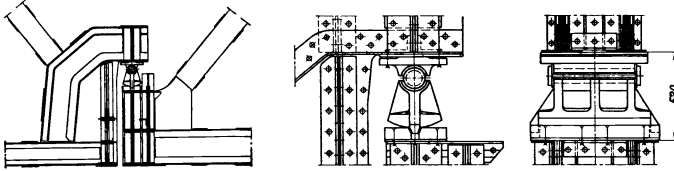


Abb. 329. Nach M. ROLOFF: Bautechn. 6 (1928) S. 783.

bei denen die Gelenkkraft von den verstärkten Knotenblechen auf den Gelenkbolzen übertragen wird (Abb. 328). Zwischengelegte dünne Messingbleche verhindern das Festfrieren der Knotenbleche in der Gelenkfuge.

Bewegliche Gelenke werden in längeren Gerberbalken vorgesehen, um die an den Fahrbahnübergängen auftretende Bewegung zu unterteilen. Bei der Anordnung Abb. 329 erhält ein Teil der Fachwerkstäbe zusätzliche Biegungsspannungen, auch wird die Ansicht durch die großen Gelenknotenbleche gestört.

Das *Pendellager* Abb. 329, das auch als bewegliches Brückenlager brauchbar ist, hat den Vorteil, daß der Durchmesser des Rollkreises beliebig groß gewählt werden kann.

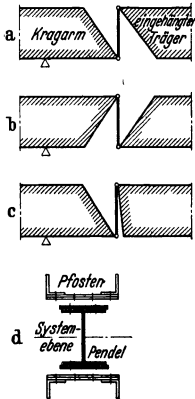
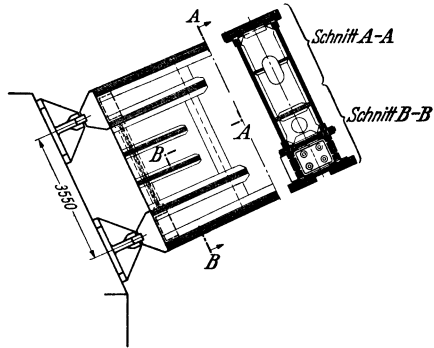


Abb. 330.

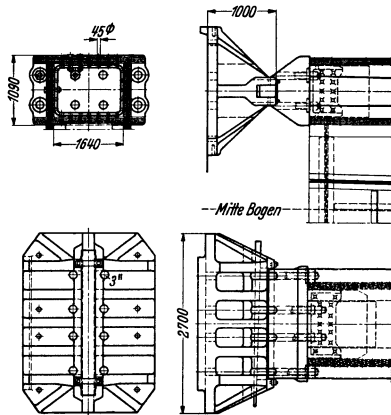


Abb. 331. Nach E. NILSSON: Bautechn. 12 (1934) S. 511 u. 513.

Pendelstäbe ermöglichen eine zentrische Belastung der Fachwerkstäbe, wenn man von den geringen Zusatzkräften infolge der Pendelschiefstellung absieht. *Druckpendel* (Abb. 330a) sind als Pendelstützen einfacher auszuführen als *Zugpendel* (Abb. 330b). Das *Doppelpendel* (Abb. 330c) liegt innerhalb des zweiteiligen

Schleicher, Taschenbuch.

Endpfostens (Querschnitt Abb. 330d), so daß das Gelenk von außen kaum zu erkennen ist. Die im Umriß fehlenden Fachwerkstäbe werden in der Regel als *Blindstäbe* eingefügt, d. h. sie erhalten an einem Ende beweglichen Langlochanschluß mit reichlichem Spiel, so daß sie keine Stabkraft übertragen können.

6. Einspannung.

Die Stützung durch Einspannung wird im Stahlbrückenbau verhältnismäßig selten ausgeführt, weil erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden sind, wenn die Außermittigkeit e der Auflagerkraft ($e = \text{Einspannungsmoment}/\text{Normalkraft}$) größer wird als die Kernweite des Einspannungsquerschnittes. Auf der Zugseite werden dann Verankerungen notwendig, die nicht immer auf befriedigende Weise zu gestalten sind.

In Abb. 331 erfolgt die Einspannung durch Auflagerung in beiden Gurten des vollwandigen Bogens, d. h. das Einspannungsmoment wird durch ein Kräftepaar von 3,55 m Hebelarm ersetzt. Der Oberteil der Lager hat einen ringförmigen Ansatz (Abb. 331b), der durch Scherbolzen mit dem Bogen verbunden ist. Die Kippplatten sind durch je 8 Rundstähle von 3" Durchmesser verankert.

Auf ähnliche Weise können auch Fachwerkbogen durch Verankerung der Lager beider Bogengurte eingespannt werden (vgl. W. DIETZ: Die Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper bei Müngsten, Berlin 1904).

Ein Beispiel für eine eingespannte Stütze s. Abb. 185.

7. Bewegliche Anschlüsse.

An den Fahrbahnunterbrechungen treten nur kleine Bewegungen auf. Den einfachsten Fall des beweglichen Anschlusses eines Längsträgers zeigt Abb. 332.

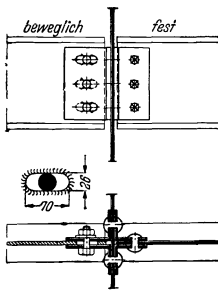


Abb. 332. Langlochanschluß.

Der Längsträgersteg liegt zwischen zwei Anschlußwinkeln, er ist in *Langlöchern* verschraubt. Für größere Auflagerkräfte ist der Langlochanschluß wegen der großen Lochleibungspressungen und der Gefahr des Festrostens unzuweckmäßig. Es ist dann besser, den Auflagerdruck durch ein *Gleitlager* zu übertragen und den Steg des Längsträgers nur seitlich zu führen (Abb. 333 a). In Abb. 333 b ist der untere Flansch des Längsträgers I 55 so weit hochgezogen, daß die für das Gleitlager erforderliche Höhe gewonnen wird. In beiden Abb. 333 erkennt man das Schleppblech der Fahrbahnunterbrechung sowie die Winkel, welche die Asphaltdecke an der Fuge begrenzen. Den normalen Längsträgeranschluß der gleichen Brücke s. Abb. 102. Ein weiteres Längsträgergleitlager s. Abb. 294.

Bei Haupttragwerken mit beweglichen Verbindungen darf die Gelenkwirkung usw. nicht durch die Windverbände behindert werden. Je nach der Höhenlage und dem statischen System des Windverbandes sind daher in ihm feste oder bewegliche Gelenke erforderlich. Läuft der Verband über Hauptträgergelenke durch (die statischen Systeme von Haupttragwerk und Windverband sind, wie bereits erwähnt, weitgehend voneinander unabhängig), so braucht der Verband nur die gegenseitige Verdrehung der in den Gelenken verbundenen Scheiben zu ermöglichen. In diesem Falle können *Flachgelenke* oder Blattfedern benutzt werden, d. h. Knotenbleche in Gelenkhöhe, die beiderseits des Gelenkes fest vernietet sind und bei der Gelenkbewegung gebogen werden.

Ein festes Windverbandsgelenk kann am einfachsten als Bolzengelenk zwischen Knotenblechen gestaltet werden, ein längsbewegliches Gelenk als Auszug (Abb. 334) oder mittels eines Bolzens, der in einem Langloch gleitet. Bei Abb. 334 gleitet der Ansatz des linken Teiles in einer Führung. Da die Gleitflächen abgerundet sind, wird im Gelenk nur eine waagrechte Querkraft übertragen, nicht aber ein Einspannungsmoment. Nach dem gleichen Prinzip werden an den Brückenenden oder auf

Zwischenpfeilern besondere bewegliche *Windverbandslager* gebaut, welche die Brückenlager von den quer gerichteten Kräften entlasten sollen.

8. Bemessung der Lager und Gelenke.

Werkstoff der Lager und Gelenke ist in der Hauptsache Stahlguß Stg 52.81 S. bei Rollen und Stelzen geschmiedeter Stahl St C 35.61. Gußeisen wird für Brückenlager kaum mehr benutzt.

Bei der Gestaltung der Lager sind gießtechnische Rücksichten sowie die leichte Bearbeitung mitbestimmend. Große Dickenunterschiede, kleine Ansätze u. dgl. müssen wegen der Gußspannungen vermieden werden. In vielen Fällen wird es möglich sein, die Lager so zu gestalten, daß vorhandene Gußformen benutzt werden können, was oft erhebliche Kostenersparnisse sowie starke Verkürzung der Lieferfristen ermöglicht.

Lager und Gelenke werden mit der im Maschinenbau üblichen großen Genauigkeit bearbeitet, damit die Bewegungswiderstände klein sind. Der *Rollwiderstand* neuer und gut unterhaltener Brückenlager ist entsprechend gering. Der Beiwert der rollenden Reibung wächst nach der Theorie von A. DUMAS²⁹ bei sonst gleichen Verhältnissen proportional der größten Pressung $\max \sigma$ nach H. HERTZ bzw. mit der Quadratwurzel aus der Belastung. Bei neuen Lagern ist nach der Theorie und vorliegenden Versuchsergebnissen³⁰ für die üblichen Pressungen mit Reibungswerten $\mu = 0,001$ bis höchstens 0,005 zu rechnen. Der nach den Bestimmungen z. B. für die Bemessung von Lagern und Unterbauten einzusetzende Wert 0,03 wird dafür auch nicht angenähert erreicht. Die Reibung in schlecht unterhaltenen oder überlasteten und daher bleibend verformten Lagern kann dagegen leicht bis zu dieser Größenordnung ansteigen.

Die Lagerteile werden mit den einfachsten Annahmen berechnet, wie Voraussetzung gleichmäßiger Lastverteilung über die Lagerbreite bzw. Grundfläche usw. Bei den Grundplatten der beweglichen Lager muß jedoch der Rollweg (vgl. Abb. 314) berücksichtigt werden. Die Kantendruckungen in der Lagerfuge dürfen gewisse in den Vorschriften (z. B. BE § 64) festgelegten Werte nicht überschreiten.

Berührungsproblem. Die Pressungen in den Berührungsflächen der Linien- und Punktstützungen werden nach den Formeln von H. HERTZ berechnet. Die HERTZschen Lösungen des Berührungsproblems setzen voraus, daß außerhalb der Berührungsfläche keine Lasten vorhanden sind, und in ihr nur Normalspannungen wirken. Man vgl. den Abschnitt *Festigkeitslehre*, II A 3, Druckübertragung, S. 156. Die unten stehenden Gleichungen gelten, wenn die beiden sich berührenden Körper aus

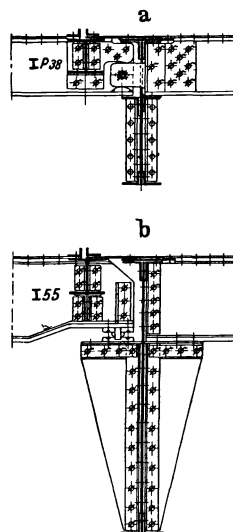


Abb. 333. Nach K. SCHAECHTERLE u. R. RIEDL: Bauingenieur 20 (1939) S. 586.

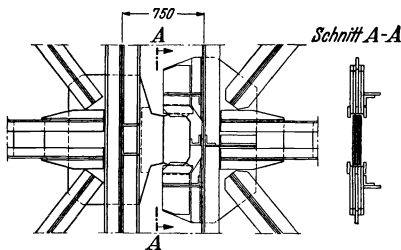


Abb. 334. Nach M. ROLOFF: Bautechn. 6 (1928) S. 783.

²⁹ DUMAS, A.: Les résistances au roulement de sphères et de cylindre sur des plans. Festschrift zum Intern. Kongreß für Brückenbau und Hochbau, Zürich 1926.

³⁰ STAMER: Versuche mit Rollenlagern (= Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 178/179), Berlin 1915.

dem gleichen Werkstoff sind, und $E_1 = E_2$ bzw. für die Querszahl $\mu_1 = \mu_2 = 0,3$ gilt. Die allgemeinen Gleichungen für zwei verschiedene Werkstoffe und weitere Belastungsfälle vgl. z. B. J. GÖCKELER: Elastostatik, S. 271. In: Mechanik der elastischen Körper, redig. von R. GRAMMEL (= Handbuch der Physik, Bd. 6), Berlin 1928.

Berühren sich zwei lange Zylinder im unbelasteten Zustande längs einer Geraden (Abb. 335), so tritt unter der Belastung p je Längeneinheit eine Abplattung von der Breite

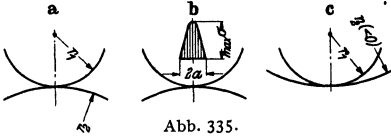


Abb. 335.

$$2a = 3,045 \sqrt{\frac{p}{E} \cdot \frac{r_1 r_2}{r_1 + r_2}}$$

ein. Die größte Pressung ist

$$\max \sigma = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{p}{2a} = 0,418 \sqrt{pE \frac{r_1 + r_2}{r_1 r_2}}$$

Diese Gleichungen vereinfachen sich für den Sonderfall $r_2 = \infty$ (z. B. Rollen und Stelzen auf ebener Grundplatte) in

$$2a = 3,045 \sqrt{\frac{p r_1}{E}} \quad \text{und} \quad \max \sigma = 0,418 \sqrt{\frac{p E}{r_1}}$$

Für den Fall der Berührung in einem Punkt (Abb. 335) ist die Abplattung bei rotationssymmetrischen Verhältnissen kreisförmig. Sie ist unter den erwähnten Annahmen und für eine Belastung P gleich

$$2a = 2,219 \sqrt[3]{\frac{P}{E} \frac{r_1 r_2}{r_1 + r_2}}$$

und die größte Pressung

$$\max \sigma = 1,5 \frac{P}{a^2 \pi} = 0,388 \sqrt[3]{P E^2 \left(\frac{r_1 + r_2}{r_1 r_2} \right)^2}$$

Für den Sonderfall $r_2 = \infty$ (Kugel auf ebener Grundplatte) wird daraus

$$2a = 2,219 \sqrt[3]{\frac{P r_1}{E}} \quad \text{und} \quad \max \sigma = 0,388 \sqrt[3]{\frac{P E^2}{r_1^2}}$$

Die Formeln gelten unverändert auch für die Anordnung Abb. 335c, die vor allem für Kipplager mit großer Belastung in Betracht kommt. Da r_2 dann negativ einzusetzen ist, wird die Abplattung b verhältnismäßig breiter und die größte Pressung entsprechend kleiner als bei Abb. 335a.

Die aus den HERTZSchen Formeln berechneten Pressungen müssen bei Brückenlagern usw. für Belastung durch Hauptkräfte kleiner bleiben als 6,5 (für St 37) bzw. 8,5 (Stg 52.81.S) bzw. 9,5 t/cm² (St C 35.61), für Belastung durch Haupt- und Zusatzkräfte sind die entsprechenden zulässigen Pressungen 8 bzw. 10 bzw. 12 t/cm².

Die HERTZsche Lösung des Berührungsproblems kann nach Erfahrung und Versuchen mit ausreichender Genauigkeit für die Bemessung zugrunde gelegt werden, obwohl die zulässigen Pressungen weit über den Festigkeitszahlen der betreffenden Werkstoffe liegen. Da die hochbelasteten Gebiete allseitig von weniger gespanntem Werkstoff umgeben sind, können diese hohen Spannungen ohne wesentliche bleibende Verformungen ertragen werden.

Für die Bemessung von beweglichen Brückenlagern wird die Belastung gleichmäßig auf alle Rollen verteilt angenommen. Um eine zu ungleichmäßige Belastung zu vermeiden, werden nur gerade Rollenzahlen ausgeführt. Außerdem sind die vorstehend genannten zulässigen Pressungen bei Lagern mit mehr als zwei Rollen um je 1 t/cm² zu ermäßigen. Der Einfluß der endlichen Rollenlänge wird dabei in der Regel als unerheblich vernachlässigt.

Über die Bemessung der Gelenkbolzen vgl. II C 4, S. 1575.

Da ein Anheben der Brücke zum Ausgleich von Stützensenkungen oder für andere Ausbesserungsarbeiten notwendig werden kann, ist es zweckmäßig, die Lager (vgl. Abb. 317 und 324) oder die Endquerträger von vornherein so zu be-

messen und einzurichten, daß gegebenenfalls die ganze Brücke mit hydraulischen Pressen leicht angehoben werden kann. Für diesen Zweck genügen meist unerhebliche Mehraufwendungen, während sonst jedes Anheben der Brücke mit Schwierigkeiten verbunden ist.

Über Lager vgl. man

KOLLMAR, A.: Auflager und Gelenke, Berlin 1919. — BLEICH, F.: Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924, § 24.

Über die Herstellung von Stahlformguß und andere Fragen vgl. man: Das Gießereiwesen in gemeinfaßlicher Darstellung. Herausgegeben von der Wirtschaftsgruppe Gießerei-Industrie, Düsseldorf 1941.

F. Bewegliche Brücken.

In Hafengebieten und an Wasserwegen kann die für die Schifffahrt notwendige Durchfahrthöhe oft nicht erreicht werden, weil örtliche, bauliche oder wirtschaftliche Rücksichten es unmöglich machen, die für feste Hochbrücken erforderlichen hohen und entsprechend langen Anrampungen auszuführen. In solchen Fällen kann man mit einer Brücke in geringer Höhe über der Wasserstraße auskommen, wenn ein beweglicher Überbau eingerichtet wird, so daß die Durchfahrt für die Schifffahrt zeitweise freigemacht werden kann, allerdings unter gleichzeitiger Unterbrechung des über die Brücke führenden Verkehrsweges.

Je nach der Art der Bewegung können folgende hauptsächlich Bauarten von *beweglichen Brücken* unterschieden werden:

Hubbrücken,	Schiffbrücken (schwimmende Brücken),
Klappbrücken,	Fähr-, Lande- und Anlagebrücken,
Drehbrücken,	Schwebefähren.
Rollbrücken,	

Über das Gebiet der beweglichen Brücken, die vom Bauingenieur in Zusammenarbeit mit Maschinenbauer und Elektrotechniker bearbeitet werden, stehen an umfassenden Darstellungen zur Verfügung:

HAWRANEK, A.: Bewegliche Brücken, Berlin 1936. — HOROPP, L.: Bewegliche Brücken, I. Teil: Die Klappbrücken, Hannover 1913. II. Teil: Die Dreh-, Hub- und Rollbrücken, Brückenfähren, Hannover 1926. — DIRTZ, W.: Bewegliche Brücken (=Handbuch der Ing.-Wiss., 2. Bd. 4. Abt., herausgeg. v. TH. LANDSBERG), 3. Aufl., Leipzig 1907.

VII. Stahlhochbau und sonstige Teilgebiete des Stahlbaues.

Von den weiteren, gleichfalls sehr vielseitigen Anwendungsgebieten des Stahlbaus soll hier jeweils nur eine kleine *Auswahl* von Veröffentlichungen angegeben werden, die den Weg zu einem besonderen Studium weisen können.

A. Stahlhochbau.

Dem Stahlhochbau werden zugerechnet:

Träger- und Stahlskelettbau (Geschoßbau),
Dachbinder und räumliche Dachtragwerke (Kuppeln),
Industrie- und Hallenbau.

Für diese Gebiete stehen moderne und umfassende Lehrbücher zur Verfügung, auf die in erster Linie verwiesen sei:

HAWRANEK, A.: Der Stahlskelettbau, Berlin 1931. — KERSTEN, C.: Stahlhochbau, 4. Aufl., Berlin 1932. — BLEICH, F.: Stahlhochbauten, ihre Theorie, Berechnung und bauliche Gestaltung, 1. Bd., Berlin 1932, 2. Bd., Berlin 1933. — MAIER-LEIBNITZ, H.: Der Industriebau. 1. Bd.: Die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden, Berlin 1932. — HEIDECCK, E. u. O. LEPPIN: Der Industriebau, 2. Bd.: Planung und Ausführung von Fabrikanlagen, Berlin 1933. — HENKEL, O.: Stahlbau, 8. Aufl., Leipzig 1933. — GÖBEL-HENKEL: Belastungen des Stahlbaues, bearbeitet von H. BUCHENAU, 1. Teil, 10. Aufl., Leipzig 1939, 2. Teil, 8. Aufl., Leipzig 1937. Hilfsmittel:

Stahl im Hochbau, Taschenbuch, herausgeg. vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute, 10. Aufl., Düsseldorf 1940. — *Stahlbau-Kalender* 1942, bearbeitet von G. UNOLD, Berlin 1942. — GORTSCH, H. u. S. HASENJÄGER: Technische Baubestimmungen (Baupolizei, Hochbau, Tiefbau) für das Deutsche Reich. Loseblattsammlung, Eberswalde 1941. — Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau, 18. Aufl., zusammengestellt von K. BERLITZ, Berlin 1941.

Zur Vertiefung sei weiter verwiesen auf:

FÖRSTER, M.: Die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten, 5. Aufl., Leipzig 1924. — GEUSEN, L.: Die Eisenkonstruktionen, 4. Aufl., Berlin 1925. — GREGOR, A.: Der praktische Stahlhochbau. Bd. 1. Entwurf der Stahlbauten, Dach- und Hallenbauten, 5. Aufl., Berlin

1734 Stahlbau. — Stahlhochbau und sonstige Teilgebiete des Stahlbaues.

1930, Bd. 2, 1. Teil. Kranlaufbahnen, 3. Aufl., Berlin 1925, Bd. 2, 2. Teil. Stahlskeletthochhaus- und Trägerbau, Berlin 1931, Bd. 3. Fachwerkwände, Stützen, Grundbau, 2. Aufl., Berlin 1930, Bd. 4. Geschweißte Stahlbauten, Berlin 1932. — Neuzeitliche Stahlhallenbauten (Aufsätze aus „Der Stahlbau“), Berlin 1938. — SUDERGATH, H.: Bauingenieur 21 (1941) S. 33 u. 92. — DÜRR, H. R.: Das Stahlfenster in der Bauwirtschaft, Berlin 1940. — Einzelaufsätze findet man in jeder der Fachzeitschriften.

Bildwerke:

Berliner Stahlhochbauten, herausgeg. vom Deutschen Stahlbauverband, Berlin 1936. — *Deutscher Stahlbau*, herausgeg. vom Deutschen Stahlbauverband, Berlin 1937. — *Vom Werdengang der Stahlbauwerke*, Bd. 1, herausgeg. vom Deutschen Stahlbauverband, Berlin 1939.

B. Maste und Türme.

Maste für elektrische Energie-Übertragungsleitungen, Fahrleitungen von elektrischen Bahnen, Funkmaste u. dgl. sind ein wichtiges Teilgebiet des Stahlbaues geworden, auf dem beachtliche Ingenieurleistungen erreicht werden. Zum Beispiel Funkmaste von mehr als 300 m Höhe bilden keine Seltenheit.

Schrifttum.

STURZENEGGER, P.: Maste und Türme in Stahl, Berlin 1929. — LERCH, C.: Stahlbau 6 (1933) S. 121. — MASSANYI, K.: Bauingenieur 15 (1934) S. 259.

C. Stahlwasserbau.

Das Gebiet der beweglichen Wehrverschlüsse, Schleusen und Docktore, Schwimmdocks, Schiffshebewerke usw. hat eine ungeheure Entwicklung genommen.

Schrifttum.

KULKA, H.: Der Eisenwasserbau, Bd. I: Theorie und Konstruktion der beweglichen Wehre, Berlin 1928. — MAN: Bauingenieur 2 (1921) S. 57. — BECHER, TH.: Bauingenieur 6 (1925) S. 723 u. 754. — NATERMANN: Bautechn. 8 (1930) S. 795. — CICIN, P.: Bauingenieur 12 (1931) S. 414 u. 15 (1934) S. 23 u. 47. — MÜLLER, WITTE u. ODENKIRCHEN: Bautechn. 11 (1933) S. 323. — GAHRS, J.: Stahlbau 6 (1933) S. 177.

D. Weitere Teilgebiete des Stahlbaues.

Krane und Kranbahnen, Abraumförderbrücken, Drehscheiben und Schiebebühnen, Behälter für Gase und Flüssigkeiten, Stahlhochbauten im Bergbau, Fördergerüste und Hochofenanlagen, Gerüste für Maschinen, Kessel usw., Kühltürme, Druckrohrleitungen, Apparate für die chemische Industrie und manches andere mehr seien hier nur erwähnt.

E. Werkarbeit und Aufstellung von Stahlbauten.

Das zweckmäßige und wirtschaftliche Entwerfen von Stahlbauten setzt voraus, daß der Ingenieur die Möglichkeiten der Bearbeitung sowie die jeweils zur Verfügung stehenden Werkstatteinrichtungen ausreichend kennt. Das gleiche gilt für die Aufstellung der Stahlbauten, die für das gleiche Stahlbauwerk je nach den besonderen örtlichen Verhältnissen in weiten Grenzen wechseln kann. Die Rücksicht auf die Aufstellung der Stahlbauten wird für die Konstruktion vielfach mehr oder weniger bestimmend. Zum Beispiel im Falle des Freivorbau einer Brücke ohne Gerüst können die Montagemöglichkeiten nicht nur für die bauliche Gestaltung der Baustellenstöße und die Querschnittsabmessungen, sondern auch für die Wahl des Haupttragssystems ausschlaggebend sein.

Über *Werkarbeit und Aufstellung* vgl. den Abschnitt *Maschinenkunde* sowie HINRICHS: Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken (= Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 2. Bd.: Der Brückenbau, 5. Abt.), 2. Aufl., Leipzig 1889. — MEHRTENS, G. C.: Eisenbrückenbau, 3. Bd., Leipzig 1923, 4. Abschnitt. — SCHELLEWALD, E. in Grundlagen des Stahlbaues, 6. Aufl., herausgeg. von G. SCHAPER, Berlin 1933, 10. bis 12. Kapitel. — DENCER-MITZKAT: Amerikanischer Eisenbau in Büro und Werkstatt, Berlin 1928. — SCHELLEWALD, E.: Die Montage von Stahlbauten, Berlin 1938.

Über die *Aufstellgerüste*, die meist aus Holz gebaut werden, vgl. den Abschnitt *Holzbau*, S. 1793, sowie STROY, W.: Der Holzbau, 3. Aufl., Berlin 1942. — GESTESCHI, TH.: Der Holzbau, Berlin 1926. — KIRCHNER, H.: Rustungsbau, Berlin 1924.

Holzbau¹.

Von

Dr.-Ing. habil. W. STOY,

Professor an der Techn. Hochschule Braunschweig.

Maßgebende deutsche Normen und Bestimmungen.

- DIN 436 Vierkantscheiben für Holzverbindungen.
DIN 440 Rundscheiben für Holzverbindungen.
DIN 1052 Holzbauwerke. Berechnung und Ausführung. 3. Ausgabe. Dezember 1940.
DIN 1074 Holzbrücken. Berechnung und Ausführung. 2. Ausgabe. August 1941. (In der 2. Ausgabe ist DIN 1074 so geändert worden, daß hier nur noch die Bestimmungen über Straßenbrücken enthalten sind, die über DIN 1052 hinaus gelten.)
DIN 1151 Drahtstifte, rund, Flachkopf, Senkkopf.
DIN 1969 Technische Vorschriften für Bauleistungen (VOB). Zimmererarbeiten. 2. Ausgabe. Januar 1933. (Laut Mitteilung des Reichsverdingungs-ausschusses sind die Bestimmungen über Werkstoffe im Abschnitt A der technischen Vorschriften für Bauleistungen durch Anordnungen der verschiedenen Überwachungsstellen für Rohstoffe bis auf weiteres teilweise überholt.)
DIN 4070 Holzabmessungen, Kantholz, Balken, Dachlatten. }
DIN 4071 Holzabmessungen, Bretter und Bohlen. } November
DIN 4072 Holzabmessungen, Spundung von gehobelten und rauhen } 1938
Brettern. }
DIN 4074 Bauholz — Gütebedingungen — März 1939.
Homa = Holzmeßanweisung. Verordnung über die Aushaltung, Messung und Sortenbildung des Holzes in den deutschen Forsten vom 1. Oktober 1936.

I. Das Rohholz und seine Zurichtung.

Als Bauholz wird in Deutschland fast nur einheimisches Nadelholz verwandt, in der Hauptsache Fichte (*Rottanne, Gröhne*), Kiefer (*Föhre, Forche*) und Tanne (*Weißtanne, Edeltanne*), seltener Lärche (als Bauholz meist zu teuer, läßt sich auch schwerer verarbeiten). Dabei ist die Fichte das wesentlichste Bauholz in den Gebirgsgegenden Deutschlands, in Süddeutschland und auch in Westdeutschland, während die Kiefer das fast ausschließlich verwandte Bauholz des deutschen Ostens und Nordens ist. Von den Laubhölzern hat nur Eiche eine gewisse Bedeutung für Bauteile, an die bezüglich Festigkeit (besonders Druck quer zur Faser) und Wetterbeständigkeit sehr hohe Anforderungen gestellt werden.

Nachdem das Holz im Walde gefällt ist, muß es grundsätzlich so schnell wie möglich den Betrieben zugeführt oder aber sachgemäß behandelt werden. Holz aus Sommerfällung muß *sofort* eingeschnitten und sachgemäß gestapelt, oder *sofort* ins Wasser gebracht, oder *sofort* entsaftet werden (Liegenlassen mit voller Krone, so daß Blätter oder Nadeln infolge ihrer großen Verdunstungsoberfläche

¹ Der vorliegende Abschnitt ist mit zahlreichen Ergänzungen und weiteren Beispielen als Buch „Der Holzbau“, 3. Aufl., Berlin 1942 erschienen.

dem gefällten Stamm rasch den Saft entziehen). Bei Eiche kommt bei Sommerfällung nur Entsaften mit Hilfe der Krone in Frage. Sachgemäß behandeltes Holz aus Sommerfällung ist gleichwertig mit sachgemäß behandeltem Holz aus Winterfällung. Wird die Abfuhr von Holz, das im Winter gefällt ist, erst im Frühjahr oder Sommer vorgenommen, so muß es auf Unterlagen gelegt werden, damit es vom Boden freikommt. Im Hochgebirge ist infolge zu hoher Schneelage nur die Sommerfällung möglich.

Die Rinde ist für das Holz natürliche Verpackung und nur da zu entfernen, wo es unbedingt notwendig ist, bei im Winter geschlagenem Holze immer vor der Saftzeit. Denn beim Eintritt wärmerer Witterung wird unentrindetes Holz vom Borkenkäfer und anderen tierischen Schädlingen befallen und leidet Schaden, bildet aber vor allem eine große Gefahr für den stehenden Waldbestand. Derartiges im Winter gefälltes Holz wird dann auch niemals stark reißen, weil es einem langsamen Trocknungsprozeß ausgesetzt ist (Frost, Wind). Es ist falsch, die Kiefer *sofort* nach dem Fällen zu entrinden, da sie dann fast sicher verblaut, wenn sie nicht in aller kürzester Zeit ins Wasser gebracht wird. Im Sommer gefälltes Kiefernholz soll im Walde nicht geschält werden, sondern sofort abgefahren und entweder verarbeitet oder ins Wasser gebracht werden. Fichte *auf Kahlschlägen* verträgt die Sommerfällung immer schlecht, weil das Holz sehr stark reißt. Fichte *aus Durchforstungen* dagegen bedarf bei der Sommerfällung keinerlei anderer Behandlung als bei Winterfällung (Lagerung im Bestandsschatten usw.).

Frisch eingeschlagenes Holz enthält 50 % Wasser und mehr, bezogen auf das Darrgewicht; nach längerer Lagerung im Walde oder auf dem Sägewerk geht dieser Gehalt auf etwa 25 bis 35 % (*waldtrocken*) zurück. Die weitere Austrocknung erfolgt nach dem Einschneiden zu Kantholz, Bohlen, Brettern usw. (*lufttrocken* 15 bis 20 % Feuchtigkeit je nach dem jeweiligen Feuchtigkeitsgehalt der Luft). Zu diesem Zwecke ist das Holz entsprechend zu stapeln.

Künstliche Trocknung kommt für Bauholz nur bei geleimten Konstruktionen in Frage; hier ist sie unbedingt notwendig und bedingt den Enderfolg. Im allgemeinen würde sie zu umständlich sein und das Holz unverhältnismäßig verteuern.

Die Meinung, daß geflüßtes Holz nicht geflüßtem bezüglich Widerstandsfähigkeit gegenüber Pilzen und tierischen Schädlingen überlegen sei, darf auf Grund neuerer wissenschaftlicher Auswertung als erledigt gelten.

Für die Sortierung des Rohholzes zum Zwecke des Verkaufs gilt in Deutschland einheitlich seit 1. Oktober 1936 die Verordnung über die Aushaltung, Messung und Sortenbildung des Holzes in den deutschen Forsten (*Holzmeßanweisung = Homa*).

Das Langnutzholz wird in Stämme und Stangen eingeteilt. Die Stämme mit der Unterteilung in Langholz und Abschnitte haben 1 m oberhalb des dickeren Endes über 14 cm Durchmesser mit Rinde, die Stangen bis 14 cm Durchmesser.

Für die Zuteilung des Holzes zu Güteklassen sind folgende Merkmale maßgebend:

Güteklasse A: Durch ihre gute Beschaffenheit sich hervorhebende, gesunde, geradschäftige, vollholzige, ast- oder fast astreine, fehlerfreie oder nur mit kleinen, den Gebrauchswert nicht beeinträchtigenden Schäden und Fehlern behaftete Stücke.

Güteklasse B: Gewöhnliche, gesunde, auch stammtrockene, mit unerheblichen oder durch die Güte des Holzes ausgeglichenen Fehlern behaftete Stücke.

Güteklasse C: Stark astige, stark abholzige oder stark drehwüchsige Stücke, sowie abholzige oder astige Zopfstücke und kranke Stücke, soweit sie noch als Nutzholz tauglich sind, insbesondere Stücke mit tiefgehenden faulen Ästen, Rot- und Weißfäule (jedoch nicht kleine Faulflecke) oder sonstigen wesentlichen Pilzzerstörungen, sowie Stücke mit weitgehender Ringschäle.

Alle erheblich kranken (faulen) Stücke sind durch ein + neben der Nummer zu kennzeichnen.

Die Merkmale und Fehler, nach denen die Stämme den verschiedenen Güteklassen zugeteilt werden, sind nicht im einzelnen aufgezählt, da sonst eine Trennung nach Holzarten unvermeidlich gewesen wäre, vielmehr ist das, was *handelsüblich* als *fehlerfrei* oder *fehlerhaft* für die einzelnen Holzarten gilt, für die Zuteilung zu den Güteklassen maßgebend.

Für Langnutzholz aus Laubholz sowie Kiefer, Lärche und Weymouthskiefer sind Durchmesserklassen gebildet, und zwar so, daß die Klassenzahl das Zehntelmeter des Mittendurchmessers der zugehörigen Stämme erkennen läßt. Da 10 cm Klassen beim Nadelholz eine zu weite Spannung bilden und Hölzer verschiedenster Verwendungsmöglichkeiten umfassen würden, sind bei den

- Klassen 1 bis 3 Unterklassen mit 5 cm vorgesehen,
- Klasse 1a unter 15 cm Mittendurchmesser ohne Rinde
- „ 1b von 15—19 cm „ „ „
- „ 2a von 20—24 cm „ „ „ usw.

Die Mindestlänge beträgt 6 m. Kürzere Stammteile werden als Abschnitte bezeichnet (Blöcke, Blochholz); ihre Einteilung erfolgt wie beim Langholz.

Für Fichte, Tanne und Douglasie richtet sich die Klasseneinteilung nach Mindestlänge und Mindestzopfdurchmesser (sog. Heilbronner Sortierung). Die Nummerung erfolgt in derselben Reihenfolge wie bei den Durchmesserklassen: die schwächste Klasse wird also mit Klasse 1 bezeichnet.

Abschnitte sind Stämme oder Stammteile, die für die Einreihung in die Langholzklassen nötige Länge nicht besitzen; die Klasseneinteilung ist dieselbe wie bei Kiefer.

Nadelderbstangen werden nach Länge und Durchmesser in 3 Klassen eingeteilt von 7 bis 9, von 9 bis 11, von 11 bis 14 cm Durchmesser mit Rinde (1 m über dem dickeren Ende) und Unterklassen je nach Länge.

Rohholz kommt ohne weitere Verarbeitung zur Verwendung als Stangen bei Gerüsten, zur Abstützung von Schalungen im Hochbau. Stärkere Querschnitte werden im landwirtschaftlichen Bauwesen und bei Brückenbauten, Transport- und Lehrgerüsten als Ständer und Streben benutzt. Die dicksten Stämme dienen als Pfähle im Grundbau.

Halbes Rundholz wird verwandt für Verstreibungen, als Längs- und Querverbände im Gerüstbau und für Holme von Gerüstleitern. Dabei ist besondere Güte erforderlich.

Die Bearbeitung des Holzes erfolgt in ortsfesten, oder bei größerem Einschlag auch in „fliegenden“ Sägewerken zu Kantholz, Balken, Brettern bzw. Bohlen und Latten. Das sog. „Beschlagen des Holzes“ (Bewaldrechten) in roher Weise mit der Axt findet man heute nur noch beim ländlichen Bau in waldreichen Gebirgsgegenden Süddeutschlands; in Anbetracht der ganz seltenen Anwendung kommt dieser Bearbeitungsform keine praktische Bedeutung zu. Auch stellt sie zweifelsohne eine Verschwendung des Rohstoffes Holz dar.

Die Abmessungen sind in DIN 4070, 4071 und 4072 festgelegt und für Nadelschnittholz aus deutschem Einschnitt bindend, gemäß Verordnung zur Regelung der Abmessungen von Nadelschnittholz vom 14. Dezember 1938. Die in DIN 4070 genormten Querschnitte sind in Abb. 1 zeichnerisch aufgetragen.

Außerdem sind die zur Herstellung notwendigen Durchmesser-Klassen des Rundholzes für einstielligen Schnitt in Form von Kreisen, für Halbholtzschnitt in Form

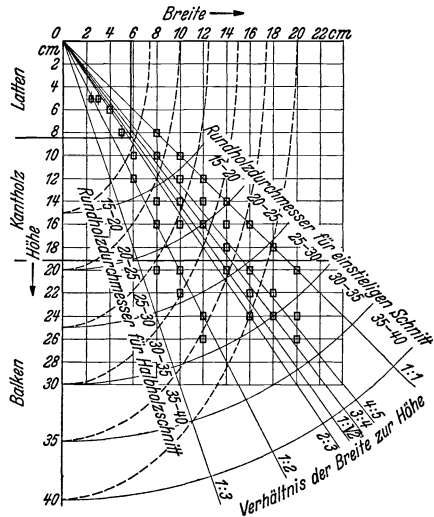


Abb. 1. Zeichnerische Darstellung der in DIN 4070 genormten Querschnitte.

von Ellipsen eingetragen [11e]¹. Bemerkte sei noch, daß die Klassen 1—6 der Heilbronner Sortierung sich in der Holzdicke einigermaßen mit den Kiefernklassen 1a bis 3b decken. Die Maße in DIN 4070 gelten für halbtrockenes (verladetrockenes) Holz in rauhem Zustand. Halbtrockenes Holz darf bei Querschnitten bis 200 cm³ höchstens 30 %, über 200 cm³ höchstens 35 % Feuchtigkeit, bezogen auf das Darrgewicht, enthalten. Diese Angabe entspricht „verladetrocknen“ im handelsüblichen Sinne.

In DIN 4071 sind die Bretter, Borde oder Dielen von 10 bis 40 mm Dicke und die Bohlen, Planken oder Pfosten von 45 bis 100 mm Dicke genormt. Bemerkenswert ist, daß bei den Brettern leider 2 Zollmaße vertreten sind, der bodenständige bayerische Zoll zu 24 mm (in den der sächsische aufgegangen ist) — in Oberdeutschland üblich — und der englische Welthandelszoll zu 25,4 mm (aufgerundet auf 26 mm), der den rheinländischen Zoll aufgenommen hat — Geltungsbereich Niederdeutschland. Die Maße in DIN 4071 — Bretter und Bohlen — gelten für lufttrockenes Holz — in handelsüblichem Sinne — in rauhem Zustand.

In DIN 4072 ist die Spundung von gehobelten und rauhen Brettern genormt.

Die vorgesehenen Längenabstufungen von 0,25 bis 0,50 bis 0,75 bis 1,00 m sind nur bindend für Dachlatten und für Nadelholzbretter und Bohlen, mit Ausnahme der Güteklassen A 1 bis F von Kiefer und Lärche und der Schwammware A 1 und B 1. Ausnahmegenehmigungen für den Einschnitt abweichender Längen- und Dickenabmessungen werden nur in besonders dringlichen Fällen durch die Forst- und Holzwirtschaftsämter erteilt, wenn die Notwendigkeit der Abweichungen ausführlich begründet wird. Abweichungen von den Bestimmungen der Verordnung sind allgemein aus Gründen der Holzersparnis zugelassen, z. B. bei Baracken und Holztragwerken (*Ingenieurbauten*). Unter den letzteren sind nach dem Sparerlaß des Arbeitsministers vom 24. Januar 1940 Holzbauten zu verstehen, bei denen die einzelnen Hölzer untereinander durch besondere Verbindungsmittel zu einem einheitlichen Tragwerk verbunden werden und die Abmessungen auf Grund statischen Nachweises gewählt sind.

Auf Grund der Verordnung der Reichsregierung vom 15. Mai 1940 dürfen außer den in den Normblättern DIN 4070 und DIN 4071 zugelassenen Abmessungen ferner noch hergestellt, abgesetzt und verarbeitet werden Kantholz 6/14, 8/12, 8/18, 10/18, Balken 12/20 und Bretter, besäumt und unbesäumt, 22 und 28 mm dick.

Die Vorteile, die man seiner Zeit bei Einführung der Norm DIN 4070 erhofft hatte — gute Ausnutzung des anfallenden Holzes, Erleichterung der Lagerhaltung, frühzeitiger Einschnitt, um ausgetrocknetes Holz für den Bau zu erhalten —, haben sich unter den derzeitigen Verhältnissen nicht verwirklichen lassen. Es kann vielmehr durch die Querschnittsnormung oft ein Mehrverbrauch an Holz entstehen, der von berufener Seite auf 10 bis 15 % berechnet wird [18]². Da aber die Ersparnis von Holz auch in der Zukunft eine wichtige Rolle spielen wird, müssen die Normen so abgestimmt werden, daß sie allen Bedürfnissen gerecht werden. Deshalb wird das Normblatt 4070 zur Zeit überprüft und gegebenenfalls ergänzt oder geändert.

Bei wichtigen Baugliedern ist das Holz im Herz zu Halbhölzern bzw. Kreuzhölzern aufzutrennen. Bei zusammengesetzten Baugliedern ist die Herzseite nach außen zu legen. Bei Biegeträgern soll das Herz nicht an der Zugseite liegen.

Nach den Gütebedingungen für Bauholz DIN 4074 — vgl. [17] — werden bei vierseitig geschnittenem Bauholz drei Schnittklassen unterschieden:

- A. Scharfkantiges Bauholz,
- B. Fehlkantiges Bauholz,
- C. Sägestreiftes Bauholz.

¹ Die in Klammern stehenden kursiven Hinweiszahlen [11e] beziehen sich auf das Schrifttumverzeichnis am Schluß des Abschnittes.

² SEITZ: Holzbau, Vierjahresplan und Normung. Bautechn. 17 (1939) S. 397.

Die zugehörigen Bedingungen finden sich in der folgenden Zusammenstellung:

Zulässige Lage und Breite der Fehlkante		
Schnittklasse	Zahl der Fehlkanten in jedem Querschnitt	Größte zulässige Breite als Bruchteil der größten Querschnittsabmessung (schräg gemessen)
A. Scharfkantiges Bauholz	2	$\frac{1}{8}$
B. Fehlkantiges Bauholz	4	$\frac{1}{8}$ wobei in jedem Querschnitt mindestens $\frac{1}{8}$ jeder Querschnittsseite frei von Baumkante sein muß
C. Sägestreiftes Bauholz	Dieses Bauholz muß an allen vier Seiten durchlaufend von der Sage gestreift sein	

Eine Begrenzung der Baumkante ist nur nötig, um eine einwandfreie Ausführung von Anschlüssen und Verbindungen und eine gute Auflagerung zu sichern. Wenn aber heute vielfach auch für andere Zwecke scharfkantiges Holz verlangt wird, so ist diese Gepflogenheit unbedingt als falsch zu bezeichnen. Denn es liegt im volkswirtschaftlichen Interesse, das Rundholz soweit als möglich zu verwenden, da die anfallenden Seitenbretter nur als Schal- oder Kistenbretter zu verwenden sind. Man sollte wieder dazu übergehen, für Bauholz nur fehlkantiges Holz zu verlangen. Hinzu kommt noch, daß — wenigstens für Fichtenholz — die unter der Rinde sitzenden Jahresringe das beste und härteste Holz bilden. Dies fällt beim scharfkantigen Schnitt fort und wandert in die Seitenbretter und Schwarten. Den alten Zimmerleuten war die abnehmende Festigkeit des Holzes nach dem Kern zu bekannt. In alten Bauwerken hat jeder Balken reichlich Baumkante. Da außerdem vielfach die Faserrichtung nicht durchaus mit der Stammrichtung parallel läuft, werden die Fasern in ihrer Längsrichtung zerstört. Was man durch die übliche Waldkante theoretisch an Trägheits- bzw. Widerstandsmoment verliert, gewinnt man durch die Güte der außen durchlaufenden, unverletzten Fasern. Zudem erstreckt sich die Kante — meist nur bedingt durch die natürliche Verjüngung des Stammes — auf ein Balkenende und nicht auf die ganze Länge des Stückes. Nach den Untersuchungen von GRAF ist nachgewiesen, daß bei feuchtem wie bei trockenem Holz ein Einfluß der Baumkante nicht festzustellen war (vgl. [11], [11]).

Holz ohne jede Fehlkante kommt nur für besondere Ausnahmen in Frage. Seine Lieferung bedarf einer Sondergenehmigung.

Hinsichtlich der Feuchtigkeit des Holzes werden nach DIN 4074 folgende Trockenheitsgrade unterschieden:

1. Frisches Bauholz, ohne Begrenzung der Feuchtigkeit.
2. Halbtrockenes Bauholz, höchstens 30 % Feuchtigkeit¹ bezogen auf das Darrgewicht.
3. Trockenes Bauholz, höchstens 20 % Feuchtigkeit bezogen auf das Darrgewicht.

Das Holz darf halbtrocken eingebaut werden, jedoch so, daß es bald auf den trockenen Zustand für dauernd zurückgehen kann [17]. Das Ideal wäre, das Holz in dem Feuchtigkeitszustand zu verarbeiten, dem es später etwa im Mittel ausgesetzt ist, im Freien 16 bis 18 %, unter Dach 12 bis 16 %, in Sonderfällen (Kesselhäusern u. dgl.) 6%. Im Ingenieurholzbau kommt es sehr darauf an, welche Verbindungsmittel angewandt werden, da diese gegen die Einflüsse des Schwindens des Holzes sehr verschieden empfindlich sind. Alle Bolzen — auch bei Dübelverbindungen — sind entsprechend der fortschreitenden Austrocknung des Holzes mehrmals nachzuziehen, da die Verbindungen sonst erheblich an Tragfähigkeit

¹ Bei Hölzern mit Querschnitten über 200 cm² darf der mittlere Feuchtigkeitsgehalt höchstens 35% betragen.

verlieren. Geschieht dies nicht, so hängen z. B. verdübelte Balken sehr bald durch. Aus diesem Grunde ist es unerwünscht, die Tragwerke so zu verkleiden, daß die Bolzen nicht mehr zugänglich sind. Holz, das verleimt oder getränkt werden muß oder das unter Putz und Linoleumböden zu liegen kommt, sollte nicht mehr als etwa 16 bis 18 % Feuchtigkeit haben. Denn bei 20 % ist die kritische Grenze für den Pilzbefall unterschritten.

Der Maßnormung mußte notwendig die Gütenormung folgen. Der erste Schritt in dieser Richtung bestand darin, daß die bereits aufgestellten Gütenormungen der einzelnen Handels- und Sägewerksverbände und die sehr zahlreichen und verschiedenartigen Holzhandelsgebräuche zusammengefaßt und einheitlich geordnet wurden. Wertvolle Vorarbeit war in dieser Hinsicht seit Jahren durch die Reichsverdingungsordnung (VOB), DIN 1969 und 1973, geleistet worden, die sich in immer weitere Kreise eingeführt und bewährt hat. Als Ergebnis sind die Gütebedingungen für die Tragfähigkeit der Bauhölzer in DIN 4074 festgelegt worden. Es werden drei Güteklassen unterschieden:

- Güteklasse I: Bauholz mit besonders hoher Tragfähigkeit.
- Güteklasse II: Bauholz mit gewöhnlicher Tragfähigkeit.
- Güteklasse III: Bauholz mit geringer Tragfähigkeit.

Die Anforderungen an die Hölzer beziehen sich auf die allgemeine Beschaffenheit, die Schnittklasse, die Maßhaltigkeit, das Mindestraumgewicht, die Jahresringbreite, die Ästigkeit, den Faserverlauf und die Krümmung. Die zulässigen Spannungen für die Hölzer der drei Güteklassen sind in DIN 1052 festgelegt.

Die Hölzer brauchen der vorgesehenen Güteklasse jeweils nur auf dem Teil der Länge zu entsprechen, an dem die entsprechenden Spannungen auftreten, zuzüglich eines beiderseitigen Sicherheitszuschlages vom $1\frac{1}{2}$ -fachen des größten Querschnittsmaßes. Das Bauholz der Güteklasse I ist genau auszusuchen. An sichtbar bleibender Stelle ist es deutlich einheitlich zu kennzeichnen, wobei anzugeben ist, wer das Holz ausgesucht hat und welcher Teil als zum ausgesuchten Holz gehörig betrachtet wird¹. Bei aus einzelnen Teilen verleimten Verbundkörpern sind die Güteanforderungen im allgemeinen auf den Verbundkörper, nicht auf die einzelnen Teile, zu beziehen. Jedoch müssen die in der Zugzone außen liegenden Teile für sich betrachtet ebenfalls der vorgesehenen Güteklasse entsprechen.

Man denkt im allgemeinen nicht daran, ganze Bauwerke aus hochwertigem Holz zu errichten, sondern man wird Holz der Güteklasse I nur da verwenden, wo es technisch und wirtschaftlich unbedingt am Platze ist. Das gewöhnliche Bauholz soll der Güteklasse II entsprechen und folgende Eigenschaften aufweisen:

a) *Allgemeine Beschaffenheit:*

Unzulässig: braune Streifen, Bohrlöcher, Ringschäle.

Zulässig: Blitzrisse und Frostrisse in mäßiger Ausdehnung, ferner in der Breite bis zur Größe der zugelassenen Äste Rotfäule und Weißfäule bei trockenem Holz und bei Verwendung im Trockenem, außerdem bei Verwendung im Trockenem Bläue und harte rote Streifen, Wurm- und Käferfraß an der Oberfläche.

b) *Schnittklasse:*

Im allgemeinen mindestens fehlkantig, bei Holz für gegliederte Bauteile im Bereich der Anschlußmittel scharfkantig. Weiteres ist in DIN 1052 und 1074 festgelegt.

c) Sodann folgen die Bedingungen über die Maßhaltigkeit. Aus ungenauem Einschnitt herrührende Abweichungen von den vereinbarten Querschnittsmaßen nach unten sind im halbtrockenen Zustand zulässig bis zu 3 % bei 10 % der Menge.

d) Das Holz darf halbtrocken eingebaut werden, aber so, daß es bald auf den trockenen Zustand für dauernd zurückgehen kann. Im übrigen wird auf DIN 1052 und 1074 verwiesen.

¹ Anlage zum Erlaß des Reichsarbeitsministers vom 10. Dezember 1940 — IV. 2 Nr. 9605/55/40.

e) Der Durchmesser des einzelnen Astes darf bis ein Drittel der Breite der Querschnittsseite, an der er sitzt, messen, jedoch nicht über 7 cm, die Summe der Astdurchmesser auf 15 cm Länge darf auf jeder Fläche bis zwei Drittel der Breite ausmachen.

f) Die größte Neigung der Faser zu den Längskanten sollte gemessen nach den Schwindrissen nicht über 1:5 sein und, wenn die Schwindrisse fehlen, gemessen nach den angeschnittenen Jahresringen 1:8 nicht übersteigen.

g) Bezüglich der Krümmung darf die zulässige Pfeilhöhe, bezogen auf 2 m Meßlänge an der Stelle der größten Krümmung, 8 mm betragen und $1/250$ der Gesamtlänge l nicht überschreiten; letzteres gilt jedoch nur bei Hölzern für Druckglieder.

Bemerkt sei noch, daß Bauholz der Güteklasse III für Zugglieder nicht zulässig ist, auch nicht für Zugurte von vollwandigen Tragwerken.

Damit dürfte Vorsorge getroffen sein, daß die verhältnismäßig geringen Mengen an hochwertigem Holz, die uns zur Verfügung stehen, auch nur dort verwendet werden, wo ihre Vorzüge erforderlich sind und zur Geltung kommen. Die oft sinnlos überschraubten Güteansprüche, denen meist nur amerikanisches Holz zu entsprechen vermag, müssen aufhören. Bemerkt sei noch, daß deutsches Holz dem amerikanischen unbedingt gleichwertig ist, und daß die vielgepriesenen Vorzüge des amerikanischen Holzes im wesentlichen daher kommen, daß wir von Amerika nur allerbestes Holz bekommen haben, während wir uns bei deutschem Holz mit mittleren Güten begnügen müssen. Wo ein ästiges Holz die gleichen Dienste tut wie ein astreines, muß ästiges Holz verwandt werden. Für normale Verwendung ist möglichst astfreie Ware nicht erforderlich; es fehlen aber z. B. in der VOB noch die Gütebestimmungen für diese normale Ware, die nachgeholt werden müssen.

II. Die Grundlagen der Festigkeitsberechnung¹.

A. Allgemeines.

Das Holz ist ein Naturerzeugnis und nach seinem anatomischen Aufbau kein homogener Baustoff. Es ist zu vergleichen mit einem Röhrenbündel, bei dem die einzelnen Röhren parallel dem Herz des Stammes ringförmig angeordnet sind (Jahrringe) und deren Querschnitt und Wanddicke jeweils verschieden ist (Frühholz — Spätholz). Die Festigkeiten des Holzes sind von den Wachstumsverhältnissen abhängig: Klima, Bodenbeschaffenheit, Bésonnung, Wind, Dichte des Bestandes; sie werden ferner weitgehend beeinflußt durch Holzkrankheiten und Wuchsfehler (Äste, Harzgallen, einseitiger Wuchs, Drehwuchs), Alter des Holzes bei der Fällung und bei der Benutzung und besonders durch den Feuchtigkeitsgehalt. Es schwankt nicht nur die Durchschnittsfestigkeit der einzelnen Stämme eines Bestandes, sie nimmt auch bei dem gleichen Stamm vom Stammende nach der Spitze zu ab. Innerhalb eines Querschnittes findet man — wie schon oben betont — durchweg die geringste Festigkeit im Herz. Eine Ausnahme davon macht nur das Holz, das — nicht künstlich gezüchtet — in seiner Jugend im Urwald sehr langsam gewachsen ist. Eine Beeinflussung durch den Waldbesitzer ist nur in beschränktem Maße möglich. (Enge Pflanzung, zweckmäßige Durchforstung, Entastung). Der Verbraucher ist kaum in der Lage, die Festigkeitseigenschaften mit einfachen Mitteln nennenswert zu verbessern. Im Holzbau liegen somit die Verhältnisse nicht so einfach wie im Stahl- oder Betonbau, wo man bei entsprechender Wahl der Baustoffe mit ganz bestimmten Festigkeiten rechnen kann, die nur in sehr geringen Grenzen schwanken, oder wo der Ausführende z. B. durch Wahl des Mischungsverhältnisses, entsprechenden Wasserversatz usw. die Festlegung der Festigkeiten in der Hand hat. Andererseits ist bei Holz im Gegensatz zu Stahl und Zement der erfahrene Fachmann imstande, mit Auge, Gehör und Geruch eine gewisse Prüfung vorzunehmen. Je enger die

¹ Siehe im Schrifttum-Verzeichnis am Schluß des Abschnittes unter [1], [2], [3], [4].

Jahringe sind und je größer vor allen Dingen der Anteil des dunkler gefärbten Spätholzes gegenüber dem helleren Frühholz ist, um so höher ist die Güte des Holzes zu bewerten. Nur Engringigkeit vor allem im Herz ist ein Kennzeichen für gute Tischlerware (Astreinheit der Stammenden auf eine Länge von 6 bis 8 m).

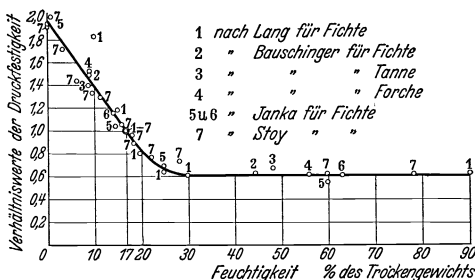


Abb. 2. Feuchtigkeitsgehalt und Druckfestigkeit von Nadelholz parallel zur Faser (nach SERTZ — ergänzt).

Forschern bestätigt worden. So macht BAUMANN dementsprechend eine Unterteilung in „gering, gut und mittel“. Bezüglich der Druckfestigkeit ist eine gradlinige Abhängigkeit vorhanden, jedoch nicht so, daß man diese aus dem Raumgewicht berechnen könnte.

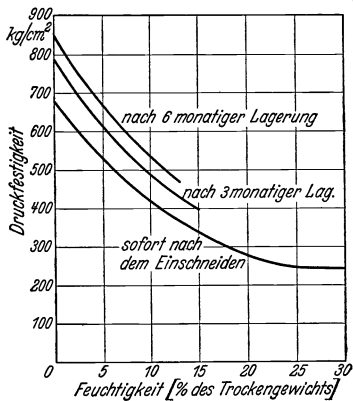


Abb. 3. Druckfestigkeit von Fichtenholz in Abhängigkeit von der Zeit nach dem Einschneiden.

Holzes beeinflusst wird. Als Vergleichsgrundlage wurde eine Feuchtigkeit von 17% gewählt, weil diesem Zustand die größte praktische Bedeutung zukommt (Ableitung der zulässigen Spannungen).

Die Festigkeit des Holzes wird weiterhin beeinflusst bei gleichbleibendem Feuchtigkeitsgehalt durch den Zeitraum, der seit dem Fällen verstrichen ist. So stellte schon BAUSCHINGER eine Zunahme der Druckfestigkeit nach 5 Jahren um $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$ der nach 3 Monaten beobachteten fest. Dasselbe trifft zu bei anderen Forschern für die übrigen Festigkeitseigenschaften. Abb. 3 zeigt einige Versuchsergebnisse des Verfassers mit Sollingfichtenholz. Leider ist dieser Einfluß in den meisten Beobachtungen allgemein mit enthalten, ohne daß er zahlenmäßig erfaßt ist.

Gesundes, trockenes Holz ist ein guter Schalleiter, besonders in der Faserrichtung. Fehlstellen im Innern, die nicht mit dem Auge festzustellen sind, sind durch dumpfen Klang erkennbar. Gleichlaufend mit dem größeren Anteil an Spätholz geht auch das höhere Raumgewicht. Schon PLINNIUS hat die Vermutung ausgesprochen, daß das Raumgewicht als Maß der Festigkeit dienen könne.

Dies ist auch von vielen Forschern bestätigt worden. So macht BAUMANN dementsprechend eine Unterteilung in „gering, gut und mittel“. Bezüglich der Druckfestigkeit ist eine gradlinige Abhängigkeit vorhanden, jedoch nicht so, daß man diese aus dem Raumgewicht berechnen könnte. Auch der Einfluß des Raumgewichtes auf die Zugfestigkeit ist nach BAUMANN nicht der gleiche wie auf die Druckfestigkeit, auf die Biegezugfestigkeit und auf die Dehnungszahl. Im allgemeinen steigt das Verhältnis Zugfestigkeit : Druckfestigkeit mit steigendem Raumgewicht. Der Einfluß der Feuchtigkeit macht sich besonders bei der Druckfestigkeit bemerkbar. Dieser Zusammenhang ist durch die Versuche verschiedener Forscher weitgehend geklärt (Abb. 2 [2] — ergänzt —). Mit zunehmender Feuchtigkeit nimmt die Druckfestigkeit ab und bleibt etwa von 30% (Fasersättigungspunkt) fast unverändert. Bis zu diesem Punkte sind die Wandungen der Holzzellen mit Quellwasser gesättigt — ähnlich wie eine Leimtafel. Bei weiterer Wasserzufuhr füllen sich auch die Hohlräume mit freiem Wasser, ohne daß dadurch jedoch die Festigkeit des

Die im Schrifttum wiedergegebenen Zahlen über Festigkeitswerte sind durchweg ermittelt aus Versuchen mit verhältnismäßig kleinen Probekörpern ohne irgendwelche äußeren Fehler; sie stellen somit *Höchstwerte* dar, die im ganzen Querschnitt bzw. Stamm nie erreicht werden. In den nachfolgenden Erörterungen sind auch die neueren Versuche mitberücksichtigt, die die Deutsche Reichsbahn 1927 und 1928 an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. O. GRAF hat durchführen lassen¹. Das Holz, das aus Ostpreußen, Thüringen und Württemberg beschafft war, wurde in den Abmessungen — wassersatt mit 35 bis 100% Feuchtigkeit bzw. lufttrocken mit 10 bis 15% Feuchtigkeit — geprüft, wie sie auf der Baustelle vorkommen. Besondere Beachtung ist den neuesten Untersuchungen von GRAF geschenkt, die die Grundlagen für die Beurteilung der Hölzer nach Güteklassen und für die Festlegung der zulässigen Beanspruchungen bilden [11f], und den Ergebnissen von Dauerversuchen mit Holzverbindungen an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart [11h, 11i, 11k, 11l].

B. Festigkeitszahlen und zulässige Beanspruchungen.

I. Druckfestigkeit.

a) In der Faserrichtung.

Bei der Prüfung von Probekörpern, die meist quadratischen — seltener kreisförmigen — Querschnitt haben, tritt die Zerstörung dadurch ein, daß die Zellwände der Fasern in die Hohlräume ausknicken, ohne daß vorher eine deutlich erkennbare Querdehnung festzustellen ist. Dieses Ausknicken nimmt von da

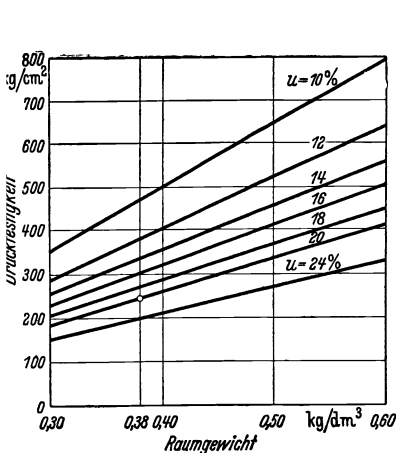


Abb. 4. Fichtenholz.

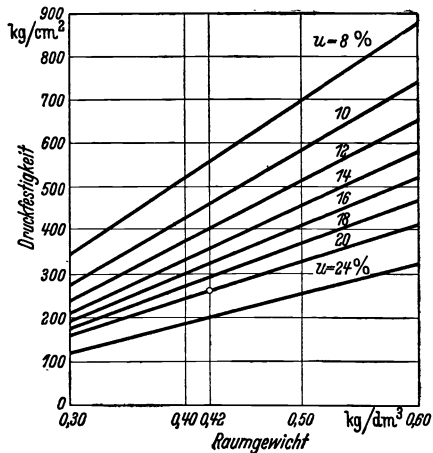


Abb. 5. Kiefernholz.

Abb. 4 und 5. Zusammenfassende Angaben über die Druckfestigkeit von Fichten- und Kiefernholz in Abhängigkeit vom Gewicht und vom Feuchtigkeitsgehalt.

aus seinen Anfang, wo irgendeine geringe Unregelmäßigkeit im Aufbau — äußerlich meist nicht zu erkennen — vorhanden ist oder geht von der oberen oder unteren Druckfläche aus. Die Längsdruckfestigkeit ist in der Hauptsache gleichzusetzen der Festigkeit des Spätholzanteils der Jahrringe: Proportionalitäts- und Quetschgrenze liegen sehr hoch. $\sigma_P = \sigma_S \approx 0,8 \sigma_B$. Nach Erreichung der Höchstlast sinkt mit weiterer Belastung die Kraftanzeige zunehmend ab. Vielfach bilden sich dann noch trichterförmige Rutschebenen. SEITZ [2] hat die *mittlere Druck-*

¹ SCHÄCHTERLE, K.: Bautechn. 7 (1929) S. 99 u. 203.

festigkeit aus der großen Zahl der vorliegenden Versuchsergebnisse für Nadelholz bei 17% Feuchtigkeit zu 320—350 kg/cm² ermittelt. [K. SCHÄCHTERLE, Bautechn. 5 (1927) S. 84 empfiehlt von einer „Normalqualität“ auszugehen und bezeichnet als solche 220—380 kg/cm² Druckfestigkeit.] Er fordert für diesen Mittelwert eine 3—4fache Sicherheit und gegenüber vereinzelt beobachteten, besonders niedrigen Festigkeiten eine 2fache; er kommt damit zu einer zulässigen Druckspannung von 90 kg/cm². Im allgemeinen beträgt die Druckfestigkeit längerer Stücke — die Säulenfestigkeit — 0,8 bis 0,9 der Würfel Festigkeit. Die Beziehungen der Druckfestigkeit zum Gewicht und zum Feuchtigkeitsgehalt der Hölzer hat EGNER nach Angaben von SEEGER [12] für Fichtenholz in Abb. 4 [11f] und für Kiefernholz in Abb. 5 [11f] dargestellt. Für Bauholz der Güteklasse I ist noch die Forderung aufgestellt, daß Fichtenholz mindestens 0,38 kg/dm³ und Kiefernholz mindestens 0,42 kg/dm³ in lufttrockenem Zustande wiegt.

Außer dem Gewicht und dem Feuchtigkeitsgehalt spielen Faserverlauf und Ästigkeit eine große Rolle. An und für sich sind die Äste durchweg weit härter als das gerade gewachsene Holz, aber sie erzeugen eine erhebliche Unregelmäßigkeit im Aufbau und damit eine Abminderung der Festigkeit des Holzes. In beiden Fällen war der Einfluß nach den Versuchen von GRAF kleiner als nach den amerikanischen Feststellungen, die zum Vergleich herangezogen wurden. Nähere Einzelheiten vgl. [11f]. Es sei noch darauf hingewiesen, daß baufrisches Holz bescheidene Festigkeit besitzt, und daß deshalb der Einfluß der Äste besonders aufmerksam zu beachten ist. Zu beachten ist ferner, daß die Druckfestigkeit der Hölzer unter lang dauernder und oftmals wiederholter Last noch erheblich kleiner ist als beim reinen Druckversuch. In gleicher Weise liegt die Druckfestigkeit von Holzstücken mit großem Querschnitt etwas unter dem, was bei kleinen Versuchskörpern zu erwarten ist. In DIN 1052 Tafel 2 ist die zulässige Druckspannung für Nadelholz — ohne Unterschied ob Fichte, Kiefer oder Tanne — zu 85 kg/cm², für Lärchenholz zu 90 kg/cm² festgelegt. Für Laubholz — Eiche und Buche, — gelten 100 kg/cm² als zulässig. Im allgemeinen ist zwar die mittlere Druckfestigkeit — wenigstens für Eiche — nicht größer als für Nadelholz, aber trotzdem erscheint dieser Wert berechtigt, weil Laubholz praktisch nur in kleinen Stücken im Bauwesen zur Verwendung gelangt, wodurch Holz mit groben Ästen und unregelmäßigem Wuchs ausgeschaltet werden kann. Eiche wird in der Regel überschätzt. Junge Eiche (bis zu 30 Jahre alt) scheint — nach BAUMANN — weit zäher und fester zu sein als Holz von älter gewordenen Bäumen. Für Güteklasse I ist für Nadelholz 110 kg/cm², für Lärchenholz 115 kg/cm² und für Eiche und Buche 120 kg/cm² zulässig. Für Güteklasse III sind die Werte für Nadelholz auf 60 kg/cm² und für Eiche und Buche auf 70 kg/cm² festgelegt.

b) Druckfestigkeit quer zur Faserrichtung.

Quer zur Faser ergeben sich ganz andere Zerstörungserscheinungen als bei Druck längs zur Faser. Die Querdrukfestigkeit ist in der Hauptsache die Festigkeit des lockeren Frühholzanteils am Jahrring. Das Spätholz, das den Wert der Längsdruckfestigkeit bestimmt, besitzt bei Querdruk eine lastverteilende Funktion. Beim Versuch bleibt die Kraftanzeige stets auf ihrem höchsten Stande stehen. Die Bedeutung dieser Beanspruchung wurde zuerst im Lehrgerüstbau erkannt. Hier unterscheiden sich Laubholz und Nadelholz ganz erheblich. Bei voll belastetem Querschnitt (Würfelproben) ist die Druckfestigkeit quer zur Faser bei Nadelholz etwa $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{10}$ der längs zur Faser, bei Laubholz aber $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{6}$. Von erheblichem Einfluß ist auch der Winkel zwischen Druckrichtung und Jahrring. Die höchsten Werte ergeben sich bei Belastung tangential zu den Jahrringen (Winkel 0°), geringere radial (Winkel 90°) und die geringsten dazwischen bei einem Winkel von etwa 45°. Die harten Spätholzringe bilden mehr oder weniger Gleitebenen, auf denen der Probekörper gewissermaßen abrutscht. Bei Laubhölzern ist dieser Unterschied weniger ausgeprägt zu beobachten. Praktisch wird man jedoch mit Mittelwerten zu rechnen haben, da in ein und derselben Druckfläche der eine Teil radial, der andere tangential belastet zu werden pflegt.

Abb. 6 zeigt die Versuchsergebnisse für Gotthardtanne, wobei gleichzeitig die Biegungs- und Zugfestigkeit mit aufgetragen sind [1].

In Wirklichkeit liegen aber die Verhältnisse meist so, daß das quer zur Faser gedrückte Holz auf eine größere Länge durchläuft (Schwelle) und vielfach senkrecht dazu nur zum Teil belastet wird (Stempeldruck), Abb. 7 und 8. Die Holzfasern sind in der Längsrichtung stark miteinander „verfilzt“, so daß sie gewebeartig elastisch wirken. Nach den Versuchen von GRAF muß der Druck je Flächeneinheit zur Erzielung der gleichen Einpressung um so größer sein, je kleiner die Fläche ist. Die Unterscheidung von Schwellendruck und Stempeldruck, für die ursprünglich in dem Entwurf von DIN 1052 verschiedene zulässige Beanspruchungen vorgesehen waren, ist wieder fallengelassen worden. Denn nach den Versuchen von GRAF ist sie in den niedrigsten Laststufen kaum wahrnehmbar und macht innerhalb der Grenzen der zulässigen Belastung etwa 10% aus. Die an der Stempel-druckfläche vorbeilaufenden Faserbündel geben den benachbarten Fasern nur wenig Halt; infolge

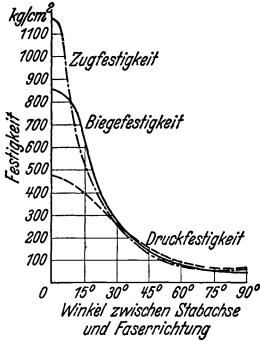


Abb. 6. Abhängigkeit der Druck-, Zug- und Biegefestigkeit von der Faserrichtung. (Nach BAUMANN.)

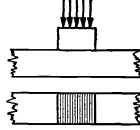


Abb. 7. Schwellendruck.

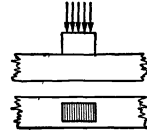


Abb. 8. Stempeldruck.

des geringen Zusammenhaltes der einzelnen Faser in der Querrichtung tritt schon bei geringer Zusammendrückung ein Abscheren ein. Bei Bemessung der zulässigen Spannung ist in Betracht zu ziehen, daß hier die Größe der Formänderung entscheidend sein muß, um so mehr als die Druckfestigkeit quer zur Faser kein eindeutiger Begriff ist. Ein Bruch tritt nicht auf; die Zellwände legen sich aufeinander, nachdem sie ausgeknickt sind, ohne jedoch zu zerreißen. Es tritt dann eine deutlich ausgeprägte Wiederverfestigung auf, so daß die Verformungsgeschwindigkeit mit steigender Last fällt. Bei Überbeanspruchung des Holzes treten bei sonst richtiger Konstruktion keine schwerwiegenden Folgen ein. Auch machen hier Äste und unregelmäßiger Faserverlauf das Holz widerstandsfähiger — genau im Gegensatz zu der Beanspruchung längs der Faser. Bei den in DIN 1052 zugelassenen Spannungen von 20 bzw. 25 kg/cm² für Nadelholz muß man mit Zusammenpressungen von 1 bis 2 mm bzw. 2 bis 3 mm rechnen. Bei Lehrgerüsten massiver Brücken sind nach DIN 1074 allgemein nur 20 kg/cm² zulässig. Hier konnten auch die umfangreichen praktischen Erfahrungen mitberücksichtigt werden. Die zulässigen Belastungen schräg zur Faser sind in DIN 1052 Tafel 3 entsprechend Abb. 6 und auf Grund der oben angeführten Tatsachen demnach für Holz der Güteklasse II zwischen 20 bzw. 25 kg/cm² und 85 kg/cm² für Nadelholz und zwischen 30 bzw. 40 kg/cm² und 100 kg/cm² für Eiche und Buche interpoliert.

2. Zugfestigkeit.

Weit weniger als die Druckfestigkeit ist die Zugfestigkeit erforscht. Das mag zum Teil daran liegen, daß die Herstellung und Prüfung entsprechender Probekörper sehr zeitraubend und teuer ist. Die obere Grenze des Querschnittes großer Probekörper liegt bei etwa 60 cm². Neuere Versuche haben gezeigt, daß die Zugfestigkeit des Holzes nicht bloß von der Gestalt, sondern in erheblichem Maße auch von der Größe der Probekörper abhängig ist¹. Die Zugfestigkeit von

¹ GRAF, O. u. K. EGNER: Holz als Roh- und Werkstoff 1 (1939) S. 384.

Körpern mit großem Querschnitt erscheint weitgehend durch die Stelle des geringsten Zugwiderstands im Querschnitt bestimmt. Im Gegensatz hierzu wird z. B. die Druckfestigkeit in geringerem Maße durch weniger widerstandsfähige Querschnittsstellen beeinflusst; sie hängt mehr von der mittleren Widerstandsfähigkeit des Querschnitts ab.

Bei der Zugfestigkeit tritt die Unregelmäßigkeit im Bau des Holzes noch auffallender in die Erscheinung. Entsprechend der Druckfestigkeit ist neben der Breite der Jahrringe der Anteil des Spätholzes von ausschlaggebender Bedeutung. BAUMANN fand bei kleinen Stäbchen aus Spätholz allein (Oregonpine) Zugfestigkeiten bis zu fast $\sigma_B = 5000 \text{ kg/cm}^2$, während dickere Stäbe aus dem gleichen Holz nur etwa 1100 bis 1200 kg/cm^2 ergaben. Das Frühholz reißt eben früher als das Spätholz, so daß die Festigkeiten der Frühholz- und Spätholzzonen sich nicht addieren lassen. Ein gutes Kennzeichen für hohe Zugfestigkeit ist ein langfaseriger Bruch, während geringwertiges Holz ziemlich kurz abreißt. BAUMANN unterteilt auch hier wieder entsprechend dem Raumgewicht in „geringwertig, gut und mittel“. Der Einfluß der Ästigkeit und der Wuchsfehler tritt ebenfalls stärker in die Erscheinung als bei der Druckfestigkeit. Die von GRAF mitgeteilten Festigkeitswerte [11f] sind bedeutend kleiner als die in den technischen Handbüchern meist angegebenen Zahlen. Jede Krümmung oder Welligkeit, die z. B. durch benachbarte, aber am Stab nicht mehr vorhandene Äste verursacht wird, genügt, um die Bruchfestigkeit bis auf $\frac{1}{4}$ ihres normalen Wertes herabzusetzen [3]. Nach den Stuttgarter Versuchen beträgt die Zugfestigkeit am Zopfende nur rund 70% der am Stammende. Die Feuchtigkeit dagegen wirkt sich nicht so stark aus wie bei der Druckfestigkeit (Abminderung um etwa 30% vom nassen zum lufttrockenen Zustand); das hängt vermutlich mit der geringeren Feuchtigkeitsaufnahme des dichteren Spätholzes zusammen. Wird jedoch der Feuchtigkeitsgehalt von etwa 10% unterschritten, so geht die Zugfestigkeit wieder zurück¹. Die von den einzelnen Forschern gefundenen Mittelwerte der Zugfestigkeit schwanken innerhalb sehr weiter Grenzen. Als Mittelwerte sieht SERRZ 500 bis 700 kg/cm^2 an (SCHÄCHTERLE bezeichnet 400—600 kg/cm^2 als „Normalqualität“). DIN 1052 Tafel 2 läßt für Nadelholz der Güteklasse II 85 kg/cm^2 zu. Es ist jedoch allgemein empfehlenswert, bei Zugquerschnitten nicht bis an die äußerste Grenze zu gehen. Reißt z. B. der Untergurt eines Fachwerkbalkenträgers, so ist damit durchweg der Einsturz des ganzen Bauwerkes verbunden; knickt dagegen der Obergurt aus, so hat dies im Anfang meist nur eine starke Verformung des ganzen Binders zur Folge. Verschwächungen durch Versatz, Bolzen- und Dübellöcher sind zu berücksichtigen, solche, durch die eine Außermittigkeit des Kraftangriffes hervorgerufen wird, sind besonders zu beachten. Der Zuschlag zum nutzbaren Querschnitt beträgt je nach den Verhältnissen 25 bis 50%; der untere Wert gilt für größere, der obere für kleinere Querschnitte.

In Zuggliedern sind die schwächsten Stellen an den Knotenpunkten, wo die größte Schwächung durch Dübeleinschnitte usw. vorliegt. Hier treten besonders in den Laschen Biegungsbeanspruchungen auf, die im allgemeinen rechnerisch nicht erfaßt werden. GRAF hat durch Versuch festgestellt [1], daß unter Umständen in den äußeren Fasern der Laschen Druckspannungen herrschen. Rechnet man der Einfachheit halber so, d. h. setzt man nur Zugbeanspruchungen voraus, so ist es nach GRAF zweifelhaft, ob mit Laschen aus Bauholz — ob Güteklasse I oder II — Zugfestigkeiten über 220 kg/cm^2 erreichbar sind. Bei den bisher üblichen Dübelverbindungen wird die Zerstörung im allgemeinen eingeleitet durch Überwindung der Scherfestigkeit; es folgen dann örtliche Zugbrüche [11f]. In den Mittelhölzern großer Laschenverbindungen wurden höhere Zugfestigkeiten erreicht. Die Dicke der Laschen zusammen muß erheblich größer gemacht werden als die Dicke der Mittelhölzer, d. h. die zulässige Zuganstrengung der Laschen ist kleiner als im Mittelholz zu wählen. Nach DIN 1052 sind die Laschen bei Annahme gleichmäßig verteilter Spannungen für die 1,5fache Zugkraft zu bemessen.

¹ Ähnliche Beobachtungen sind auch bei der Scher- und Spaltfestigkeit gemacht worden.

Als zulässige Spannung der Güteklasse I ist für Nadelholz 105 kg/cm², für Eiche und Buche 110 kg/cm² zugelassen; die Verwendung von Holz Güteklasse III ist für Zugstäbe ausgeschlossen.

Die Zugfestigkeit senkrecht zur Faser ist bei Nadelholz nur etwa 2 bis 5 % derjenigen längs der Faser (Abb. 6); bei Eichenholz steigt der Wert auf 10 bis 20 %. Ihr kommt keine praktische Bedeutung zu, da eine Zugspannung senkrecht zur Faser mit Rücksicht auf die zu erwartenden Schwindrisse nicht zulässig erscheint. Bisweilen liegen auch *scheinbare* Zugspannungen schräg zur Faser vor, die sich aber in Wirklichkeit in örtliche Druckspannungen umsetzen und daher belanglos sind (Knotenpunkt Abb. 9).

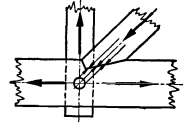


Abb. 9. Scheinbare Zugwirkung senkrecht zur Faser. (Nach Serrz.)

3. Biegefestigkeit.

Die Voraussetzungen der NAVIERSchen Biegeformel treffen mit guter Annäherung bei Holz nur bei geringen Belastungen zu. Bei größerer Beanspruchung verschieben sich die Verhältnisse derartig, daß die wirkliche Druckspannung am Rande unter der errechneten bleibt, bei der Zugspannung sich aber das entgegengesetzte Bild zeigt. Die wirkliche Nulllinie wandert nach der Zugseite (Abb. 10). Die beim Bruch errechnete Biegefestigkeit ist etwa 1,4—2mal so groß als die Druckfestigkeit und mit wenigen Ausnahmen niedriger als die Zugfestigkeit. Nach den Stuttgarter Versuchen verursachen Äste und Wuchsfehler in der Nähe der größten Momente und der größten Randspannungen Abminderungen bis zu 50 %. Auch der Einfluß der Feuchtigkeit ist recht beträchtlich und etwa gleich dem bei der Zugfestigkeit. Beim Bruch knicken zuerst die äußersten Druckfasern in feinen wellenförmigen Linien aus oder bilden Falten. Die Höhe des wirksamen Querschnittes verringert sich, und dann tritt die Zerstörung durch Zerreißen

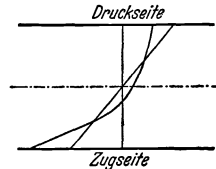


Abb. 10. Spannungsverteilung bei Biegung.

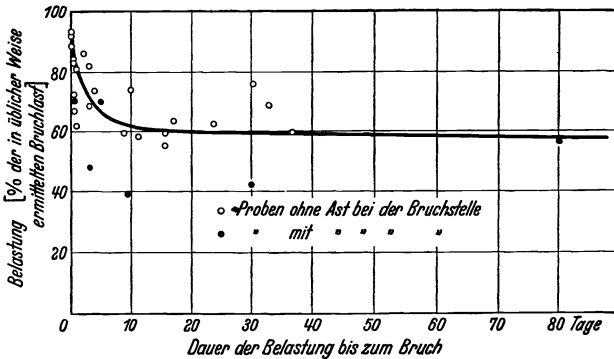


Abb. 11. Biegefestigkeit von Holzbalken in Abhängigkeit von der Dauer der Belastung.

der Zugfasern ein. Bei ausgewähltem Bauholz ist wegen der Formänderung der Druckwiderstand maßgebend. Bei schrägfaserigem und astigem Holz ist hingegen die Zugfestigkeit der Zugzone ausschlaggebend. Daß die Astlage eine erhebliche Rolle spielt, ist ohne weiteres verständlich, besonders wenn es sich um angeschnittene Äste in der Zugzone handelt. SCHÄCHTERLE bezeichnet als „Normalqualität“ Holz mit einer Biegefestigkeit von 350 bis 550 kg/cm², im Mittel 450 kg/cm². Hervorzuheben ist noch, daß die Biegefestigkeit bei lang dauernder ruhender Last etwa die Hälfte der in üblicher Weise ermittelten Biegefestigkeit beträgt. Abb. 11 [11f] zeigt die Biegefestigkeit von Holzbalken in Abhängigkeit

von der Dauer der Belastung. Kehrt die Last ganz oder teilweise oftmals wieder, so sinkt die Tragfähigkeit noch weiter, abhängig von dem Anteil der bewegten Last an der Gesamtlast. Die zulässige Biegebungsbeanspruchung für Nadelholz der Güteklasse III beträgt 70 kg/cm^2 . Die entsprechenden Werte für Güteklasse II und I sind zu 100 bzw. 130 kg/cm^2 festgelegt. Für durchlaufende Träger ohne Gelenke der beiden letzteren Klassen ist eine um 10 kg/cm^2 höhere Beanspruchung vorgesehen, weil diese Träger eine höhere Sicherheit bieten. In vielen Fällen ist bei auf Biegung beanspruchten Balken nicht die zulässige Biegungsspannung für die Bemessung maßgebend, sondern die zulässige Durchbiegung. Diese darf z. B. bei Deckenbalken unter der ständigen Last und der Nutzlast nach DIN 1052 $\frac{1}{300}$ der Stützweite nicht überschreiten. Bei einem frei aufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Last darf dann das Verhältnis der Stützweite zur Querschnittshöhe bei einer zulässigen Biegungsspannung von 100 kg/cm^2 höchstens 16 sein. Für kurze, schwer belastete Balken und zusammengesetzte Querschnitte ist aber unter Umständen die zulässige Schubspannung von ausschlaggebender Bedeutung. Bei der *Durchbiegung* spielt die *Größe* des Elastizitätsmoduls eine Rolle, ebenso bei der weiter unten behandelten Knickfestigkeit und bei der Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen. Die Größe schwankt entsprechend der Güte des Holzes (Raumgewicht) innerhalb sehr weiter Grenzen. Nach den Stuttgarter Versuchen beträgt der durchschnittliche Elastizitätsmodul von nassem Holz etwa 80% des von trockenem, er nimmt bei nassem Holz mit zunehmender Beanspruchung mehr ab (von $118\,000$ auf $108\,000$) als bei trockenem (von $139\,000$ auf $133\,000$). Mit Rücksicht auf die Unregelmäßigkeit im Wachstum des Holzes erscheint der in DIN 1052 angegebene Wert von $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ für Nadelholz zutreffend, um so mehr als die TERMAJERSCHEN Knickversuche für $\lambda = 100$ bei diesem Zahlenwert eine gute Übereinstimmung mit der EULERSCHEN Knickformel zeigen.

Der Elastizitätsmodul senkrecht zur Faserrichtung ist in DIN 1052 zu 3000 kg/cm^2 für Nadelholz und zu 6000 kg/cm^2 für Eiche und Buche festgelegt.

4. Scherfestigkeit.

Bei Scherversuchen sind örtliche Verdrückungen und zusätzliche Biegebungsbeanspruchungen ähnlich wie im Betonbau nicht ganz auszuschalten. Auch die Form der Probekörper ist umstritten¹. Die einwandfreiesten Versuchsergebnisse werden dann gefunden, wenn Scherfläche und Kraftwirkung parallel zur Faser verlaufen. Der Feuchtigkeitsgehalt spielt eine ähnliche Rolle wie bei der Zugfestigkeit. SEITZ nimmt bei ungünstigster Stellung der Jahrringe die Scherfestigkeit im Mittel zu 60 kg/cm^2 an und befindet sich damit in Übereinstimmung mit den Normen des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. SCHÄCHTERLE führt als unteren Wert 45 , als oberen 75 kg/cm^2 an. Nun ist aber die Scherfestigkeit nach der Normenprüfung wesentlich größer als die Scherfestigkeit, die in großen Bauwerken maßgebend wird. Mit zunehmender Länge nimmt die Scherfestigkeit erheblich ab². Nach verschiedenen Vorkommnissen an alten Bauwerken erschien es nötig, umfassend festzustellen, wie groß die rechnerische Scherfestigkeit *rissiger* Balken vorausgesetzt werden kann; sie betrug mindestens $15,4 \text{ kg/cm}^2$ und nur höchstens $24,0 \text{ kg/cm}^2$ [11 l]. Auf Grund dieser Erkenntnis und auf Grund der umfangreichen Versuche mit Dübelverbindungen [11 h] wurde in DIN 1052 für Nadelholz 9 kg/cm^2 gleichmäßig für alle drei Güteklassen und für Eiche und Buche für Güteklasse III und II 10 kg/cm^2 , für Güteklasse I 12 kg/cm^2 als obere Grenze festgelegt.

Wenn schon der Scherversuch parallel zur Faser keine eindeutigen Ergebnisse zu liefern vermag, so ist dies in noch größerem Maße der Fall, wenn die Kraftwirkung senkrecht zur Faser gerichtet ist. Hier führen meist zu hohe Druck- oder Zugspannungen den Bruch herbei. Infolgedessen ist in DIN 1052 auch davon abgesehen, hierfür irgendwelche Angaben zu machen.

¹ PETERMANN, H.: Holz als Roh- und Werkstoff 4 (1941) S. 141.

² GRAF, O.: Holz als Roh- und Werkstoff 1 (1937) S. 13. GRAF, O. u. K. EGNER: Holz als Roh- und Werkstoff 1 (1938) S. 460.

5. Knickfestigkeit.

Werden Stäbe von größerer Länge auf Druck beansprucht, so hat ihre Berechnung auf Knicken zu erfolgen. Es sei jedoch gleich von vornherein auf folgenden Punkt hingewiesen. Die Knotenpunkte usw. sind nach allen vier Seiten gegen seitliches Ausweichen zu sichern, ebenso ganze Bauwerke. Hierauf sei besonders aufmerksam gemacht bei den Druckgurten, wenn sie im Untergurt liegen. Auch leichte gering belastete Gerüste sind oft in dieser Frage gefährdet. Haben sich doch in den letzten Jahren folgenschwere Einstürze ereignet, bei denen der Zusammenbruch durch die ungenügende räumliche Aussteifung verursacht war. Die bisherigen preußischen Vorschriften vom 24. Dezember 1919 verlangten nach der EULER-Formel 7—10fache Knicksicherheit; sie setzten beiderseitige gelenkige Lagerung voraus und als Elastizitätsmodul $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ für Laub- und Nadelholz. Da der Elastizitätsmodul oberhalb der Proportionalitätsgrenze sich ändert, verliert die EULER-Formel ihre Gültigkeit, sobald die Knickspannung σ_K diese Grenze überschreitet. Dies ist durch die Versuche von TETMAJER — auch für andere Baustoffe — nachgewiesen worden; bei einem Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{l}{i} \geq 100$ fand er eine gute Übereinstimmung mit der EULER-Formel. Dieser — sog. *elastische* — Bereich ist aber praktisch von untergeordneter Bedeutung, da nach SEITZ nur wenige % aller im Bauwesen vorkommenden Stäbe darunterfallen. Für $\lambda < 100$ faßte TETMAJER seine Versuchsergebnisse zu der Formel zusammen

$$\sigma_K = 293 - 1,94 \lambda \text{ in kg/cm}^2.$$

Dieser geradlinige Verlauf der Knickspannungslinie ist entsprechend den BH¹ auch in DIN 1052 übernommen worden, jedoch mit der geringen Abänderung, daß für $\lambda = 0$, $\sigma_K = 300 \text{ kg/cm}^2$ und für $\lambda = 100$, $\sigma_K = 100 \text{ kg/cm}^2$ ist. Hier schließt die EULER-Kurve mit $E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$ an.

Die Richtigkeit der TETMAJERSchen Versuchsergebnisse ist wiederholt bestätigt worden. Nach den Stuttgarter Versuchen ist der Einfluß von Ästigkeit, Wuchsfehlern, Feuchtigkeit usw. der gleiche wie bei den Druck-, Zug- und Biegeversuchen. Besonders ungünstig macht sich bei schlanken Stäben die natürliche Außermitteigkeit bemerkbar (einseitiger Wuchs — Verminderung der Höchstlast bis zu 20 %).

In DIN 1052 ist für $\lambda = 0$ bis 100 — der Bereich, der praktisch am meisten vorkommt — die Sicherheitszahl ν unverändert 3,5 entsprechend den Versuchen von GRAF (bei kurzen Stäben ist die Druckfestigkeit maßgebend). Bei halbtrockenem Bauholz ist die Sicherheit natürlich nicht unwesentlich geringer. Von $\lambda = 100$ bis 200 steigt sie dann von 3,5 auf 4,5 an. Damit ist bei schlanken Stäben der unvermeidlichen Außermitteigkeit (bei einseitigem Wuchs usw.) und etwaigen zusätzlichen, unvorhergesehenen Bieungsbeanspruchungen Rechnung getragen. Dividiert man σ_K durch die jeweilige Sicherheitszahl ν , so erhält man $\sigma_{d \text{ zul}}$, und dividiert man andererseits σ_{zul} durch $\sigma_{d \text{ zul}}$, so ergibt sich der sog. ω -Wert.

In Abb. 12² sind die Knickspannungslinien, die Knicksicherheit und die Knickzahl für die einzelnen Güteklassen der Hölzer dargestellt. Es ist möglich, für alle drei Güteklassen und für Nadel- und Laubholz mit denselben ω -Werten, die in DIN 1052 Tafel 4 zahlenmäßig angegeben sind, auszukommen.

Bei mehrteiligen Druckstäben erfolgt die Berechnung für das Ausknicken um die Stoffachse (x - x -Achse, Abbildung 13a und 13b) wie bei Vollstäben, wobei als Breite des Gesamtstabes die Summe der Breiten der Einzelstäbe Σd gesetzt wird. Für das Ausknicken um die stofffreie Achse (y - y -Achse, Abb. 13a, 13b und 13c und x - x -Achse, Abb. 13c) kann nicht mit einem

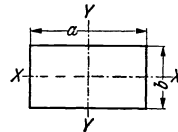


Abb. 12. Einteiliger Druckquerschnitt.

¹ BH = Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. (Aus diesen Bestimmungen, die 1941 außer Kraft gesetzt worden sind, ist DIN 1052 hervorgegangen.)

² WEDLER, B.: Neue Berechnungsgrundlagen für Holzbauwerke. Zbl. Bauverw. 61 (1941) S. 29.

vollkommenen Zusammenwirken der Einzelquerschnitte gerechnet werden, weil die Querverbindungen in den Holzstäben verhältnismäßig nachgiebig sind. Die Verhältnisse des Stahlbaues lassen sich nicht auf den Holzbau übertragen. Eine Lösung dieser Frage kann nur auf dem Wege des Versuchs mit entsprechender Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgen. Infolge der Zeitverhältnisse war aber bislang eine einwandfreie endgültige Lösung dieses Problems noch nicht möglich. So ist denn das sog. *Iw*-Verfahren der 2. Ausgabe von DIN 1052 einstweilen beibehalten worden. Hier wird als maßgebendes Trägheitsmoment das angesehen, welches entsteht, wenn die Einzelquerschnitte zusammengeschoben werden und der

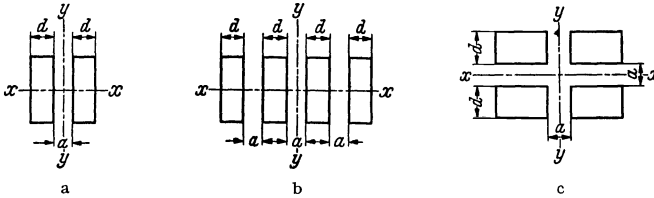


Abb. 13a bis c. Mehrteiliger Druckquerschnitt.

Zuwachs an Trägheitsmoment infolge der Spreizung nur mit einem Bruchteil $= 1/4$ eingesetzt wird. Spreizungen $a > 2d$ dürfen nicht in Rechnung gestellt werden (Abb. 13a, 13b, 13c). Die Knicksicherheit des Einzelstabes ist gegenüber der 2. Ausgabe von DIN 1052 von 1,5 auf 1,0 herabgesetzt. Das kleinste Trägheitsmoment des Einzelstabes J_1 in cm^4 muß mindestens sein

$$J_1 = \frac{10 \cdot S \cdot s_K^2}{n}$$

Hierbei ist: S die größte Druckkraft des Gesamtstabes in t,
 s_K die Knicklänge des Gesamtstabes in m,
 n die Zahl der Einzelstäbe.

Gegliederte Druckstäbe wird man praktisch nur da verwenden, wo es die Anschlüsse erfordern bzw. wo Vollquerschnitte in den verlangten Abmessungen nicht zu beschaffen sind. Um dem Vollquerschnitt wieder möglichst nahezu kommen, sind *durchgehende* Längsverbindungen stets zu empfehlen¹.

III. Die Holzverbindungen.

Den zimmermannsmäßigen Holzverbindungen — Druckstoß, Zapfen, Versatz Überschneidung usw. —, die sich durch Jahrhunderte bewährt haben und weiter unten behandelt werden, sind in neuerer Zeit Verbindungen an die Seite getreten, bei denen große Zugkräfte — auch quer zur Faser — übertragen werden können. Mit Hilfe entsprechender Verbindungsmittel ist es möglich geworden, die hohe Zugfestigkeit des Holzes einigermaßen wirtschaftlich auszunutzen zu können. Mißerfolge im Holzbau sind meist auf mangelhaft ausgeführte Verbindungen zurückzuführen. Es genügt nicht, die Stäbe eines Fachwerkes zu berechnen und ihre Abmessungen zu bestimmen, ebenso wichtig ist die sachgemäß durchgeführte Berechnung und Konstruktion der Knotenpunkte.

Bei der Beurteilung einer Verbindung müssen die verschiedenen Möglichkeiten der Zerstörung beachtet und außerdem die zu erwartenden Formänderungen auf ihre Unschädlichkeit geprüft werden. Denn im Gegensatz zu Stahlbeton- und Stahlbauten, deren Anschlüsse praktisch starr ausgebildet werden können, muß bei Holz in der Regel mit kleinen Nachgiebigkeiten der Verbindungen gerechnet werden.

¹ Sroy, W.: Bautechn. 11 (1933) S. 586.

A. Die Verbindungsmittel.

Die Zahl der neuartigen Verbindungsmittel — Leim, Dübel aus Hartholz, Leichtmetall, Gußeisen und Stahl, — die nach dem Weltkrieg auf den Markt gekommen sind, ist verhältnismäßig groß. Eine ganze Reihe von ihnen ist trotz guter Eignung aus wirtschaftlichen Gründen wieder verschwunden. Eine Berechnung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel — gemäß DIN 1052 — führt durchweg mit Rücksicht auf die Unsicherheit in den Annahmen zu keinen brauchbaren Ergebnissen. Maßgebend sind in erster Linie Festigkeitsversuche, und zwar unter Verhältnissen, die der Wirklichkeit entsprechen. Dabei müssen nicht einzelne Versuche, sondern ganze Reihen durchgeführt werden unter den verschiedensten Bedingungen, wie dies z. B. mit einigen Verbindungsmitteln am Holzforschungsinstitut in Madison USA. geschehen ist [11a]. Für den Vergleich der Güte der einzelnen Verbindungsmittel ist das Last-Verschiebungsschaubild maßgebend (Abb. 14). Dabei sind 2 Punkte zu beachten, 1. die Höchstlast und 2. die Verschiebung unter der Gebrauchslast =

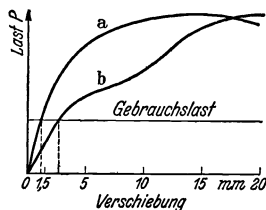


Abb. 14.
Last-Verschiebungsschaubild.

der zulässigen Last (einem bestimmten Bruchteil der Höchstlast). Als Gebrauchslast, d. h. als die Last, bis zu der das Verbindungsmittel unter gewöhnlichen Umständen beansprucht werden darf, ist nach DIN 1052 ein Drittel der mittleren Versuchshöchstlast anzusehen. Dabei darf die Verschiebung eine bestimmte Grenze nicht überschreiten. Diese ist in DIN 1052 zu 1,5 mm festgelegt. SEITZ [2] verlangt, wenn besonders weitgehende Standsicherheit erforderlich erscheint, 3,5fache Sicherheit bei gleichzeitiger Höchstverschiebung von 1,0 mm. Diese Forderung erscheint zu hoch. Wenn ihr auch einige hochwertige Verbindungsmittel entsprechen würden, so würde andererseits die Gebrauchslast bei vielen gebräuchlichen Verbindungsmitteln — Dübel mit Heftbolzen —, die sich praktisch durchaus bewährt haben, so stark sinken, daß sie wirtschaftlich nicht mehr in Wettbewerb treten könnten. Es erscheint vielmehr richtiger, für die Versuchskörper Holz mit „Normalqualität“, wie sie bei Festlegung der zulässigen Spannungen eingeführt ist, mit einem Feuchtigkeitsgehalt von 20 bis 25 % — dieser ist heute meist beim Einbau der Verbindungsmittel vorhanden — zu verwenden und die Prüfung erst nach erfolgtem Austrocknen vorzunehmen. Ein Nachziehen der Schraubenbolzen hätte zu unterbleiben. Unter Umständen käme zum Vergleich auch die Verwendung von geringwertigem Holze in Frage.

Abb. 14 stellt die Versuchsergebnisse der gleichen Verbindungsmittel dar; bei a) ist das Holz in lufttrockenem Zustande zusammengebaut und die Verbindung gleich hinterher abgedrückt worden; bei b) ist feuchtes Holz mit etwa 25 % Feuchtigkeit verwandt; die Prüfung erfolgte, nachdem das Holz bis auf 15 % nachgetrocknet war.

Bislang war es üblich, die Tragfähigkeit von Holzverbindungen durch den einfachen Druckversuch, der verhältnismäßig leicht durchzuführen ist, festzustellen. Die Anordnung der Probekörper ist in Abb. 15 dargestellt. Die damit gewonnenen Aufschlüsse konnten den Konstrukteur aber nicht voll befriedigen, weil die Formänderung der Laschen durch die Reibung an der unteren Druckplatte behindert und außerdem die Verformung der Laschen anders gerichtet ist als beim Zugversuch. Infolgedessen sind die neueren Versuche [11 b] nur als Zugversuche durchgeführt, und zwar vergleichsweise in der üblichen Weise als Zerreißversuche bis zum Bruch mit stufenweise gesteigerter Belastung und als Dauerversuche. Beim Dauer- oder Schwingversuch wurde die Belastung P_0 festgestellt, die 500 000mal aufgebracht werden konnte, ohne daß eine Zerstörung stattfand. Die Versuche sollten Aufschluß geben über die Tragfähigkeit und über die Formänderungen von Holzverbindungen. Als eines der wesentlichsten Ergebnisse ist die Feststellung zu verzeichnen, daß durch Verkleinerung von τ_{20}

sowohl beim Zerreißversuch als beim Schwingversuch eine bedeutende Steigerung der Tragkraft entsteht. Verlangt man, daß die zulässige Scheranstrengung ungefähr die Hälfte der beim Bruch auftretenden Scherfestigkeit ist, so

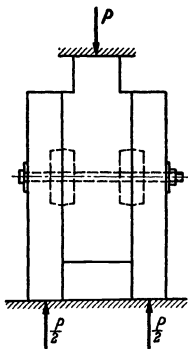


Abb. 15. Probekörper zu Druckversuchen mit Holzverbindungen.

müßte nach GRAF τ_{zul} auf 10 kg/cm^2 , wenn es sich um ruhende Lasten handelt, und auf 6 kg/cm^2 , wenn oftmals wiederkehrende Lasten zu übertragen sind, festgelegt werden. Die Versuche haben weiter gezeigt, daß τ bei den dreireihigen Verbindungen etwas größer ausfiel als bei den einreihigen. Außerdem ist τ für die Verbindungen mit kleinerem τ_{zul} kleiner ausgefallen, weil die Scherfestigkeit mit Zunahme der Scherlänge, wie schon oben bemerkt, abnimmt. Ferner ist aus den Versuchen zu erkennen, daß die Tragfähigkeit unter oftmals wiederholter Belastung viel kleiner ist als bei allmählich steigender Belastung. Unter den gewählten Verhältnissen betrug P_0 bei oftmals wiederholter Belastung mindestens das 0,5fache und höchstens das 0,7fache von P_{max} beim Zerreißversuch. Die zulässige Anstrengung kann nahe den Festigkeiten gewählt werden — GRAF schlägt etwa $\frac{1}{5}$ vor —, die beim Dauerversuch entstanden sind, wenn der Werkstoff und die Herstellung der Verbindung ebenso gut gewählt werden wie beim Versuch. — Alle Holzverbindungsmittel sollen auf Grund der neuesten Erkenntnisse in nächster Zeit nach einem einheitlichen Plane geprüft werden; auf Grund dieser Ergebnisse soll dann die zulässige Belastung neu festgestellt und einschließlich der zugehörigen Holz- und Bolzenabmessungen in amtlichen Zulassungen festgelegt werden¹.

1. Flächenfeste Verbindungen.

Bei den flächenfesten Verbindungen dient Leim als Verbindungsmittel; er ist insofern ein ideales Verbindungsmittel, als er mehr oder weniger den Zustand wiederherstellt, in dem das Holz vor dem Zersägen war. Auch findet bei der Belastung nur eine ganz geringfügige Verschiebung statt. Die Scherfestigkeit ist ebenfalls in erheblichem Maße von der Größe der Scherfläche abhängig [11 h]. Bei der Zerstörung begann der Bruchriß an den Laschenenden und lief dann meist neben der Leimfuge gegen die Stoßmitte. Eine Verleimung von Hirnholz auf Hirnholz zur Übertragung von Zugkräften kommt nicht in Frage. Auch kann man nicht große Querschnitte durch Kreuzleimung von 4 kleineren Querschnitten gewinnen, da die Leimfugen hierbei reißen. Ferner sei darauf hingewiesen, daß Sperrplatten in Rahmenstielen, die stark auf Druck beansprucht sind, gegen Aufreißen in den Leimschichten zu schützen sind². Die Güte der Verleimung ist in ähnlicher Weise wie bei den Schweißverbindungen im Stahlbau abhängig von der Sorgfalt der Verarbeitung. Fehler in der Herstellung sind nur schwer feststellbar, und daher sollten solche Konstruktionen nur von geübtem Personal ausgeführt werden. Ausschlaggebend für den Erfolg der Leimung ist die Verwendung von trockenem Holz; es darf an den zu verleimenden Flächen auch keine Spur von Feuchtigkeit zeigen. Vom 1. April 1941 ab muß bei geleimten Bauteilen jedes Holz einen Brennstempel tragen, der Firmennamen oder -zeichen enthält. Als Hilfsmittel werden Nägel und Bolzen benutzt, die einmal die zu verleimenden Teile so lange in ihrer Lage festhalten sollen, bis der Leim erhärtet ist, und die andererseits hinterher bei Eintritt von ganz ungünstigen Umständen ein Klaffen der Fugen verhindern sollen. Ein Zusammenwirken von Verleimung und Vernagelung kommt nicht in Frage. Die Nägel werden erst dann wirksam, wenn die Leimfuge zerstört ist³. Geleimte Verbindungen werden benutzt bei Herstellung von Vollwandträgern — meist mit I-förmigem Querschnitt —, als gekrümmte Gurthölzer für Parabel- und Bogenbinder (Abb. 16), bei Bindehölzern

¹ Erlaß des Reichsarbeitsministers vom 3. März 1939 — IV. 2 Nr. 9605. 1. 39.

² WEDLER, B.: Zbl. Bauverw. 61 (1941) S. 29.

³ SROY, W.: Bauing. 14 (1933) S. 583.

in gegliederten Stäben und bei Knotenplatten. Hat man bei Bauten mit sehr starken Feuchtigkeitsschwankungen oder mit dem Auftreten von Schimmelpilzen zu rechnen, so genügen die Kaseinleime als organische Bindemittel nicht mehr. An ihre Stelle sind in neuerer Zeit [11 d] die flüssigen *Bakeliteleime* und der *Tegofilm* der Firma Th. Goldschmidt, Essen, und der *Kauritleim* (Stickstoffharz) der I. G. Farbenindustrie getreten. Ihr Hauptnachteil besteht darin, daß bei ihrer Anwendung eine Temperatur von 130 bis 140° C erforderlich ist. Dadurch scheiden sie für das normale Bauwesen aus. Wohl aber ist die Herstellung von Knotenplatten — vergütetes Holz mit gleicher Festigkeit nach allen Richtungen — möglich. Die I. G. Farbenindustrie hat aber ihren Kauritleim so weiter entwickelt, daß er unter Verwendung eines „Härters“ auch kalt verarbeitet werden kann. Die Leimflächen des einen Holzes werden vor dem Verleimen mit dem Kalthärter gestrichen, dann wird der Kauritleim auf die entgegengesetzte Leimfläche aufgetragen und beide Teile innerhalb 15 Minuten entsprechend zusammengepreßt. Als Preßdauer sind nach den Erfahrungen des MPA. Stuttgart bei 20° C mindestens 4 Stunden, bei 10° C mindestens 24 Stunden nötig. Das Auftragen des Kauritleimes in seiner honigartigen Beschaffenheit ist nicht so einfach und erkennbar wie beim Kaseinleim. Die „Gebrauchsvorschrift“ für Kauritleim besagt ferner, daß er nur in *sehr dünnen Lagen* aufgebracht werden darf, wenn Fehlleimungen vermieden werden sollen. Ferner muß der Zwingendruck völlig „satt“ und gleichmäßig verteilt sein, so daß sog. Leimnester vermieden werden. Sein wesentlichster Nachteil besteht in seiner starken Raumveränderung und in Zusammenhang damit in seiner geringen Erstarrungselastizität. Der Kauritleim ist sehr „spröde“. Diese Nachteile werden vermieden bei dem neuen „Klemmleim“¹. Er besteht ebenfalls aus einem auf Kunstharz- oder Kunstharzgrundlage erzeugten, kalt-härtbaren Leim (z. B. Kauritleim), der aber mit einem „zu ihm artgemäß passenden“ Magerungsmittel vermischt ist. Hierzu verwendet KLEMM ausgehärtetes und fein gemahlenes Kunstharzpulver, das er im Verhältnis 1 : 10 bzw. 1 : 5 dem Kauritleim zusetzt, wobei der Teil 1 den Magerungszusatz bedeutet. Der Zwingendruck kann wie bisher (wie bei Kaseinleim) ausgeübt werden. Seine Farbe ist schwärzlich, ein Vorteil, der beim Auftragen nicht zu unterschätzen ist. Auch der Klemmleim kann Risse bekommen, aber weniger und weniger schädliche. Die Dicke der Leimschicht kann eben nicht beliebig geändert werden. Dieser neue Leim wird von der I. G. Farbenindustrie in Pulverform als WHK-Leim in den Handel gebracht, wobei der Zusatz an ausgehärtetem und fein gemahlenem Kunstharzpulver stark gewandelt worden ist. Nach den praktischen Erfahrungen, die bis jetzt damit gesammelt werden konnten, hat er sich sehr gut bewährt.

Die einwandfreie Herstellung von Leimverbindungen erfordert große Erfahrung, besondere Vorrichtungen und zuverlässige Facharbeiter. Die Güte der Ausführung ist, ähnlich wie beim Schweißen, nur sehr schwer nachzuprüfen. Da in den letzten Jahren eine Reihe von Unglücksfällen zu verzeichnen waren als Folge des sträflichen Leichtsinns, mit dem einzelne Unternehmer geleimte Konstruktionen ausgeführt haben, sind in DIN 1052 eingehende scharfe Bestimmungen aufgenommen worden. Der Reichsarbeitsminister bereitet zur Zeit ein Verzeichnis derjenigen Firmen vor, die die dort festgesetzten Voraussetzungen für das Leimen tragender Bauteile erfüllen.

Da aber, wie eingangs betont, der Leim ein ideales Holzverbindungsmittel darstellt, wird auf wissenschaftlichem und praktischem Gebiet unermüdlich an der Entwicklung der Grobholzleimung weitergearbeitet¹.

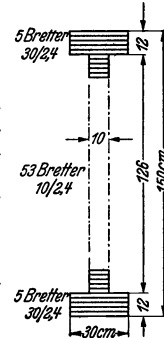


Abb. 16. I-förmiger, verleimter Querschnitt.

¹ KLEMM, H.: Neue Leimuntersuchungen mit besonderer Berücksichtigung der Kalt-Kunstharzleime. München 1938.

² EGNER, K.: Stand und Entwicklung der Grobholzleimung. Bautechn. 18 (1940) S. 435. — SAHLBERG, W.: Verleimung freitragender Holzkonstruktionen [11 l] S. 35.

Es sind Untersuchungen eingeleitet mit dem Ziele, auch nasser Holz zu verleimen und die Dauer des Preßdruckes abzukürzen. Das ist durch Wärmebehandlung in der Leimfuge möglich. Die Verfahren sind aber noch nicht soweit gediehen, daß über die Zuverlässigkeit, besonders auf die Dauer, genügende Erfahrungen vorliegen.

2. Punktförmige Verbindungen.

a) Verbindungsmittel mit vorwiegender Biegebeanspruchung.

α) Bolzen, Stahlstifte, Nägel.

Die einfachsten und seit alters gebräuchlichsten Verbindungsmittel sind *Schraubenbolzen* und *Nägel* verschiedenster Form. Die Kraftübertragung erfolgt nicht wie beim Leimen in ganzer Fläche, sondern in einzelnen Punkten mit einer gewissen Tiefenwirkung.

Schraubenbolzen werden nach DIN 1613 aus Schraubenstahl St. 38.13 mit einer Zugfestigkeit von 38 bis 45 kg/mm² und einer Streckgrenze von etwa 25 kg/mm² hergestellt. *Nägel* dagegen bestehen durchweg aus gezogenem blanken Thomasflußstahldraht. Die Zerreißfestigkeit steigt mit abnehmender Dicke von etwa 60 auf 80 kg/mm². Die Streckgrenze — strenggenommen die 0,2-Grenze — liegt sehr hoch, bei etwa 95 % der Zugfestigkeit [11c]. Nägel werden meist gewaltsam ins Holz eingeschlagen, wobei die Holzfasern in der Hauptsache zur Seite gequetscht werden. Ein Vorbohren der Löcher mit dünnerem Bohrer kommt nur bei größeren Nageldicken und ganz trockenem, harten Holz in Frage. Die Bolzen dagegen werden in vorgebohrte Löcher mit einem Spielraum von 1 bis 2 mm eingezogen. Eine Zwischenstellung nehmen die gezogenen *Stahlstifte* ein, die (ohne Kopf und Spitze) in vorgebohrte Löcher eingetrieben werden; sie haben ähnlich wie die Nägel eine Zerreißfestigkeit von etwa 70 kg/mm²; ihre Dicke schwankt entsprechend der Holzdicke zwischen 8 und 17 mm (letztere für Kanthölzer 14/14). Die Tragfähigkeit dieser 3 Verbindungsmittel ist abhängig von der Lochleibungsfestigkeit des Holzes und der Steifigkeit der Verbindungsmittel selbst. Auf eine Mitwirkung der Reibung in den Berührungsflächen der Hölzer, die unter Umständen im Anfange der Belastung vorhanden ist, kann mit Rücksicht auf das Schwinden des Holzes nicht gerechnet werden. Der Lochwanddruck ist schon bei geringer Anfangsbelastung nicht mehr gleichmäßig über die ganze Länge des Verbindungsmittels verteilt, sondern konzentriert sich mehr und mehr nach den Rändern. Die Lochleibungsfestigkeit steigt mit zunehmender Druckfestigkeit des Holzes, nimmt bei feuchtem Holz ab, jedoch nicht in dem Maße wie die Druckfestigkeit, und wächst bei abnehmendem Durchmesser des Verbindungsmittels.

Da die Schraubenbolzen mit einem gewissen Spielraum in den Löchern sitzen, ist eine Anfangsverschiebung schon bei geringen Lasten unvermeidlich. Bolzenverbindungen sind trotz ihrer großen Verbreitung im allgemeinen als wenig vorteilhaft anzusehen. Die zulässige Last der Bolzenverbindung ist für Kraftangriff in der Faserrichtung, unabhängig von der Güteklasse des Holzes, aus DIN 1052 Tafel 6 zu entnehmen. Dabei erübrigt sich der Nachweis der Biegespannung des Bolzens. Für Kraftangriff senkrecht zur Faser beträgt die zulässige Last der Bolzenverbindung $\frac{3}{4}$ der Werte der Tafel 6. Bei schrägem Kraftangriff sind Zwischenwerte geradlinig einzuschalten. Es ist darauf zu achten, daß unter Kopf und Mutter quadratische bzw. runde Unterlegscheiben vorhanden sind, deren Seitenlänge bzw. Durchmesser mindestens gleich dem 3,5fachen Bolzendurchmesser und deren Dicke bei tragenden Schrauben mindestens 5 mm sein soll. Im handwerklichen Gebrauch erhält nur die Mutter eine dünne Unterlegscheibe mit einem Durchmesser gleich der Mutter, wie sie im Maschinenbau üblich ist. Es sei aber an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen, daß dieser Brauch falsch ist.

Die Tragfähigkeit von Nägeln ist in den letzten 15 Jahren durch umfangreiche systematische Versuche klaggestellt worden [9, 11c, 12 Heft 6]. Bei Brettern bis etwa 40 mm Dicke ist stets als Gebrauchslast $\frac{1}{8}$ der Höchstlast maßgebend, dar-

über hinaus meist die Last, bei der die Verschiebung das höchstzulässige Maß von 1,5 mm erreicht. Im allgemeinen dürften praktisch als untere Grenze Bretter von 24 mm Dicke und als obere Grenze Bohlen von 60 mm Dicke gelten. Als zulässige Tragfähigkeit ist für jeden Nagel von bestimmter Dicke ohne Rücksicht auf die Holzdicke in DIN 1052, Tafel 7 und 8, ein bestimmter Wert angegeben¹.

Bei Anschlüssen von Brettern und Bohlen u. dgl. an Rundholzflächen, wie sie im Schalungs- und Gerüstbau vielfach vorkommen, sind diese zulässigen Belastungen um $\frac{1}{3}$ zu ermäßigen. Nagelverbindungen von zwei Rundholzflächen sind bei belasteten Bauteilen unzulässig. Wird nasses Holz in gefrorenem Zustand genagelt, so ist mit durchgehenden Spaltrissen in größerem Umfange zu rechnen. Das Holz ist vor dem Zusammennageln unbedingt vorher aufzutauen.

β) Bauweise Cabröl (Rohrdübel²).

Die Holzbauweise Cabröl verwandte 1918 und 1919 eiserne und stählerne Rohrdübel. Von dieser Zeit ab wurden die Dübel aus gepflegtem Hartholz (Eiche und Buche) hergestellt. Dazu kam etwa seit 1924 für Großbauten und schwer belastete Konstruktionen Bongossiholz (Ostafrika). Der Durchmesser der zylindrischen Dübel beträgt 40, 50, 60, 70 und 80 mm; sie werden in der Hauptsache als Biegedübel, teilweise auch als Scherdübel verwandt.

Die *Biegedübel* werden in Richtung der Schraubenbolzen — quer zu den zu verbindenden Hölzern — verlegt und — wie der Name sagt — in der Hauptsache auf Biegung beansprucht. Sie gehen durch die äußeren Hölzer nicht durch, sondern greifen nur in einer Tiefe = Dübeldurchmesser in diese ein. — Man unterscheidet bei den Biegedübeln: Volldübel und in der Mittelachse gebohrte Dübel, die nicht ganz zutreffend heute noch den Namen „Rohrdübel“ führen. Die Biegedübel sind nach ihrer Verwendung stets zweischnittig bzw. vierschnittig.

Die Dübellöcher werden mittels Schlangenbohrer hergestellt, wobei — wie bei allen Einfräsdübeln — eine schwache Vorbohrung als Lehre dient. Sind zur Kraftaufnahme an einem Knotenpunkt oder einer Stoßstelle mehrere Dübel erforderlich, so erhält etwa jeder zweite Dübel einen durchgehenden Schraubenbolzen.

Über die Tragfähigkeit der Biegedübel liegen umfangreiche Versuche vor. Für eine rund dreifache Sicherheit der Biegedübel aus inländischem Hartholz ist auf Grund der Versuche die Formel $P = 70 d^2$ aufgestellt. Darin bedeutet P die zulässige Tragfähigkeit in kg und d der Dübeldurchmesser in cm. Ein zweischnittiger Biegedübel von 60 mm \varnothing besitzt also eine Tragfähigkeit von $P = 70 \cdot 6^2 = 2520$ kg. Der Leibungsdruck darf dabei 40 kg/cm² nicht überschreiten. Die zulässige Tragfähigkeit der Dübel wird für alle Hartholzarten gleich hoch angenommen, obwohl das afrikanische Bongossiholz etwa doppelt so hohe Festigkeiten aufweist wie unsere inländischen Harthölzer.

Die *Scherdübel* mit denselben Abmessungen wie die Biegedübel, die in gleicher Weise wie die rechteckigen Zimmermannsdübel aus Hartholz verwandt werden und daher ihrem Wesen nach eigentlich in den nächsten Abschnitt b) gehören, sollen zum Vergleich gleich hier mitbesprochen werden. Sie besitzen gegenüber den rechteckigen Zimmermannsdübeln den Vorteil, daß sie keine Vorbearbeitung an den zu verbindenden Hölzern erfordern, sondern an der fertig verschraubten Konstruktion nach erfolgter Vorbohrung eingesetzt werden. Scherdübel werden dann gewählt, wenn größere Kräfte auf kleinen Anschlußflächen übertragen werden müssen, z. B. beim Untergurtstoß eines Binders, dessen eingelegetes Stoßholz nicht lang genug für den Anschluß mit Biegedübeln gewählt werden kann.

Ein zweischnittiger Biegedübel von 60 mm \varnothing aus deutschem Hartholz trägt, wie oben gezeigt, 2,52 t. An Stelle dieses Biegedübeln kann ein Scherdübel, \varnothing 60 mm, angeordnet werden, das bei 20 cm Gurthöhe zulässig 4,8 t übertragen kann, ohne mehr Anschlußfläche zu beanspruchen.

¹ STROY, W.: Bauing. 16 (1935) S. 475.

² TRYSNA, FR.: Zbl. Bauverw. 58 (1938) S. 1307.

Ferner werden Scherdübel in allen Fällen verwandt, bei denen fertig zusammengesetzte und verschraubte Konstruktionen zu verbinden sind. Dies trifft insbesondere bei mehrteiligen Säulen zu. Erwähnt seien noch die *Rohrdübel mit Gewinde* (*Patent FUCHS*). Sie bestehen aus hochwertigem Stahl und haben an der Außenseite ein Holzschraubengewinde; sie werden in die vorgebohrten Löcher eingeschraubt; besondere Heftbolzen sind nicht erforderlich¹.

b) Verbindungsmittel mit vorwiegender Druckbeanspruchung (Dübel).

Wesentlich günstiger als bei reinen Bolzenverbindungen liegt die Kraftübertragung bei Dübeln. Als Grundform sind die seit Jahrhunderten bekannten rechteckigen **Zimmermannsdübel** als wirklich brauchbare Verbindungsmittel anzusehen. Die Herstellung erfolgt meist aus Hartholz (Eiche); daneben findet auch Esche und Lärche, unter Umständen auch geeignetes Metall Verwendung.

Nach DIN 1052, Ziffer 70, sind die Holzdübel, für die nur trockenes Holz verwendet werden darf, so einzulegen, daß ihre Fasern und die der Balken gleichgerichtet sind (*Zahn- oder Längsdübel*) (Abb. 17 a und b). Beträgt die Länge a mindestens das 5fache der Einschnitttiefe t , so ist die zulässige Beanspruchung

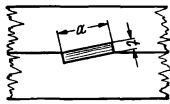


Abb. 17 a. Zahndübel aus Hartholz.

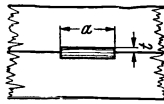


Abb. 17 b. Längsdübel aus Hartholz.

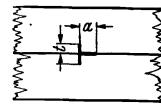


Abb. 17 c. Dübel aus L-Stahl.

der Hirnholzfläche — gleichmäßige Verteilung angenommen — für Holz der Güteklasse II 85 kg/cm^2 . Bei der Verwendung von Zahndübeln (Abb. 17 a), wie sie vielfach in Österreich ausgeführt werden, ist zu beachten, daß bei Wechselbelastung der Kraftfluß auch umgekehrt sein kann, also die Schräglage entgegengesetzt sein müßte. In Deutschland wird die Dübelverbindung im allgemeinen in der in Abb. 17 b gezeigten Form als Längsdübel ausgeführt. Liegen mehrere Dübel hintereinander, so ist eine hohe Arbeitsgenauigkeit erforderlich, damit sie alle gleichzeitig und gleichmäßig zur Mitarbeit gelangen. Die Stauchverformung, das ist die Verschiebung der belasteten Fläche gegenüber ihrer ursprünglichen Lage, beträgt an der Kriechgrenze nur 0,2 bis 0,4 mm [3]. Die Heftbolzen — $\frac{1}{2}''$ bis $\frac{5}{8}''$ dick —, die das Auseinandertreiben der Holzverbindung infolge des Kippmoments der Dübel verhindern sollen, werden seitlich der Dübel angeordnet.

Um ein gleichmäßiges und gleichzeitiges Anliegen aller Dübelflächen zu erzielen, wurden diese früher oft schwach keilförmig gestaltet und von der Seite eingetrieben. Derartige Querdübel, bei denen die Fasern senkrecht zu denen der Balken verlaufen und bei denen sich das Schwinden des Holzes quer zur Faser besonders unangenehm bemerkbar macht, sind nach DIN 1052 nicht zulässig. Man kann oft die Beobachtung machen, daß nach längerer Gebrauchsdauer derartige Dübel lose in ihren Vertiefungen liegen.

Die an Stelle der Hartholzdübel verwendeten hochkant gestellten **Bandeiseninlagen** (gerade, gebogen, geknickt oder ringförmig) sind wegen ihres hohen Kippmoments nicht zu empfehlen; besser sind die kleinen Profile der hochstegigen **L-Stähle**, die nach dem Zusammenbau der Hölzer von der Seite her eingetrieben werden (Abb. 17 c). Ist das Verhältnis a zu t kleiner als 5, beträgt der zulässige Leibungsdruck bei Annahme gleichmäßiger Verteilung für Holz der Güteklasse II die Hälfte von $85 \text{ kg/cm}^2 = 42,5 \text{ kg/cm}^2$.

Da der Einbau der Dübel mit größter Genauigkeit erfolgen muß und dies am besten durch Maschinenarbeit zu erreichen ist, ist man in neuerer Zeit zur Verwendung von kreisförmigen Dübeln übergegangen. Beispielsweise können die Nuten der Ringdübel auf $\frac{1}{10}$ mm genau geschnitten werden, wenn die Fräse richtig sitzen. Die zu verbindenden Hölzer werden auf der Zulage zusammen-

¹ Das Bauwerk B 11 (1937) S. 238.

gelegt und an all den Stellen, wo Dübel angeordnet werden sollen, Löcher in einem Arbeitsgang gebohrt. Nachdem die Hölzer auseinandergenommen sind, bilden diese Löcher für den gleich starken Zapfen des Fräasers die Führung.

Vorteilhaft sind alle mit Anlauf versehenen Dübelformen bzw. alle Ringdübel, die einen Schlitz haben und infolgedessen mit einer gewissen Spannung in die Ausfräsungen eingebaut werden können. Denn oft liegt zwischen Verzimmerung und endgültigem Zusammenbau ein Zeitraum von einigen Wochen; dann sind die ursprünglich kreisrunden bzw. kreisringförmigen Ausfräsungen durch das Schwinden leicht elliptisch geworden. Der Einbau läßt sich trotzdem ohne Beschädigung der Lochleibung vornehmen bzw. ohne daß von vornherein ein gewisses Spiel der Verbindung vorhanden ist. In DIN 1052 § 16 sind zur Berechnung derartiger geschlossener oder offener Ringdübel die notwendigen Rechnungsgrundlagen enthalten.

Die neuzeitlichen Verbindungen lassen sich in 3 Gruppen einteilen:

1. *Volle Scheiben*, die je zur Hälfte in ausgefräste Löcher der zu verbindenden Hölzer eingelegt werden;
2. *Ringe*, die in vorgearbeitete Nuten verlegt werden;
3. *Platten oder Ringe mit Zähnen*, die in die zu verbindenden Holzflächen mit Gewalt eingetrieben werden.

Dübel der Gruppe 1.

a) *Doppelkegeldübel* der Firma Karl Kübler AG., Stuttgart. Sie bestehen entweder aus Gußeisen oder aus Eichenholz — diese in 2 Größen (Abb. 18). Die Gußdübel — auch Eierdübel genannt (Maße in Abb. 18 in []) — sind die ältere Form; sie werden nur noch selten neben den Eichenholzdübeln verwandt; sie lassen sich aber wegen ihres kleineren Durchmessers mit leichteren Handbohrmaschinen an der Baustelle einarbeiten. Sie sind wegen ihrer größeren Höhe und des damit verbundenen größeren Kippmomentes bei gleicher Belastung je cm^2 Stirnfläche etwas nachgiebiger. Die Tragfähigkeit ist 1 t (Guß- und kleine Eichenholzdübel) bzw. 2 t (große Eichenholzdübel) bei normalen Umständen (in Fichte und Kiefer // zur Faser) bei etwa 3,5facher Bruchsicherheit und rd. 0,5 mm Schlupf. Sitzen mehrere Dübel hintereinander, so tut man gut, eine kleine Abminderung vorzunehmen. Der beiderseitige Anzug der Dübel verbürgt einen guten Sitz, auch beim Schwinden des Holzes.

Bei Anschlüssen schräg oder senkrecht zur Faser ist zu unterscheiden, ob das durch die Dübelwirkung belastete Holz frei ausweichen kann oder ob die Verbindung „unterstützt“ ist, d. h. durch ein anderes Holz daran gehindert wird. Im letzteren Falle kann man mit 80 bis 60 % der angegebenen Lasten arbeiten, sonst mit 70 bis 40 %.

b) *Krallenscheibendübel System Greim* (Abb. 19). Die Krallenscheiben, so genannt wegen der auf dem Scheibenumfang befindlichen keilförmigen Krallen (Zähne), bestehen aus Temperguß und werden in 2 Größen von 55 und 80 mm \varnothing mit einer Tragkraft von 1,0 bis 1,5 t bzw. 1,9 bis 2,5 t je nach der Holzart hergestellt.

Die eine Krallenplatte hat eine Nabe und greift mit dieser in die gegenüberliegende Platte bzw. einen Flachstahl ein. Bei der Ausführung wird zuerst die 6 mm tiefe Aussparung für die Krallenplatte und die 3 mm tiefe Rundrinne für den Zahnansatz ausgefräst. Dann werden die Krallenplatten mit einem Aufsatzhammer, der ein Loch für die Nabe besitzt, mittels Vorschlaghammer eingetrieben, bis die Scheibenoberkante mit der

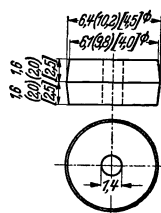


Abb. 18. Doppelkegeldübel von Kübler.

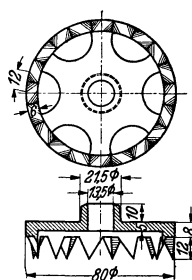


Abb. 19. Krallenscheibendübel System Greim.

Oberfläche des Holzes bündig liegt. Der Zusammenhalt der Verbindungen wird durch Heftbolzen \varnothing 13 mm sichergestellt.

Bei Funkmasten wird meist Bronze, auch für die Bolzen und Unterlegscheiben verwendet.

Die Siemens-Bauunion (SBU) ist bei ihrer Holzbauweise noch einen Schritt weitergegangen und hat außer den Verbindungsmitteln, den Krallenscheiben, zur Übertragung der Kräfte in den Knotenpunkten Stahlgelenke eingeschaltet.

Die *Stahlgelenkverbindung* (Abb. 20) besteht aus dem Haltering, dem Verschlusskörper (wegen seiner Form auch Pilz genannt) und den Hakenlaschen; sie wird

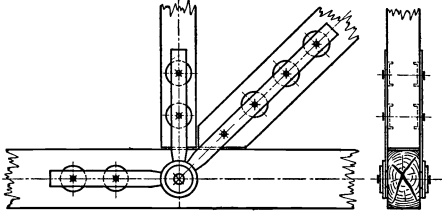


Abb. 20. Stahlgelenkverbindung der Siemens-Bauunion.

in 2 Größen hergestellt mit einem äußeren Ringdurchmesser von 10,5 bzw. 15 cm und einer Tragkraft von 12 bzw. 24 t.

Die Vorteile dieser Gelenkbauweise SBU sind u. a.:

1. Die Stabanschlüsse werden zentrisch in das Gelenk der Knotenpunkte geleitet (Vermeidung von Nebenspannungen).

2. Das Holz wird nur in der Faserrichtung beansprucht (Ausschaltung von Druck- und Zugbeanspruchungen quer zur Faser).

3. Die Füllungsstäbe stehen nicht über die Gurte vor.

Bei dieser baulich einfachen und klaren Ausbildung der Knotenpunkte besteht aber andererseits die Gefahr, daß beim Versagen eines Druck- oder Zugstabes der ganze Binder nachgibt und unter Umständen abgestützt werden muß, während solche Vorkommnisse bei steif ausgebildeten Knotenpunkten meist harmlos sind. Mit Rücksicht auf die erheblichen Kosten für die Gelenkverbindung, die zum Teil aus hochwertigem Stahl besteht, erscheint die Bauweise weniger geeignet für Dauerbauten, als vielmehr für vorübergehende Bauten, wie z. B. Betonierungsbrücken, Notbrücken, weitgespannte Transportkrane usw.

Dübel der Gruppe 2.

a) *Ringdübel* von Tuchscherer, Schüller, Heß, Locher, Appel. Sie bestehen im allgemeinen aus offenen oder geschlitzten Ringen, weil diese schmiegsamer sind und beim Schwinden des Holzes eine zuverlässigere Kraftübertragung auf den Holzkern und die Nutenwandung gewährleisten. Die zulässige Beanspruchung // zur Faser beträgt bei Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilung auf die Stirnflächen gegen Vorholz und Holzkern nach DIN 1052 für Holz der Güteklasse II 50 kg/cm². Dabei wird vorausgesetzt, daß die Scherspannungen im Kern wie im Vorholz innerhalb der zulässigen Grenzen verbleiben. Die zulässige Scherspannung im Kern wie im Vorholz darf hierbei höchstens 7 kg/cm² betragen.

Abb. 21 zeigt den *Ringdübel* von Carl Tuchscherer G.m.b.H., Breslau; er wird hergestellt aus Flußstahl, Durchmesser 10 bis 30 cm, Breite 2 bis 6 cm und Dicke 0,4 bis 1,2 cm. $\delta/t = 0,4$; $D_1/t = 10$; Schraubenbolzen $\varnothing = 1/8 D$ (und ≥ 16 mm für $D \geq 10$ cm) [3]. Das eine Ende ist mit einem ausgearbeiteten Zahn versehen, der in eine Lücke des anderen Flachstahlandes eingreift, nach Art von Nut und Feder. Diese Schlitzung des Ringes soll seine Wirkung unabhängig machen von dem Schwinden des Holzes bzw. ungenauer Arbeit. Im allgemeinen kommt man bei einem Anschluß eines Füllungsstabes mit einem Ringpaar aus. Der *Schüller-Ringdübel* (Abb. 22), der ähnliche Abmessungen hat, wird aus 2 halbkreisförmig gekrümmten Flachstählen gebildet, deren Enden geradlinig in radialer Richtung abgebogen sind, im übrigen aber gleichgerichtet liegen. Die Dübelenden sind am Außenholz sichtbar, wodurch jederzeit die Lage des Dübels nachprüfbar ist.

Abb. 23. zeigt den federnd gesperrten *Ringdübel* von Heß, Marienberg. Er besteht ebenfalls aus Flußstahl und wird beim Einbau nach außen gequetscht. Er wird nur in einer Größe hergestellt mit 54 mm \varnothing , 22 mm Breite und 3,5 mm

Dicke. Er dient dazu, dünne Rundhölzer für landwirtschaftliche Bauten miteinander zu verbinden. Durch diese Rundholzbaumweise werden große Holzersparnisse erzielt. Die Bolzen $\frac{3}{8}$ " dick haben auf beiden Seiten Gewinde; die Bolzenlöcher haben $\frac{5}{8}$ " Durchmesser.

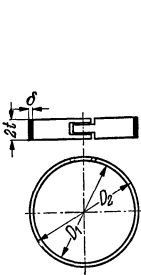


Abb. 21. Ringdübel von Tuchsheerer.

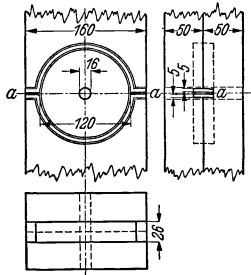


Abb. 22. Ringdübel von Schüller.

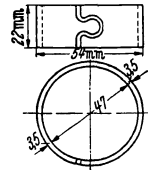


Abb. 23. Federnd gesperrter Ringdübel von Heß.

Der *Ringdübel* der Firma Locher & Co., Zürich (Abb. 24), besteht aus Grauguß; er hat zylindrische Außenfläche und 2 konische Innenflächen und ist unter einem Winkel von etwa 30° zur Umfangsrichtung geschlitzt. Die Nuten in den zu verbindenden Hölzern werden mit einem etwas größeren Durchmesser als der des Dübelringes ausgefräst. Infolgedessen wird dieser beim Einsetzen geöffnet und erhält eine gewisse Vorspannung. Beim Schwinden des Holzes wird er zusammengedrückt, die beiden Ringenden schieben sich gegeneinander oder unter Umständen übereinander, ohne daß im Ring Zwangsspannungen entstehen. Beim Quellen des Holzes wird dieser wieder geöffnet. Konstruktionen mit derartigen Ringdübeln sind praktisch genommen unabhängig vom Schwinden und Quellen des Holzes. Der Durchmesser schwankt zwischen 8 und 28 cm (meist gebraucht 10 bis 22 cm), die Breite entsprechend zwischen 3 und 5 cm.

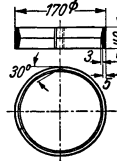


Abb. 24. Ringdübel von Locher.

Das Verhältnis der Bruchlasten // zur Faser: 45° : \perp zur Faser beträgt im Mittel 4 : 0,75 : 0,6.

Ähnliche Ringe verwendet Otto Appel, Berlin. Die sog. *Ringkeildübel* aus Gußeisen oder Stahl bzw. Silumin (eine besonders gegen Säuren, Salze und Rauchgase widerstandsfähige Aluminiumlegierung) haben keil- oder rautenförmigen oder ovalen Querschnitt. Eine Abart sind die *Rippendübel* (Abb. 25); die untere Ringhälfte erhält nach 2 Enden starr verbundene Längsstege bzw. Rippen, die mit dreieckförmigen Flachplatten in T-Form versteift sind. Dadurch ist eine erhebliche Kraftübertragung quer zur Holzfasern ermöglicht.

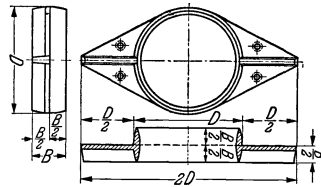


Abb. 25. Rippendübel von Appel.

Die Ringdübel sind vor Rost gesichert, da die Ringnut für Wasser schwer zugänglich ist, außerdem aber durch Austeeren oder einfaches Ölen sich wasserdicht machen läßt.

Es ist nicht angängig, mehrere Ringdübel konzentrisch anzuordnen.

Eine Verbindung von Scheiben- und Ringdübel bilden

b) die *Teller- und Stufendübel* von Christoph & Unmack A.G., Niesky, O. L. Der *Tellerdübel* (Abb. 26) ist ein steifer Ring aus Temperguß mit T-Querschnitt. Flansch (konisch gestaltet) und Steg liegen beiderseits in maschinell hergestellten ringförmigen Nuten der zu verbindenden Hölzer. Durch den lotrechten Steg des T-Querschnittes wird der Ring am Verkanten gehindert. Das angreifende

Kräftepaar am Dübel mit kleinem Hebelarm wird im Gleichgewicht gehalten durch das Kräftepaar der Gegendrücke des Ringes auf die Ausfräsungsflächen. Hierdurch ergibt sich unter hohen Belastungen ein besonders geringes Maß von Verschiebungen. Die meist verwandten Durchmesser der Tellerdübel liegen zwischen 6 und 20 cm mit Zwischenstufen von 2 cm und Bolzen, steigend von $\frac{1}{2}$ " auf 1". Tragkraft nach [6].

Der *Stufendübel* (Abb. 27) ebenfalls aus Gußeisen — hat L-förmigen Querschnitt. Der größere Ring steckt in einem Gurtholz, der kleinere in einem Diagonalholz.

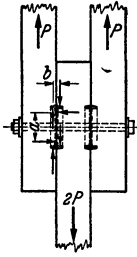


Abb. 26. Tellerdübel von Christoph & Unmack.

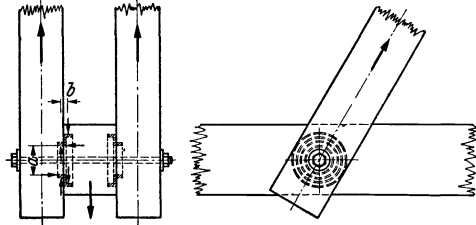


Abb. 27. Stufendübel von Christoph & Unmack.

Der Dübel dient zum Anschluß von großen Diagonalkräften an die Gurtungen von Fachwerken. Es ergeben sich hierbei kleinere Diagonalquerschnitte für den Anschluß. Die meist verwandten Durchmesser sind 8/12, 10/14 und 12/16.

Dübel der Gruppe 3.

Die *Preßdübel* — teilweise norwegischer Herkunft — sind Platten oder Ringe mit Zähnen oder Dornen, die in die zu verbindenden Holzflächen mit Gewalt eingetrieben werden.

a) *Bulldogplatten*. Sie werden aus bestem, zähesten Siemens-Martin-Sonderstahl mit Kupferzusatz aus einem Stück gepreßt; die Bleche — rund, quadratisch oder oval — 1,25 bis 1,7 mm dick, haben gezahnte Ränder — die Zähne abwechselnd nach beiden Seiten um 100° aufgebogen. Diese geringe Schrägstellung der Zähne bewirkt, daß sich das Blech nach beiden Seiten in das Holz sperrt, wenn dieses schwindet (Abb. 28a und 28b).

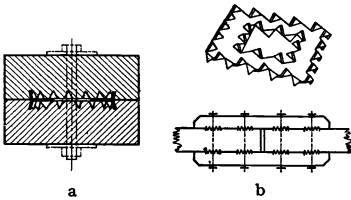


Abb. 28a und 28b. Bulldogplatte.

Abmessungen: 5, 7,5, 9,5, 11,7 cm \varnothing , 10/10, 13/13 cm, 7/13 cm oval.

Für Anschlüsse an Stahl, Beton usw. werden die runden und ovalen Bulldogverbinder einseitig gezahnt geliefert. Bei den quadratischen Platten sind die äußeren Zähne im rechten Winkel zu den Zähnen des inneren Randes angeordnet. Dieser Umstand und die staffelförmige Zahnausbildung entlang der Ränder bezweckt die Herbeiführung einer günstigen Druck- und Scherkraftverteilung über die Holzfläche.

Die zulässige Last ist nicht nur abhängig von der Größe des Dübels, sondern auch von der Dicke des verwendeten Schraubenbolzens, der zwischen $\frac{3}{8}$ " bis 1" schwanken kann.

Beim Einbau werden nach Aufeinanderlegen der zu verbindenden Hölzer zuerst die Schraubenlöcher, und zwar um etwa 3 mm weiter — nach Angabe der Erzeuger — als der Schraubendurchmesser beträgt, ausgebohrt. Dann werden die Hölzer auseinandergenommen, die Dübel, geführt am durchgezogenen *Spezialbolzen* aus Spezialstahl mit Unterlegscheiben eingelegt und die Spezialbolzen mit

langen Schraubenschlüsseln zugezogen, wodurch die Dübel sich ins Holz einpressen. Die zum Einpressen nötige Kraft ist nicht gering; sie beträgt für Fichte und Kiefer beispielsweise bei 9,5 \varnothing etwa 3,3 t, bei 10/10 cm \square etwa 4,0 t. Nach vollzogenem Einpressen werden die Bolzen durch die endgültigen Schrauben ersetzt, deren Müttern, wenigstens durch einige Tage hindurch, ständig nachgezogen werden sollen, da die Verbindung sehr stark federt.

Es sei jedoch darauf hingewiesen, daß es gewagt erscheint, die von den Erzeugern auf Grund von Versuchen in verschiedenen Materialprüfanstalten angegebenen zulässigen Belastungen auf alle Fälle der Praxis anzuwenden. Bemerkenswert ist auch das Urteil von STAUDACHER [3] S. 104.

Nach umfangreichen amerikanischen Versuchen [11a] ist die Tragfähigkeit gleichlaufend mit der zweiten Wurzel der Holzfestigkeit. Auch dort ist ein erheblicher Abfall — etwa um $\frac{1}{3}$ — der Gebrauchslast bei Verwendung von frischem Holz infolge Schwindens festgestellt worden¹.

b) *Alligator-Zahnringdübel* (Abb. 29), in Österreich *Kromag-Ringdübel* genannt, ursprünglich auch norwegischer Herkunft, werden in Deutschland hergestellt; sie besitzen dreieckförmige Zähne, die zur Erhöhung der Tragkraft etwas gewölbt sind. Die Alligator-Zahnringdübel werden in folgenden Abmessungen geliefert: die kleinen Dübel: 55 und 70 mm \varnothing mit rd. 19 mm Zahnhöhe, für $\frac{1}{8}$ " bzw. $\frac{3}{8}$ " Schraubenbolzen; die mittleren Dübel: 95 und 115 mm \varnothing mit rd. 24 mm Zahnhöhe, für $\frac{3}{4}$ " bzw. $\frac{7}{8}$ " Schraubenbolzen; die großen Dübel: 125 mm \varnothing mit rd. 29 mm Zahnhöhe, für 1" Schraubenbolzen. Bezüglich des Einbaues gilt das, was für Bulldogplatten gesagt ist. Die zum Einpressen benötigte Kraft beträgt für Fichte und Kiefer 2,5 bis 11 t, für Harthölzer 13,5 bis 16 t. Die Dübel-erzeuger empfehlen, die Berührungsfläche der Hölzer an und beiderseits der Dübelstellen vor dem Einbau mit Teeröl zu streichen und auch die Bolzen und Unterlegscheiben in heißen Teer zu tauchen.



Abb. 29. Alligator-Zahnringdübel.

Die Dübel sind durch Verzinkung oder durch ein gleichwertiges metallisches bzw. organisches Verfahren wirkungsvoll gegen Rost geschützt. Für Behelfsbauten werden sie auch mit einem einfachen Oberflächenschutz (lackiert) geliefert (für Dauerbauten unzulässig). Bei besonderer Beanspruchung z. B. durch Meerwasser werden sie mit einem säurefesten Überzug versehen. Die Gebrauchslasten längs und quer zur Faser sind gemäß DIN 1052 aus neueren amtlichen Versuchen ermittelt worden. Die Sicherheit gegenüber der mittleren Versuchshöchstlast ist mindestens dreifach; die Verschiebung unter dieser Last beträgt höchstens 1,5 mm, ist jedoch meist kleiner als 1 mm. Es wird empfohlen, die Dübelgrößen 70 und 95 zu bevorzugen und größere Kräfte durch zweireihige Anordnung oder versetzt aufzunehmen, wodurch auch dem Werfen der Hölzer vorgebeugt wird¹.

c) *Geka-Holzverbinder* (Abb. 30), die erst in den letzten Jahren auf den Markt gekommen sind, haben sich ebenfalls sehr gut bewährt. Sie bestehen aus ringförmigen Tempergußplatten von 3 bis 4 mm Dicke und 50, 65, 80, 95 und 115 mm Außendurchmesser. Die auf beiden Seiten angegossenen Dorne haben gleichbleibende Höhe (Entfernung Spitze zu Spitze der Gegenseite 26 mm). Die Dicke der Schraubenbolzen beträgt je nach dem Außendurchmesser der Verbinder $\frac{1}{8}$ bis 1", die zugehörige Tragfähigkeit entsprechend 750, 1125, 1800, 2250 und 3000 kg je Verbinder. Beim Einbau lassen sie sich mit einem schweren Hammer so weit ins Holz eintreiben, bis die ringförmige Platte auf dem Holz aufliegt; das schadet den Spitzen durchaus nicht,

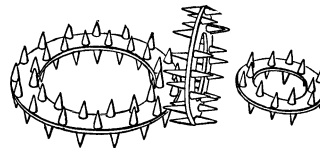


Abb. 30. Geka-Holzverbinder.

Sroy, W.: Zbl. Bauverw. 55 (1935) S. 478.

selbst wenn sie etwas abgestumpft werden. Durch scharfes Anziehen der Schraubenbolzen lassen sich auch die ringförmigen Platten noch ins Holz einpressen. Bei hartem Holz, z. B. bei Kiefernkerneholz tut man jedoch gut, für die ringförmige Platte eine geringe Ausnehmung auszufräsen. Bei Überbeanspruchung brechen die Dorne nicht ab, sondern reißen die Holzfasern auf. Der ganze Verbinder verschiebt sich oder drückt sich einseitig ins Holz ein¹.

Beim Gebrauch aller Preßdübel ist es ratsam, die Einbauanweisung der Dübelerzeuger genau zu beachten.

Außer den hier näher beschriebenen Dübeln gibt es noch eine Reihe anderer, die aber nur noch selten angewandt werden und grundsätzlich keine wesentlichen Abweichungen zeigen.

Bei allen Dübelverbindungen müssen die Schraubenbolzen nachgezogen werden, soweit das Schwinden des Holzes dies erforderlich macht.

Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel. Das Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel hängt davon ab, ob die Nachgiebigkeit der verschiedenen Verbindungsmittel etwa gleich groß ist. Bei Versatzung und Dübeln wird dies voraussichtlich einigermaßen der Fall sein. Mit Rücksicht auf die hierbei herrschende Unsicherheit ist nach DIN 1052 beim Zusammenwirken verschiedener Verbindungsmittel für dasjenige die volle Spannung zugelassen, das nach der Rechnung den größeren Teil der Kraft zu übertragen hat, und bei den anderen ist eine Abminderung von $\frac{1}{3}$ vorzunehmen, d. h. sie sind für die 1,5fache anteilige Last zu bemessen.

Bei Bolzenverbindungen kann ein Zusammenwirken mit anderen Verbindungen aber nicht vorausgesetzt werden, ebenso nicht bei Leimverbindungen und Nagelung, so daß hier nur ein Verbindungsmittel für die Lastübertragung in Ansatz gebracht werden darf.

An sonstigen Verbindungsmitteln werden noch gebraucht: Bänder, Klammern und Dollen.

Stählerne Bänder dienen zur Übertragung von Zugkräften oder zur Sicherung von Balken gegen Verschiebung; sie werden als gerade Flachstähle oder entsprechend geschmiedete Winkelbänder ausgeführt. Als Befestigungsmittel werden Nägel oder bei größeren Kräften Schraubenbolzen verwendet.

Klammern (Abb. 31) kommen an Stellen von Schraubenbolzen und Bändern besonders bei vorübergehenden Bauten und Gerüsten zur Anwendung; sie werden hergestellt aus Flachstahl 26×8 , 270 mm lang, Spitzen 85 mm lang bzw. 26×10 oder 30×8 , 300 mm lang, Spitzen 90 bis 100 mm lang oder aus Rundstahl $\varnothing 20$ mm bis zu 500 mm Länge. Sie werden in weißglühendem Zustande maschinell gebogen und mit der Hand nachgeschmiedet; an der inneren Ecke erhalten sie eine Verstärkung, um ein Abbrechen unmöglich zu machen.

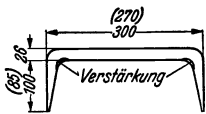


Abb. 31. Bauklammer aus Stahl.

Dollen (Dorne) sollen das Verschieben von einem Holz auf dem anderen verhüten; sie sind entweder zylindrische Stahlstifte von 3 bis 4 cm Dicke und etwa 10 cm Länge, die zum Eintreiben in die etwas enger gebohrten Löcher an den Enden verjüngt sind, oder eichene ausgespaltene Holzstückchen von 3 cm Dicke und etwa 11 cm Länge.

Holz Nägel bei Zapfenverbindungen sind nur im Holzhausbau von Bedeutung; sie dienen in erster Linie zur Unterstützung beim Richten; eine nennenswerte Tragfähigkeit besitzen sie nicht, da das geringe Vorholz beim Zapfen vielfach schon beim Eintreiben der Holz Nägel ausgeschert ist. Zimmermeister *Krebs*, Tübingen-Lustnau, hat in neuerer Zeit gedrehte Holz Nägel aus Buchenholz (20 mm \varnothing) in Vorschlag gebracht, die in Löcher von $19\frac{1}{2}$ mm \varnothing eingetrieben werden. Versuche damit zur Deckung von Zug- und Druckstößen an der M.P.A Stuttgart sind durchaus befriedigend ausgefallen.

¹ Sroy, W.: Z. VDI 81 (1937) S. 1418.

B. Holzverbindungen [5, 7].

1. Druckstoß.

Stößt Hirnholz auf Hirnholz und ist die Stoßstelle gegen seitliches Ausweichen (Biegungs- oder Knickbeanspruchungen) gesichert oder stößt Hirnholz auf Langholz,

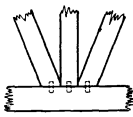


Abb. 32. Druckstoß mit Dollen.

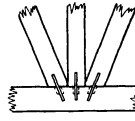


Abb. 33. Druckstoß mit kleinen Zapfen und Bauklammern.

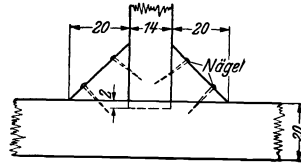


Abb. 34. Druckstoß mit seitlichen Knaggen.

so genügt es, in den Stoßflächen Dollen einzubauen oder außen Klammern anzubringen, um ein seitliches Verschieben zu verhindern. Bisweilen werden statt der Dollen auch kleine Zapfen angewandt, jedoch ist dabei zu bedenken, daß die Zapfenlöcher von der Druckfläche abzuziehen sind (Abb. 32 und 33). Um dies zu vermeiden, läßt man bei Fachwerken die lotrechten Ständer — besonders wenn sie nicht mit den Gurten bündig liegen — in voller Fläche etwa 2 cm in die Gurte ein und sichert sie überdies noch durch angelegte dreieckige Holzstücke (Abb. 34). Wird die zulässige Druckfestigkeit quer zur Faser überschritten, so schaltet man Hartholz- oder E-Stahlstücke ein (Abb. 35) [10b]. Bei einzelnen Ständern kann man auch eine Verbreiterung der Druckfläche durch Anbringung von Aufschieblingen erreichen (Abb. 36)[2]. Abb. 37 zeigt die Verbindung eines Pfostens mit einteiligen Kranzhölzern, die über diesem gestoßen sind. Um eine einigermaßen steife Verbindung zu erreichen, müssen T-förmige Stahlbänder angeordnet werden. Werden Stützen aus Rund- oder Kantholz gestoßen (aufgepfropft) und treten an der Stoßstelle Biegungs- oder Knickbeanspruchungen auf, so sind diese

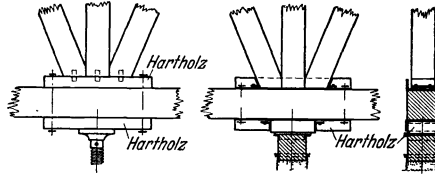


Abb. 35. Auflagerknotenpunkt in einem Lehrgerüst. Einschaltung von Hartholz- oder E-Stahlstücken. (Nach Mörsch [10b].)

Wird die zulässige Druckfestigkeit quer zur Faser überschritten, so schaltet man Hartholz- oder E-Stahlstücke ein (Abb. 35) [10b]. Bei einzelnen Ständern kann man auch eine Verbreiterung der Druckfläche durch Anbringung von Aufschieblingen erreichen (Abb. 36)[2]. Abb. 37 zeigt die Verbindung eines Pfostens mit einteiligen Kranzhölzern, die über diesem gestoßen sind. Um eine einigermaßen steife Verbindung zu erreichen, müssen T-förmige Stahlbänder angeordnet werden. Werden Stützen aus Rund- oder Kantholz gestoßen (aufgepfropft) und treten an der Stoßstelle Biegungs- oder Knickbeanspruchungen auf, so sind diese

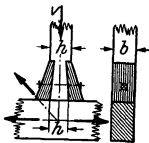


Abb. 36. Verbreiterung der Druckfläche durch Anbringung von Aufschieblingen.

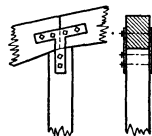


Abb. 37. Verbindung eines Pfostens mit einem einteiligen Kranzholz in einem Lehrgerüst.

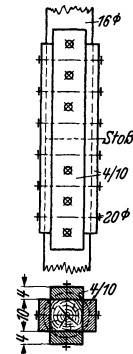


Abb. 38. Stoß einer Stütze aus Rundholz.

durch seitliche Laschen aus Holz oder Stahl unter Benutzung von Nägeln oder Schraubenbolzen als Verbindungsmittel aufzunehmen (Abb. 38).

Vielfach werden an den Stoßstellen Einlagen aus dünnem Stahlblech vorgeschrieben. Ihr Wert ist bezüglich der Bruchfestigkeit umstritten; vom

Standpunkt der auftretenden Verschiebung wirken sie nur nachteilig. Man wird die Kosten für diese Zwischenbleche ohne Nachteil sparen können.

Verlaufen die Hölzer waagrecht oder stoßen sie unter einem Winkel zusammen, so sind sie gegen Verschiebung durch Klammern oder Flachstahlbänder, gegen

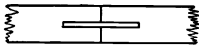


Abb. 39. Druckstoß eines waagerechten Kantholzes.



Abb. 40. Druckstoß unter Verwendung einer Knagge und Flachstahlbändern.

Verdrehung durch eingepaßte Eckklötze zu sichern (Abb. 39 und 40). Bei Lehrgerüsten wird der Stoß der Schwellen durch angeschraubte doppelte Holzlaschen

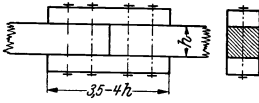


Abb. 41. Stoß der Schwelle eines Lehrgerüsts.



Abb. 42. Gerader Blattstoß.

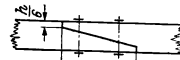


Abb. 43. Schräger Blattstoß.

gebildet. Diese Anordnung kann auch etwaige Biegemomente aufnehmen (Abb. 41).

Das gerade bzw. schräge Blatt findet dann Anwendung, wenn die Stoßstelle unterstützt und für die einzelnen Hölzer keine genügende Auflagerungsfläche vorhanden ist (z. B. Stoß von Dachpfetten über den Dachbindern) (Abb. 42 und 43). Um auch größere Zugkräfte übertragen zu können, ordnet man bisweilen in den Berührungsflächen Dübel an.

2. Zapfen.

Der Zapfen dient nur zur Sicherung der gegenseitigen Lage zweier Hölzer. Seine Anwendung ist bereits an einem Beispiel Abb. 33 gezeigt; er soll die Pfosten- und Strebenfüße gegen Verschieben bei einseitiger Belastung schützen. Beim Aufstellen soll er auch die Hölzer in ihrer Lage festhalten. Abb. 44 zeigt die Verbindung von Pfosten und Streben mit zweiteiligen Kranzhölzern im Lehrgerüstbau.

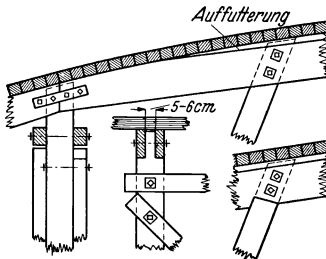


Abb. 44. Verbindung der Pfosten und Streben mit zweiteiligen Kranzhölzern in einem Lehrgerüst. (Nach MÖRSCH [106].)

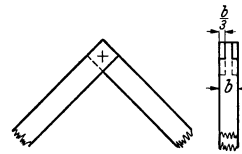


Abb. 45. Scher- oder Schlitzzapfen.

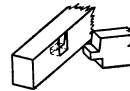


Abb. 46. Brustzapfen.

Unter Kopf und Mutter sind $8/8$ bis $10/10$ cm große und 8 bis 10 mm dicke Unterscheiben bzw. Flachstähle von entsprechender Breite und Dicke angebracht. Die Schrauben sind so fest anzuziehen, daß die Zugfestigkeit ihres Schaftes ausgenutzt wird, um in den Berührungsflächen der Hölzer durch die starke Pressung möglichst große Reibungskräfte zu übertragen. Dadurch entstehen an den Verbindungsstellen steife Knotenpunkte.

Sind Dachsparren nicht durch eine Firstpfette unterstützt, so verbindet man sie durch Scher- oder Schlitzzapfen (Abb. 45). Vereinzelt werden auch Zapfen senkrecht zu ihrer Richtung auf Biegung beansprucht, z. B. bei Wechsell in Gebälken (Abb. 46). Dabei ist zu beachten, daß um das Zapfenloch genügend Holz stehen bleibt, damit Risse vermieden werden.

3. Versatz [7, 18].

Der Versatz dient zum druckfesten Anschluß schräg zusammenlaufender Stäbe¹. Die übliche Ausführung ist der Stirnversatz, wobei die Stirn $a-b$ den Anschlußwinkel halbiert und der $\sphericalangle bac$ meist $\geq 90^\circ$ ist (Abb. 47). Man erhält dadurch die günstigsten Spannungsverhältnisse für Strebe und Schwelle. Oft wird in der Absicht, in der Stirnfläche kleine Pressungen zu erreichen, der Versatz zu tief gemacht; es treten dann in der Fläche $a-d$ besonders bei Zugstäben (Binderuntergurten) ungünstige Spannungen auf, die unter Umständen bedenklich werden können. STRAU-DACHER [3] (S. 72) gibt auf Grund von umfangreichen Versuchen ein Dimensionierungsschema für den Fall, daß Strebe und Schwelle gleiche Höhe h haben.

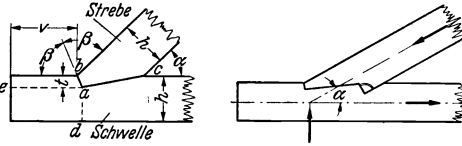


Abb. 47. Einfacher Versatz. Abb. 48. Doppelter Versatz.

$$\left. \begin{aligned} \alpha \leq 50^\circ, \text{ Einschnitttiefe } t = \frac{1}{4} h \\ \alpha \geq 60^\circ, \text{ Einschnitttiefe } t = \frac{1}{6} h \end{aligned} \right\} \text{ Vorholzlänge } v = 8 t.$$

Zwischen den Winkeln von 50° bis 60° ist geradlinig einzuschalten. Ist α kleiner als 50° , so wird die Ausnützung des Stabquerschnittes verbessert, wenn man den doppelten Versatz anwendet (Abb. 48). Das Mißtrauen gegen diese Verbindungsart ist jedoch gerechtfertigt, weil die notwendige Arbeitsgenauigkeit in der Praxis oft nicht vorhanden ist.

Die Scherspannung in der Fläche $a-e$ soll bei Nadelholz 9 kg/cm^2 nicht überschreiten. Die Mindestlänge des Vorholzes sollte 15 cm betragen. Ist die Länge beschränkt, wählt man den Brustversatz bzw. Rückversatz (Abb. 49). Infolge Verdrehung der Stäbe, örtlicher Verdrückungen und Schwindvorgängen kann es vorkommen, daß die Kraft nur durch die Stirn des Versatzes geht und beim Rücken sich eine Fuge öffnet; die Folge davon ist außermittige Beanspruchung der Strebe. Diese ist am geringsten beim Brustversatz, der nahezu wie ein Gelenk wirkt und bei Stabverdrehungen die Ausbildung großer Außermittigkeiten ausschließt. Beim Rückversatz liegt die Gefahr vor, daß der Zahn aussplittert (besonders bei Schwindrissen) und dann die Strebe ausrutscht.

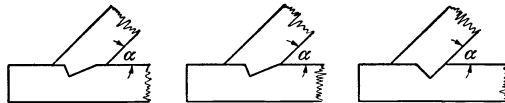


Abb. 49. Brustversatz — Rückversatz.

Vielfach macht die Kraftübertragung Schwierigkeiten; um zu tiefe Einschnitte zu vermeiden — hierauf ist besonders zu achten — werden Über- und Zwischenhölzer angeordnet nach Abb. 50. Bisweilen wird auch im Zusammenhang mit dem Versatz ein Teil der Kraft durch beiderseits angenagelte Laschen übertragen; dadurch erhält der Knotenpunkt auch eine gewisse Steifigkeit gegen seitliche Kräfte. Ein dreifacher Versatz, der bisweilen auch ausgeführt wird, ist nicht zu empfehlen, da die gleichmäßige und gleichzeitige Kraftübertragung in den 3 Stirnflächen praktisch ausgeschlossen ist.

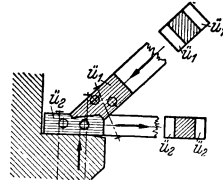


Abb. 50. Versatz an einem Auflagerknotenpunkt unter Verwendung von Überhölzern. (Nach Kübler.)

¹ TROCHE, A.: Bautechn. 14 (1936) S. 327.

4. Schrägzapfen.

Gegenüber dem Versatz besitzt der Schrägzapfen Abb. 51 den Vorteil, daß die Verbindung namentlich gegen seitliche Einwirkung steifer ist. Andererseits lassen die schwierigere Herstellung, die verminderte Festigkeit und die erhöhte Verformbarkeit namentlich bei größeren Anschlußwinkeln die Anwendung nicht geraten erscheinen.

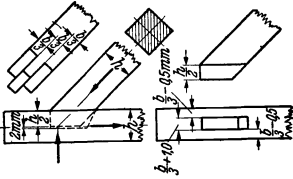


Abb. 51. Schrägzapfen.

Als Verbindungsmittel dienen bei Holzlaschen stets Dübel mit Heftbolzen. Abb. 52 stellt einen derartigen Zugstoß eines zweiteiligen Untergurtstabes dar.

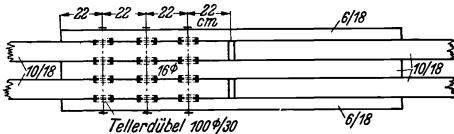


Abb. 52. Zugstoß eines zweiteiligen Untergurtstabes.

Verbindungsmittel in Frage, entweder nur Bolzen, die im Holzstab auf Biegung beansprucht werden, oder Dübel (Druckstücke, Stollen) mit Bolzen, die auf Abscheren und Lochleibung zu berechnen sind, oder Dübel, die mit den Stahl-laschen durch Vernietung oder Schweißung verbunden sind oder mit nabenförmigem Ansatz in ein entsprechendes Laschenloch eingreifen in Verbindung mit Heftbolzen (Abb. 53). Die Verwendung von Stahlteilen in Form von Laschen, Zugankern u. dgl. ist, wie schon oben betont, im Holzbau nicht allein wegen der Kosten der Stahlteile, sondern vor allem wegen der Kosten für den Arbeitslohn unerfreulich. Bei sorgfältiger Arbeit können auf der beim Verzimmern oben liegenden Seite bei einem derartigen Zugstoß die Bohrlöcher im Holz mit denen der vorbereiteten Stahl-laschen ziemlich genau passend übereinstimmen. Auf der Unterseite bleibt aber gar nichts anderes übrig, als die Stahl-laschen Stück um Stück entsprechend dem Verlaufen der Bolzenlöcher — das läßt sich eben nicht vermeiden — anzuzeichnen und zu bohren, wobei dann jede einzelne Lasche genau gekennzeichnet werden muß, damit sie draußen auf dem Bau an die richtige Stelle kommt und nicht überall Flickarbeit nötig wird. Werden bei Mittellagen noch Stahl-laschen notwendig, so wird die Arbeit natürlich noch viel schwieriger.



Abb. 53. Zugstoß eines einteiligen Untergurtstabes unter Verwendung von Stahl-laschen.

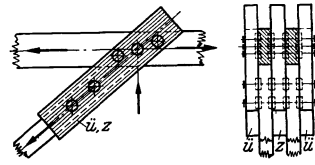


Abb. 54. Anschluß eines zweiteiligen Diagonalstabes an einen zweiteiligen Gurt. (Nach Kübler.)

Abb. 54 zeigt den Anschluß eines zweiteiligen Diagonalstabes an einen ebenfalls zweiteiligen Gurt (die Hölzer liegen in der gleichen Ebene) mittels Überhölzer (\ddot{u}) und Zwischenhölzer (z). Die Anzahl der Dübel für den Anschluß der Beihölzer an den Gurt (Beanspruchung schräg zur Faser) ist größer als für den Anschluß an die Diagonale (Beanspruchung // zur Faser). Um die Dübel unterbringen zu

können, muß man die Beihölzer unter Umständen breiter nehmen als den Füllstab. Im allgemeinen schließt man im Holzbau die Füllungsstäbe *unmittelbar* an die Gurte an. In der *KÜBLERSchen Bauweise* werden Über- und Zwischenhölzer nur bei größeren und wichtigeren Konstruktionen angewandt, besonders dann, wenn man die Formänderung in engen Grenzen halten will. Diese Beihölzer übertragen die Kräfte parallel bzw. senkrecht bzw. schräg zu den Gurten. Christoph & Unmack dübeln dagegen beispielsweise Knaggen unter den Obergurt bzw. auf den Untergurt, um die erforderliche Anschlußfläche zu schaffen. Bezüglich der Berechnung und der Bemessung der Laschen aus Holz sei nochmals auf die Ergebnisse der neueren Versuche von GRAF [11f, 11h] hingewiesen (vgl. auch S. 1746). Nach DIN 1052 sind sie bei Annahme gleichmäßig verteilter Spannungen für die 1,5fache Zugkraft zu bemessen. Empfehlenswert ist, die Laschenenden durch Heftschrauben oder Nägel gegen Werfen und Verziehen zu sichern.

6. Überschneidung.

Bei der Überschneidung werden Zugstäbe (meist zweiteilig) an einen Gurt unmittelbar angeschlossen. Die Stäbe werden soweit ausgeschnitten (Zangen), daß sie ihre Kraft senkrecht oder schräg (mit Versatz) zum Gurt abgeben (Abb. 55). Auch kann ein einteiliger Zugstab im Zwischenraum eines zweiteiligen Gurtes liegen. Die Überschneidung kann als unmittelbare Stabverbindung nur bei kleinen Stabkräften angewandt werden, für deren Aufnahme aus konstruktiven Gründen meist überbemessene Stabquerschnitte vorhanden sind. Zu beachten ist, daß die Hölzer *vollkommen scharfkantig* sein müssen.

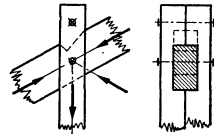


Abb. 55. Überschneidung.

7. Stabverbindungen mit Knotenplatten.

Greifen an einem Knotenpunkt mehrere Stäbe an oder bilden die Gurte eines Fachwerkes einen scharfen Knick (z. B. ausspringende oder einspringende Ecken eines Drei- oder Zweigelenkbogens), so werden bisweilen Knotenplatten verwandt; diese sind den Knotenblechen im Stahlbau nachgebildet; sie sind wirtschaftlich in allen den Fällen, in denen auf die Kosten gesehen wird, nicht vertretbar. Stählerne Knotenplatten, die an sich konstruktiv durchaus einwandfrei sind, haben sich nicht bewährt und kommen heute nur in Ausnahmefällen vor. Knotenplatten aus Sperrholz werden neuerdings vielfach verwandt; sie bestehen aus Brettern aus Fichtenholz, 20 bis 26 mm dick, die kreuzweise in 3 bis 6 Lagen mit Kauritleim unter hohem Druck verleimt werden. Es ist anzunehmen, daß bei der Güte der Kunstharzverleimung damit bessere Erfahrungen gemacht werden als mit den vor Jahrzehnten verwandten Sperrholzplatten aus Buchenfurnieren [11k].

Außer den hier angeführten Holzverbindungen — bezüglich weiterer einwandfreier Beispiele sei besonders auf [7] verwiesen — gibt es noch eine große Anzahl, die nur handwerksmäßig vom Zimmermann ausgeführt werden, Verkämmung, Verblattung, Aufklauung usw. Bei diesen „*künstigen*“ Verbindungen ist das Bestreben vorhanden, nach Möglichkeit auch Zugkräfte aufzunehmen, um ein Auseinandergleiten der Hölzer zu vermeiden. Rechnet man derartige Verbindungen nach, so findet man, daß die Kräfte, die günstigsten Falles aufgenommen werden können, doch recht bescheiden sind. Die zimmermannsmäßigen Verbindungen, die vielfach sehr kunstvoll sind und einen hohen Grad handwerklichen Könnens voraussetzen, sind landschaftlich verschieden [5].

IV. Die Tragwerke im allgemeinen.

Bei schwereren Lasten und größerer Stützweite ergibt die Rechnung Balkenquerschnitte, die sich in der verlangten Länge nur sehr schwer beschaffen lassen. Man muß dann zu zusammengesetzten Tragwerken übergehen.

Die unter A und B beschriebenen Ausführungen werden durchweg rein handwerklich hergestellt; dabei ist aber die Verwendung neuzeitlicher Dübel überaus zweckmäßig.

A. Der verdübelte Balken.

Es werden 2, im Brückenbau auch bisweilen 3 Balken aufeinander gelegt und durch Dübel und Bolzen miteinander verbunden. Von der Wirksamkeit der Dübel, dem Feuchtigkeitsgehalt des Holzes und vor allem von der Güte der Arbeit hängt es ab, inwieweit der Querschnitt die Tragfähigkeit eines entsprechenden einheitlichen Querschnittes erreicht. Ganz wird dies nie der Fall sein. Nach DIN 1052 ist das Widerstandsmoment bei 2 Lagen zu $W = 0,85 \cdot \frac{b h^3}{6}$, bei 3 Lagen zu $W = 0,7 \cdot \frac{b h^3}{6}$ anzunehmen. Für Brücken sind diese Beiwerte in DIN 1074 auf 0,8 bzw. 0,6 herabgesetzt. Zur Berechnung der *Durchbiegung* ist bei Brücken das Trägheitsmoment bei 2 Lagen zu $I = 0,6 \cdot \frac{b h^3}{12}$, bei 3 Lagen zu $I = 0,3 \cdot \frac{b h^3}{12}$ anzunehmen¹. Das Kippmoment ist durch Schraubenbolzen aufzunehmen. Diese sind nachzuziehen, soweit das Schwinden des Holzes es erforderlich macht.

Bei rechteckigen Zimmermannsdübeln, die durchweg aus Eichenholz hergestellt werden, beträgt die zweckmäßige Einschnitttiefe $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Höhe der Einzelbalken; sie sind so einzulegen, daß ihre Fasern und die der Balken gleichgerichtet sind.

Um das Durchhängen nach Möglichkeit zu verhindern, gibt man dem verdübelten Balken vor seinem Zusammenbau und seiner Verlegung nach der Mitte hin eine Überhöhung oder Sprengung. Die Balken werden miteinander verbolzt und die Dübellöcher in einem Arbeitsgang mit einer Kettenstemmaschine hergestellt. Abb. 56 zeigt Dübelbalken als Deckenunterzüge im Sackspeicher der

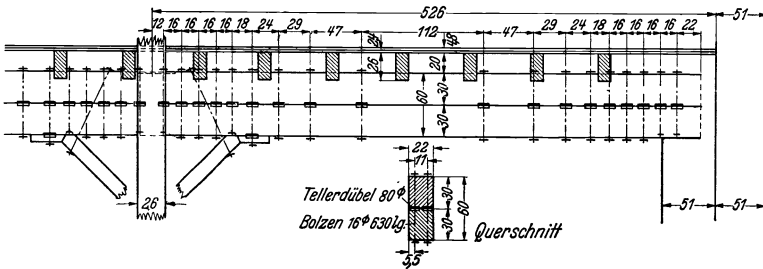


Abb. 56. Verdübelter Balken als Deckenunterzug. Sackspeicher der Kaliwerke Aschersleben, Schachanlage Hattorf.

Kaliwerke Aschersleben, Schachanlage Hattorf (Ausführung: Christoph & Unmack). Dübelbalken werden bis 15 m Stützweite ausgeführt.

Bei Bauten für *vorübergehende Zwecke* kann man sich auch mit der Anordnung nur verklammerter bzw. verbolzter Balken begnügen. Es ist dann darauf zu achten, daß der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes unverändert erhalten bleibt. Um die Reibung in den Berührungsf lächen zu erhöhen, ist es unter Umständen zweckmäßig, sie mit scharfem Sand zu bestreuen und dann erst die Bolzen kräftig anzuziehen.

B. Hängewerk, Sprengwerk, Hängesprengwerk.

Reicht der normale Balkenquerschnitt nicht aus und ist in der Ebene des Balkens oberhalb bzw. unterhalb Platz vorhanden, wie z. B. bei Dachstühlen, Brücken, Gerüsten usw., so besteht eine andere Möglichkeit in der Anordnung eines

¹ HARTMANN, FR.: Bautechn. 19 (1941) S. 345.

Hängewerkes bzw. Sprengwerkes bzw. eines vereinigten Hänge- und Sprengwerkes. Je nach der Zahl der Aufhänge- bzw. Unterstützungspunkte unterscheidet man *einfache* und *doppelte* Hänge- bzw. Sprengwerke. In Abb. 57 wird rechnerisch die halbe Last, die gleichmäßig verteilt auf den waagrechten *Spann- oder Streckbalken* kommt, in der Mitte durch die *Hängesäule* oder den *Hängepfosten* über die beiden *Streben* in die Auflager übertragen. Abb. 57a zeigt den Anschluß der Hänge-

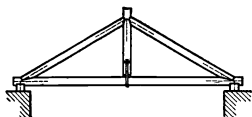


Abb. 57. Einfaches Hängewerk.

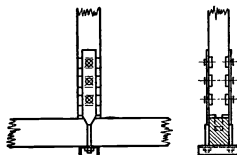


Abb. 57a. Anschluß der Hängesäule an den Streckbalken.

säule an den Streckbalken unter Verwendung von 2 Flachstahllaschen, die in einem Rundstahl mit Gewinde endigen, und einem \square Stahl-Querstück. In Abb. 58 ist ein doppeltes Hängewerk als tragende Konstruktion für ein Dach dargestellt (links *Kehlbalkendach*, rechts *Pfettendach*). Der waagrechte Stab zwischen den beiden Hängesäulen heißt *Spann- oder Brustriegel*. Abb. 58a zeigt den Knoten-

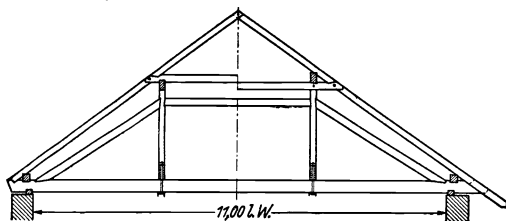


Abb. 58. Doppeltes Hängewerk.

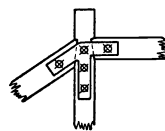


Abb. 58a. Anschluß der Hängesäule an die Strebe und an den Spannriegel.

punkt, an dem Strebe, Hängesäule und Spannriegel zusammenstoßen, bei schweren Lasten unter Verwendung eines Knotenbleches. Beim *Sprengwerk* liegt die Tragkonstruktion unter dem Balken, der in einem (Abb. 59) oder zwei (Abb. 60) Punkten abgestützt ist. Die waagrechte Seitenkraft, kurz *Schub* genannt, muß

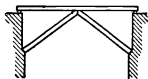


Abb. 59. Einfaches Sprengwerk.

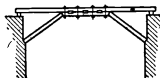


Abb. 60. Zweifaches Sprengwerk.

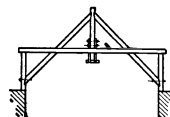


Abb. 61. Hängesprengwerk.

hier vom Widerlager aufgenommen werden, während sie beim Hängewerk in den Streckbalken geht. Der Spannriegel in Abb. 60 ist zur Verstärkung des Balkens noch mit diesem verdübelt und verbolzt. Abb. 61 zeigt das *Hängesprengwerk*, das eine Vereinigung von Hänge- und Sprengwerk darstellt. Damit die Streben ungestoßen in einem Stück durchgehen können, muß der Streckbalken zweiteilig angeordnet werden.

C. Die neueren, ingenieurmäßig durchgebildeten Tragwerke (Ingenieurholzbau) [7, 8, 9].

In den letzten 20 Jahren ist der *Ingenieurholzbau* ein wichtiges Anwendungsgebiet des Holzbaues geworden, das nach außen hin stark in die Erscheinung tritt

1. Vollwandbinder.

a) Balkenbinder.

Vollwandbalken, die den I-Querschnitten des Stahlbaues nachgebildet sind, kommen in verdübelter, verleimter oder vernagelter Form vor. Die obere Grenze der Spannweite beträgt etwa 15 m. Als Bauhöhe ist ähnlich wie bei Stahlkonstruktionen $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Spannweite erwünscht. In der einfachsten Form besteht der Steg aus einer hochkant gestellten Bohle, die mit den Gurten (meist auch Bohlen) durch Dübel und Bolzen bzw. durch Verleimung und Vernagelung verbunden ist (Querschnitt, Abb. 62). In neuerer Zeit werden als Stege auch kunstharzverleimte Sperrholzplatten benutzt, die mit den zweiteiligen Gurthölzern ebenfalls verleimt werden. Hier ist der Nachteil des Schwindens des Holzes quer zur Faser fast gänzlich beseitigt. Abb. 63 zeigt einen derartigen frei aufliegenden Träger von 14,04 m Stützweite (Ausführung: Christoph & Unmack). Der Steg ist 25 mm dick und 75 cm hoch. Die Stöße des Steges sind durch aufgeleimte Sperrplattenstücke gedeckt. Der Träger ist durch Kantholzauasteifungen gegen Ausbeulen des Steges gesichert. Zur Verleimung wurde wasserfester Kauritleim benutzt. Das Anpressen der zu verleimenden Werkstücke geschah durch Heftschrauben, die nach dem Erhärten des Leimes zur Sicherheit in der Konstruktion verblieben. Derartige Konstruktionen lassen sich auch gut als statisch unbestimmte Systeme verwenden [11 d, 11 e]. Billiger in der Herstellung sind genagelte Vollwandbinder¹. Der Steg besteht aus 2 Lagen Brettern von 24 bis 40 mm Dicke, die kreuzweise miteinander vernagelt sind. Der Anschluß an die ebenfalls meist zweiteiligen

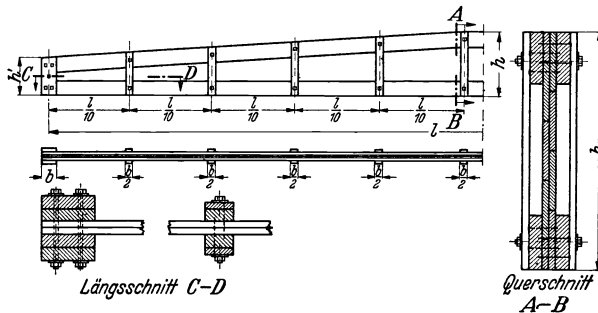


Abb. 64. Vollwandbinder nach den russischen Normen.

Gurthölzer erfolgt durch Dübel und Bolzen oder auch durch Nägel. Bei Vorhandensein mehrerer Gurtbretter nehmen die Verschiebungen dieser gegenüber dem Steg zu, je weiter sie vom Steg entfernt sind. Bei waagerechten Gurtbrettern, die ausführungstechnisch jedoch weniger beliebt sind, wird die Verschiebung wesentlich durch die Verschiebung der lotrechten Gurtbretter beeinflusst. DIN 1052 enthält auf Grund der Versuche von MELAN-Wien [11 i] genaue Angaben über die Berechnung derartiger genagelter Vollwandbinder. Ein großer Vorteil ist erfahrungsgemäß die geringe Durchbiegung unter der Gebrauchslast. Wird die Belastung bis zum Bruch erhöht, so nehmen die Durchbiegungen stark zu und erreichen bei einwandfreier konstruktiver Durchführung vor dem Bruch einen erheblichen Betrag. Dieses Verhalten macht eine allfällige Überbelastung einer Konstruktion sichtbar, so daß eine Entlastung herbeigeführt werden kann, ehe es zu spät ist. Ein Bruch wird auf alle Fälle nicht plötzlich erfolgen². Der Druckgurt ist auf Knicken zu untersuchen. Abb. 64 ist ein Beispiel aus den russischen Normenvorschriften [9].

Weniger steif sind *Hohlträger*, wie sie Abb. 65 zeigt. Obergurt und Untergurt bestehen aus je einem Kantholz, dem man bei dem Zusammenbau bequem eine

¹ HANNEMANN, M.: Zbl. Bauverw. 62 (1942) S. 82.

² КЛЕГТ: Über Holznagelbau. V. Internationale Holzverwertungskongress, Zürich 1939.

Dreigelenkbogen mit und ohne Zugband — verwandt worden. Die vollwandigen Bogenbinder haben ihren Ursprung in den Bohlenbogen von de l'Orme, Gilly, Emy usw. Abb. 66 Salzlagerspeicher Doesburg (Holland) (Ausführung: Christoph & Unmack). Stützweite 54,00 m, Binderentfernung 5,40 m¹. Abb. 67 stellt den Stoß der Lamellen bzw. die Anfänge der neuen Lamellen, die schräg angehebelt sind, schematisch dar.

Genagelte Bogenbinder, bei denen der Steg aus zwei sich rechtwinklig kreuzenden Bretterscharen besteht, an die als Gurte mehrere entsprechend der Bogenform hochkant gebogene Bretter genagelt werden, stehen heute im Vordergrund des Interesses. Denn es besteht die Möglichkeit, auch bei größten Spannweiten mit verhältnismäßig schwachen und kurzen Hölzern auszukommen; ihre Herstellung kann mit minder geschulten Kräften bei entsprechender Aufsicht erfolgen. Versuche mit derartigen Querschnitten zur Bestimmung der Momentenfähigkeit an der Technischen Hochschule Wien durch Professor Dr. techn. E. MELAN zeigten, daß von der dem Steg zunächst liegenden Lamelle etwa 80 %, von der nächsten 60 %, dann 40 % und von der vierten nur mehr 20 % des Trägheitsmomentes in Rechnung zu stellen sind. Das Trägheitsmoment des Steges selbst ist zu vernachlässigen, das der Decklamellen (ein oder zwei, die die Gurte in waagerechter Richtung abschließen) etwa mit dem arithmetischen Mittel der seitlichen Lamellen anzunehmen. Unter diesen Annahmen ergaben die Versuche bei einer zulässigen Biegungsspannung von 100 kg/cm² etwa die im allgemeinen verlangte dreifache Sicherheit gegen Bruch. Die Durchbiegungen — festgestellt an geraden Balken — betragen bei der so ermittelten Nutzlast etwa $\frac{1}{400}$ bis $\frac{1}{500}$ der Spannweite (vgl. MELAN in [11 i], S. 25—27).

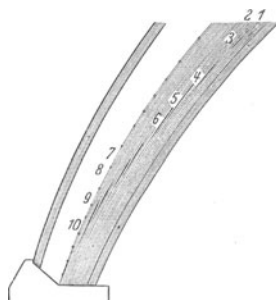


Abb. 67. Einzelheit am Auflager. Stoß der Lamellen.

2. Fachwerkbinder.

Wenngleich heute im Fachwerkbau unter Benutzung der neuzeitlichen Holzverbindungsmitel fast alle Bindertypen möglich sind, ist es doch zweckmäßig, gewisse Gesichtspunkte zu beachten, die den *besonderen Eigenschaften des Baustoffes Holz* Rechnung tragen.

Der *Untergurt* verläuft bei Balkenbindern geradlinig, meist waagrecht, d. h. er bekommt beim Abbinden eine Überhöhung, die so bemessen ist, daß er bei Vollast keinesfalls durchhängt. Das Maß der Überhöhung richtet sich nach der Art der Verbindungsmittel, dem Feuchtigkeitsgehalt des Holzes und der Sorgfalt bei der Herstellung. Im allgemeinen ist es zweckmäßiger, dieses Maß (Erfahrungsmaß) etwas zu groß als zu klein zu wählen. Als Anhalt sei mitgeteilt, daß KÖBLER seinen Bindern in Mansardform von 16 bis 24 m Stützweite 6 bis 10 cm Überhöhung gibt. Davon geht je nach dem Trockenheitsgrad des verwendeten Holzes und nach der Schärfe der Austrocknung im Bau etwa die Hälfte im Laufe von 1 bis 2 Jahren verloren. Für genagelte Binder kann als Überhöhung $\frac{1}{150}$ der Stützweite angenommen werden. Die im Stahlbau üblichen WIEGMANN-Träger mit deutlich überhöhtem Untergurt sind in Holz nicht zweckmäßig, da Zugstöße von Stäben, die unter einem Winkel gegeneinander verlaufen, Schwierigkeiten bereiten. Der Obergurt verläuft meist parallel mit der Dachhaut. Bei zu geringer Neigung (unter 6 %) besteht die Gefahr, daß bei niedriger Bauhöhe und nachgiebigen Knotenpunkten in der Nähe des Auflagers Gegengefälle mit seinen üblen Folgen entsteht. Die Neigung des statisch wirksamen Obergurtstabes am Auflager (0 in Abb. 69) sollte 1 : 3 nicht unterschreiten, da *die bauliche Ausbildung zu spitzer Anschlüsse in Holz immer Schwierigkeiten macht*. Die *Anordnung der Füllungsstäbe* — ob steigende oder fallende Schrägen — hängt im wesentlichen von der

¹ SCHAUF, H.: Bautechn. 12 (1934) S. 549.

Knotenpunktausbildung (Art der Verbindungsmittel) ab. Theoretisch ist es natürlich am günstigsten, die Anordnung so zu treffen, daß die kürzeren Pfosten Druck und die längeren Schrägen (größere Anschlußfläche an den Gurten) Zug bekommen. Die Bauhöhe der Binder sollte man nicht zu gering bemessen, um unliebsame Folgen — Durchbiegungen, Sackungen — zu vermeiden.

a) Parallelträger.

Auch heute noch findet der bekannte **HOWESche Träger** vielfach Anwendung (Abb. 68) [4, 6]. Die Schrägen sind so angeordnet, daß sie bei Vollbelastung

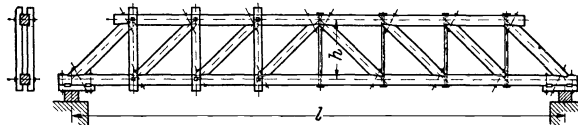


Abb. 68. HOWEScher Binder. Parallelträger.

Druck erhalten, während die Vertikalen gezogen sind. Diese bestehen aus Rundstahl mit beiderseitigen Muttern (Abb. 68 rechts). Bei Senkung infolge Schwinden des Holzes oder ungenauer Arbeit können diese nachgezogen werden; nachdem der Träger gehoben ist, ein Vorzug, den keine andere neuzeitliche Bauweise aufzuweisen hat. Bei kleineren Spannweiten und geringer Belastung können die Vertikalen auch als Zangen, die die Gurtungen umfassen, ausgebildet werden

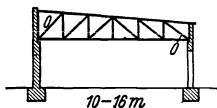


Abb. 69.

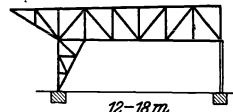


Abb. 70.

Abb. 69 und 70. Bindersysteme für Parallelträger von 10 bis 18 m Stützweite.

(Abb. 68 links). Als Bauhöhe empfiehlt sich ähnlich wie bei Vollwandträgern $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite, bei größeren Stützweiten und schwerer Belastung geht man bis auf $\frac{1}{6}$ herauf¹. Hier ist gewöhnlich in der Mitte des Untergurtes an der Stelle der größten Zugkraft ein Stoß anzuordnen.

Abb. 69 und 70 geben Systeme für Pultdachbinder bei kleiner und mittlerer Spannweite und geringer Belastung. Abb. 71 zeigt die Netzlinie der Binder über der Flugzeughalle St. Gallen-Altenrhein, 33,31 m Stützweite, unter Verwendung von Guß- und Ringdübeln (Ausführung: Locher & Co., Zürich), mit den wichtigeren Knotenpunkten.

b) Dreiecksbinder.

Dreiecksbinder (Abb. 72 bis 76) sind für kleine und mittlere Spannweiten eine der wirtschaftlichsten und verbreitetsten Binderformen in Holz. In den Gurten treten die größten Kräfte nicht in der Mitte, sondern am Auflager auf. Daß die Füllstäbe auch bei unsymmetrischer Last nur Zug bzw. Druck, keine Wechselspannungen erhalten, vereinfacht gerade bei Holz die Ausbildung der Knotenpunkte sehr. Ausreichende Neigung des Obergurtes ist sowohl aus wirtschaftlichen Gründen als auch zur Vermeidung von größeren Durchbiegungen zu fordern. Die Bauhöhe der Träger sollte in der Mitte mindestens $\frac{1}{6}$ der Spannweite betragen¹. Bei Dacheindeckung in Ziegeln sollten Neigungen möglichst nicht unter 30° gewählt werden. Abb. 76 zeigt den Binder der Feierabendhalle der Stadt Holzminden (Weserbergland), 20,91 m Stützweite² (Entwurf: der Verfasser). Genau in gleicher Weise war die Olympia-Festhalle in Garmisch-Partenkirchen gebaut³.

¹ FONROBERT, F.: Werkstoffbedarf für Dreiecksbinder und Gleichlaufträger aus Holz. Dtsch. Bauztg. 72 (1938) S. B 295.

² DIEKMANN, A.: Bautechn. 16 (1936) S. 333.

³ KRESS, FR.: Baugilde 18 (1936) S. 373.

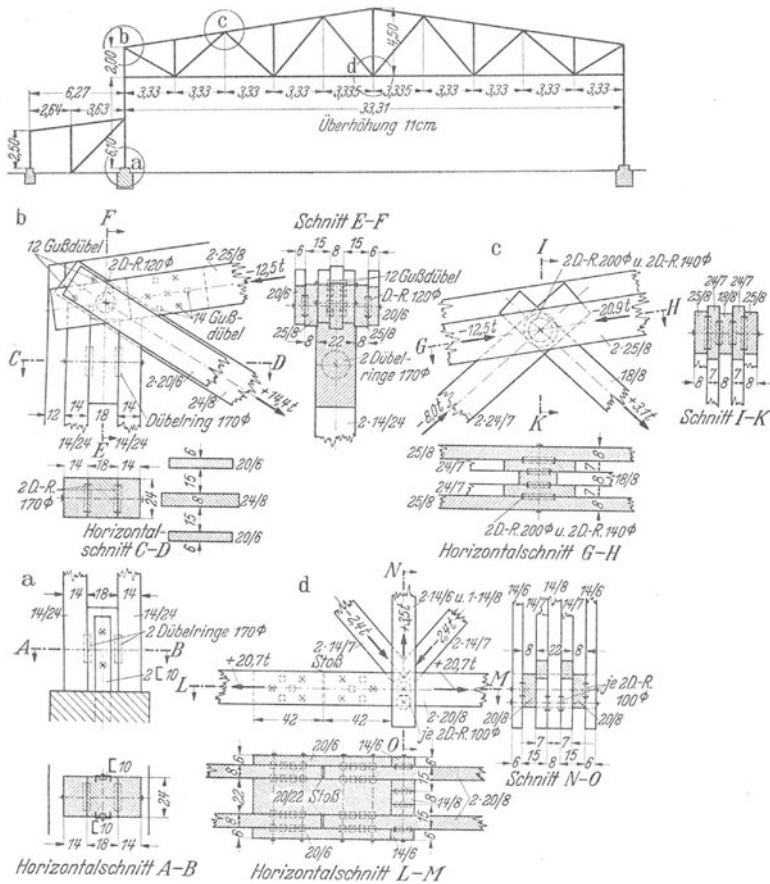


Abb. 71. Binder über der Flugzeughalle St. Gallen-Altenrhein.

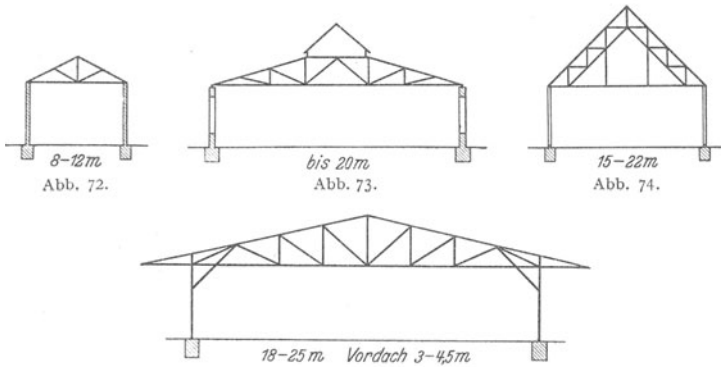


Abb. 72 bis 75. Bindersysteme für Dreiecksbinder von 8 bis 25 m Stützweite.

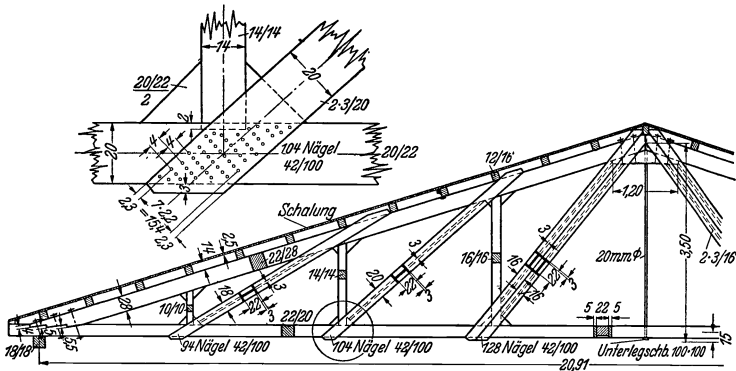
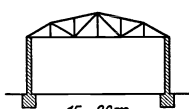


Abb. 76. Binder über der Feierabendhalle der Stadt Holzminden.

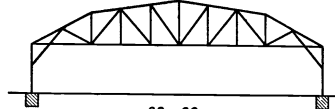
c) Mansardbinder.

Mansardbinder (Abb. 77 bis 79), die für Spannweiten von 15 bis 35 m in Frage kommen, haben sich als sehr wirtschaftlich erwiesen. Als Systemhöhe empfiehlt



15-20 m

Abb. 77.



22-32 m

Abb. 78.

Abb. 77 und 78. Bindersysteme für Mansardbinder von 15 bis 32 m Stützweite.

sich $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{4}$ der Spannweite. Als Eindeckung kommt fast nur teerfreie Dachpappe in Frage. Die Neigung des flachen Dachteils ist auch hier mit mindestens 6% anzunehmen. Abb. 79 zeigt die Netzlinie der Binder der Werkstättenanlage München-Ost mit einigen bemerkenswerten Knotenpunkten — Bauweise KÜBLER — Stützweite 26,50 m, Binderentfernung 7,00 m.

d) Parabel- und Bogenbinder.

Hat man es mit Dächern von hohem Eigengewicht und flacher Neigung, also kleinem Windanfall und ungefähr gleichmäßig verteilter Schneelast zu tun, so ist es zweckmäßig, die Binderform der Stützlinie anzupassen. Die Füllstäbe von Parabelbindern, die bei gleichmäßig verteilter Belastung rechnerisch überhaupt keine Last bekommen, haben in diesem Falle nur die Aufgabe, zufällige Ungleichmäßigkeiten der Belastung aufzunehmen und ein Ausknicken des Obergurtes in der Binderebene zu verhindern. Die Füllstäbe, deren Kräfte meist sehr klein sind, sind stets auf Zug und Druck anzuschließen. Der Obergurt kann aus hochkant gestellten Brettern bestehen, deren obere Begrenzung nach der Bogenform ausgesägt ist und die durch Nägel miteinander zu einem einheitlichen Ganzen verbunden sind (Abb. 80: System der Binder über den Wesersperrholzwerken in Holzminden [9]. Entwurf: der Verfasser). Abb. 81 zeigt die Netzlinie der Binder über dem Zuckerlager der Zuckersiederei Gutschdorf mit 3 charakteristischen Knotenpunkten (Ausführung: Christoph & Unmack). Stützweite 33,60 m. Der Obergurt besteht hier aus 2 Halbhölzern 12/26 bzw. 12/24.

Wird bei sehr großen Spannweiten nur der Obergurt als Fachwerkträger ausgebildet (Abb. 82), so muß die untere Bogengurtung, die Druck erhält, durch Bögen gegen die Pfetten abgestützt und dadurch ihr Ausweichen aus der Binderebene verhindert werden. Als Eindeckung kommt wegen der unterschiedlichen

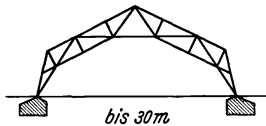


Abb. 83.

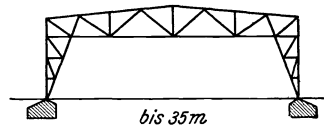


Abb. 84.

Abb. 83 und 84. Zweigelenfachwerkrahmen.

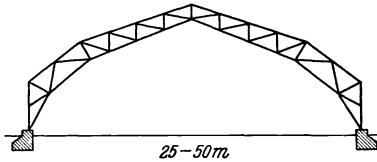


Abb. 85. Dreigelenfachwerkbinder.

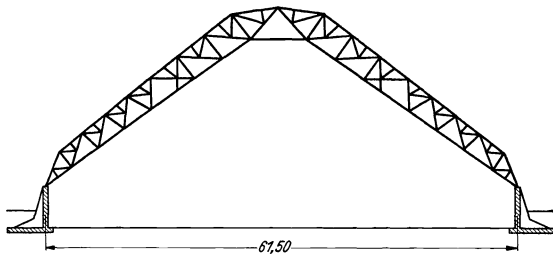


Abb. 86. Bindersystem der Salzlagerhalle Leunawerke, Merseburg.

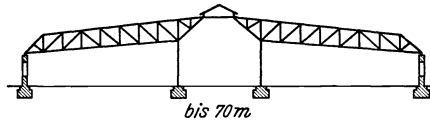


Abb. 87.

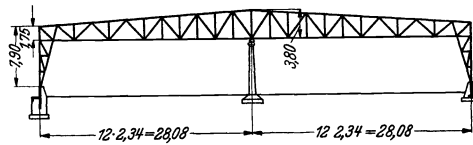


Abb. 88.

Abb. 87 und 88. System der Binder von mehrschiffigen Hallen.

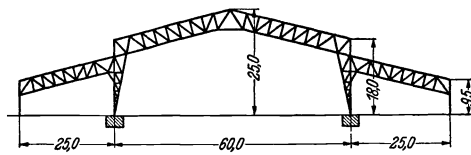


Abb. 89. System des Binders der Sängersfesthalle Wien.

f) Mehrschiffige Hallen.

Abb. 87 und 88 zeigen bewährte Typen mehrschiffiger Hallen. Abb. 89 ist das System des Binders der Sängerfesthalle Wien¹ (Architekt Z. V. Rupprecht; Ausführung der Holzkonstruktion: A. Chromys Wwe. & Sohn, Wien). Verbindungsmittel: Ringdübel, Bauart Schüller.

V. Türme, Gerüste, Tribünen [6].

Holz kommt als Baustoff für Beobachtungs- und Aussichtstürme und auch für Türme bei industriellen Anlagen (besonders in der chemischen Industrie) — also für Dauerbauten — wie auch für Türme im Zusammenhang mit Festhallen usw. (z. B. Flaggen- und Befehlstürme) — also für kurzlebige Bauten — in gleicher Weise zweckmäßig in Frage. Bei Dauerbauten wird die Standfestigkeit meist dadurch erzielt, daß die Stiele in den Fundamenten eingespannt werden, während bei Bauten für vorübergehende Zwecke oft eine Abspannung durch Drahtseile nach mindestens drei Richtungen erfolgt. Der Grundriß ist meist quadratisch oder rechteckig, da er dann in statischer Hinsicht am einfachsten zu erfassen ist. Auch können so die Verbände und Füllungsglieder an die Stiele leicht angeschlossen werden. Bei Türmen, die nicht verschalt sind, ist besonderer Wert darauf zu legen, daß sich in den Knotenpunkten nirgends Wasser oder Schmutz ansammeln kann, ferner daß der Wind an alle Teile herankann, um Fäulnis herde zu vermeiden. Für Dauerbauten nur imprägniertes Holz zu verwenden, dürfte eine selbstverständliche Pflicht sein. Für die Stiele ist die Benutzung von Rundholz trotz der schwierigeren Anschlüsse empfehlenswert. Bei Verwendung von Fichtenholz dürfte für die Imprägnierung in erster Linie das Osmose-Verfahren in Frage kommen.

Weiterhin wird Holz vorteilhaft für Gerüste und Tribünen verwandt.

Abb. 90 zeigt die gewaltige Olympia-Sprungschanze in Garmisch-Partenkirchen. Die Stiele des letzten rd. 30,0 m hohen Binders bestehen im unteren

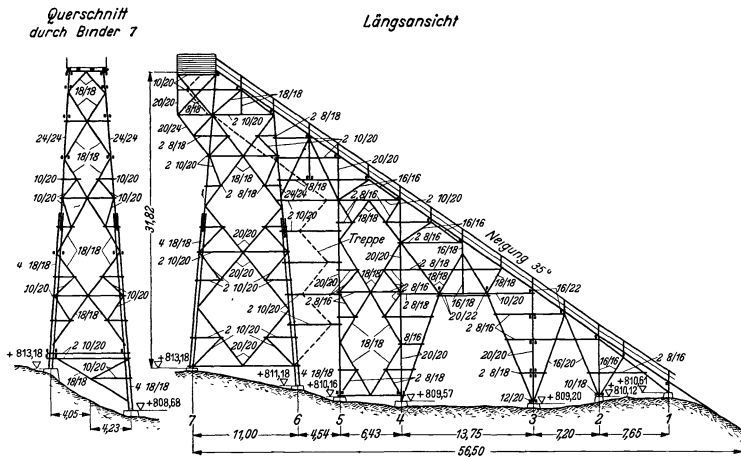


Abb. 90. Olympia-Sprungschanze in Garmisch-Partenkirchen. Systemzeichnung.

Teile aus je 4 Kanthölzern 18/18, in die wieder zur Verlängerung eine Säule 24/24 aufgesetzt ist. Der Aufgang zur Abfahrtsplattform ist im Innern des Gerüsts. An den Verbindungsstellen sind Bulldogplatten eingebaut. (Entwurf: Gemeinde-

¹ ERHART: Z. VDI 73 (1929) S. 1001.

bauamt Partenkirchen unter Leitung des Gemeindebaumeisters Albinger. Ausführung: Baugeschäft J. Eitzenberger, Partenkirchen.)

Als Beispiel für eine Tribüne ist in Abb. 91 die Tribüne für den Verein für Bewegungsspiele in Leipzig dargestellt. Als Verbindungsmittel dienen Alligator-

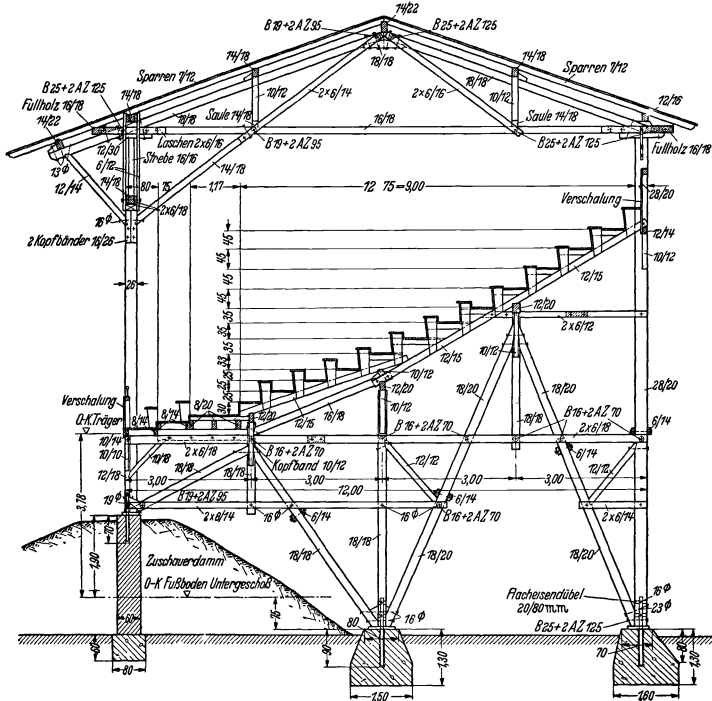


Abb. 91. Tribüne für den Verein für Bewegungsspiele in Leipzig.

Zahnringdübel¹. (Entwurf: Baumeister P. Grafe, Leipzig. Ausführung: R. Mekelnburg, Leipzig.)

Dienen die Tribünen manchmal nur vorübergehenden Zwecken, z. B. Paraden oder sonstigen Festlichkeiten, so werden sie durchweg nicht eingedeckt. Es ist aber darauf zu achten, daß sie trotzdem mit aller Sorgfalt konstruiert werden, insbesondere daß die nötigen Längs- und Querverbände eingebaut werden, und daß ferner das Holz so wenig wie möglich verschnitten wird, um es nach dem Abbruch für andere Zwecke wieder verwenden zu können.

VI. Brücken [6, 19]².

Im Brückenbau spielte früher das Holz neben dem Stein die wichtigste Rolle. Infolge der ständigen Zunahme der Achsdrücke und der dynamischen Erschütterungen ist das Gebiet des Eisenbahnbrückenbaus dem Holzbau seit langer Zeit restlos verloren gegangen. Das gleiche gilt auch für Straßenbrücken nach Einführung des 40 t schweren Raupenfahrzeuges. Nur noch Feldwegbrücken bis 12 m Stützweite und Fußgängerbrücken werden aus Holz hergestellt. Zweckmäßig und wirtschaftlich ist unter Umständen das Holz beim Bau von Werks- und

¹ GESTESCHI, TH.: Bautechn. 13 (1935) S. 537.

² WEDLER, B.: Bautechn. 19 (1941) S. 503.

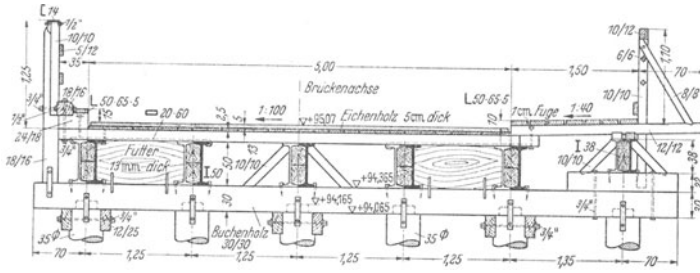


Abb. 92. Querschnitt durch die Fahrbahntafel der Notbrücke über die Weser in Höxter.

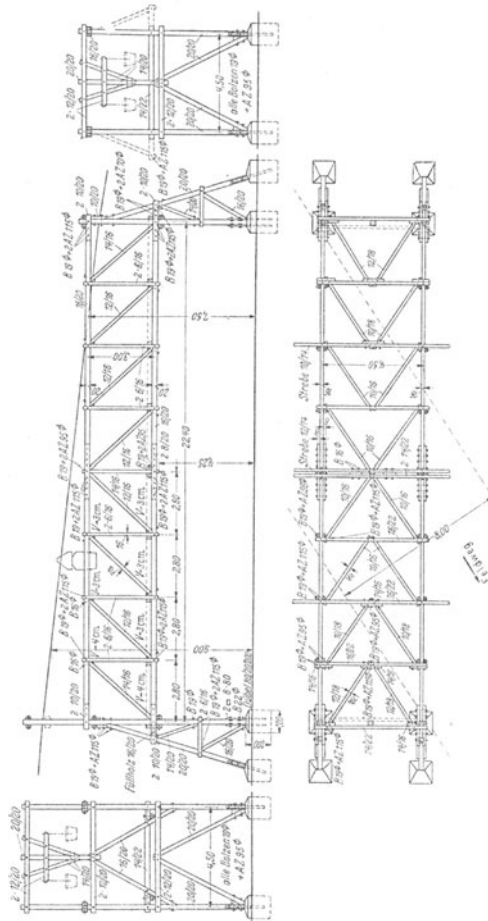


Abb. 93. Schutzbrücke für eine Drathseilbahnanlage in Liebertwolkwitz.

Transportbahnen und Verladeanlagen, besonders dann, wenn ihre Lebensdauer beschränkt ist. Im Gegensatz dazu spielt das Holz im Behelfsbrückenbau sowohl bei Eisenbahnbrücken wie bei Straßenbrücken eine bevorzugte Rolle¹.

Für Holzbrücken darf nur Holz der Güteklasse II oder I verwandt werden; es muß beim Einbau mindestens halbtrocken sein und so eingebaut werden, daß es weiter trocknen kann. Die Spannungen der Tafel 2 DIN 1052 dürfen im übrigen nur für die Bauteile angewendet werden, die gegen Feuchtigkeit und Nässe in ausreichender Weise durch Überdachung, Seitenverschalung, wasserdichte Abdeckung u. dgl. geschützt sind. Tränkung und Schutzanstriche, die gegebenenfalls nach der Bearbeitung und vor dem Zusammenbau aufzubringen sind, genügen hierfür allein nicht. Bei so behandelten Bauteilen von Brücken müssen die zulässigen Spannungen der Tafel 2 DIN 1052 um $\frac{1}{8}$, bei Bauteilen von Brücken, die ohne Schutzbehandlung und ohne den oben genannten Wetterschutz bleiben oder die wie Stützjoche dauernd im Wasser stehen, um $\frac{1}{3}$ ermäßigt werden. —

Bei größeren Spannweiten — vor allem bei Notbrücken — verwendet man heute gemischte Konstruktionen, indem man als Hauptträger I-Stähle wählt, während alle anderen Teile des Überbaus — Querträger, Längsträger und Fahrbahntafel (Bohlenbelag) — und der Unterbau (Joche) aus Holz bestehen. Abb. 92 Querschnitt durch die Fahrbahntafel der Notbrücke über die Weser in Höxter. In der Schiffsöffnungsöffnung bestehen die Hauptträger aus IP 70 und IP 55, sonst aus IP 60 und IP 38. (Ausführung: Firma H. Knoop, Höxter².) Je nach dem Zweck und der Art der Brücke können die Längsträger, bisweilen auch die Querträger fehlen. Die Fahrbahntafel ruht dann unmittelbar auf den Hauptträgern. In den letzten Jahren sind derartige Brücken als Fußgängerstege (Jägersteige) beim Bau der Reichsautobahnen vielfach zur Ausführung gekommen. Die nächsten beiden Beispiele zeigen Fachwerkkonstruktionen. Abb. 93 Schutzbrücke für eine Drahtseilbahnanlage in Liebertwolkwitz — Stützweite 22,40 m. (Ausführung: Zimmermeister A. Papsdorf, Liebertwolkwitz³.) Holzbrücken für dauernde Zwecke wird man wie die alten Brücken eindecken und seitlich verschalen.

Abb. 94 zeigt ein Stück der 184 m langen Transportbrücke der Zementfabrik Siegfried-Salzerhelden für die Verbindungsbahn vom Steinbruch zum Werk.

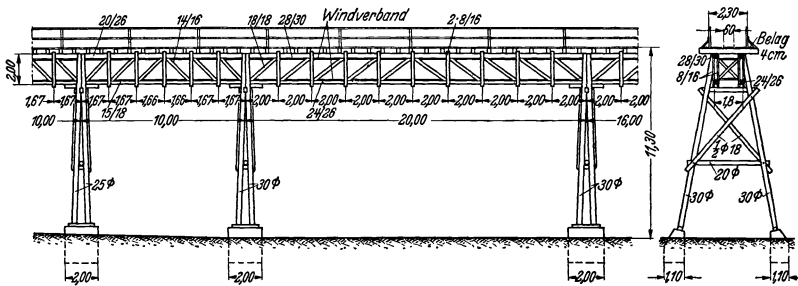


Abb. 94. Transportbrücke der Zementfabrik Siegfried, Salzerhelden (Südhannover).

Spurweite 60 cm; Belastung: 7 t-Lokomotive und 1 m³ Kipploren. Entfernung der Joche 10 m, über der Straße und im Anschluß daran 20 m bzw. 16 m. Als Auflager der Brücke über der Straße mit 20 m Netzweite wären an Stelle der einfachen Pfostenjoche Turmpfeiler empfehlenswerter. Die Brücke ist später durch den Einbau von Geka-Dübeln für eine 12 t-Diesellokomotive verstärkt worden⁴.

¹ STROY, W.: Z. VDI 85 (1941) S. 349 u. 891. — Bauing. 23 (1942) S. 129. — GABER, E.: Bau-techn. 19 (1944) S. 277. — SCHÄCHTERLE, K.: Die Straße 8 (1941) S. 317.

² NATERMANN, E.: Bautechn. 14 (1936) S. 493.

³ GRAFE, P.: Das Bauwerk B 13 (1939) S. 49.

⁴ STROY, W.: Z. VDI 81 (1937) S. 1418.

VII. Baugerüste.

Unbestritten ist die Verwendung des Holzes bei Bauten für vorübergehende Zwecke, Baugerüste oder Rüstungen, die mehr oder weniger kurze Zeit zu stehen haben und deshalb auch keine besonderen Schutzmaßnahmen hinsichtlich Lebensdauer verlangen. Im eigentlichen Hochbau spielen die Gerüste eine untergeordnete Rolle; sie werden daher gewöhnlich nicht vorher entworfen und berechnet, sondern beim Bau selbst je nach den örtlichen Verhältnissen errichtet. Hierbei sind jedoch die auf S. 1749 bereits erörterten Gesichtspunkte bezüglich der Knicksicherheit und der räumlichen Aussteifung sorgfältig zu beachten.

Im Brücken- und Ingenieurhochbau (hierher gehören auch schwierigere Neu- und Umbauten des eigentlichen Hochbaues) kommt dagegen den Gerüsten eine hervorragende Bedeutung zu. Für Lehr- und Schalengerüste, Aufstellungs- und Hilfsgerüste ist es durchaus geboten, mit derselben Sorgfalt zu rechnen und zu konstruieren, als wenn man es mit einer Brücke oder einem Hallenbau zu tun hätte. Ein Zusammenbruch ist kein geringeres Unglück in bezug auf Menschenleben und Kosten. Die vielen bedauerlichen Einstürze von Schalungs- und Lehrgerüsten der letzten Jahre lassen es notwendig erscheinen, unbedingt eingehender auf die auftretenden waagrechten Kräfte einzugehen. Es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß auch dann waagrechte Kräfte entstehen können, wenn planmäßig nur lotrechte Lasten wirken¹.

A. Lehrgerüste [10b, 15]².

Lehrgerüste, die zur Erbauung von Bogenbrücken dienen, haben die Aufgabe, die Last des noch nicht erhärteten Gewölbes zu tragen und ferner als Lehre für die Leibung zu dienen. Sie können *unterstützt* oder *fest* sein, wenn sie an beliebig vielen Punkten nach dem Untergrund abgestützt werden können, oder *freitragend* sein, wenn sie nur auf 2 Punkten — meist in der Nähe der Kämpfer — gelagert sind.

1. Unterstützte Lehrgerüste.

Das Obergerüst, das bei großer Höhe bisweilen in mehrere Stockwerke aufgelöst wird, muß absenkbar sein und ruht auf den *Ausrüstungsvorrichtungen*

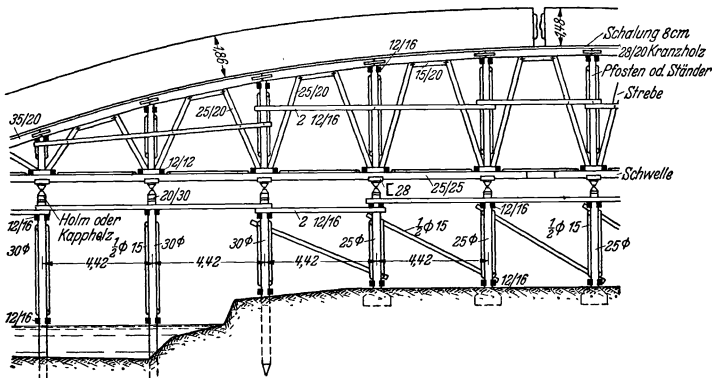


Abb. 95. Lehrgerüst der Neckarbrücke Cannstatt.

(Schraubenspindeln, Sandtöpfe, Bügelhölzer, Keile). Diese müssen zugänglich sein und außerhalb des Bereiches des Sommerhochwassers liegen. Um den beweglichen

¹ GAEDE: Die Bauindustrie 1939 Nr. 50 und 1940 Nr. 2, 3 und 4. — WEDLER, B.: Beton u. Eisen 39 (1940) S. 9.

² HUMMEL, TH.: Z. VDI 83 (1939) S. 339 u. 363. — Bautechn. 17 (1939) S. 145 u. 215.

Teil in Abmessungen und Gewicht niedrig zu halten, werden sie so hoch als möglich angeordnet, in der Regel in Höhe des Kämpfers. In Ausnahmefällen können sie auch höher oder tiefer liegen, sehr oft in zwei verschiedenen Höhen. Die Ausrüstungsvorrichtungen übertragen ihre Last auf die Pfosten oder Pfähle des festen Untergerüsts.

Das Obergerüst besteht aus mehreren hintereinander liegenden parallelen Tragwänden, „*Bindern*“ oder „*Gespärren*“, die die Schalung zu tragen haben. Von den sehr zahlreichen Binderformen, die früher ausgeführt wurden, wird heute fast nur noch das *Strebenwerk* als die statisch beste Form angewandt¹. Die *Kranzhölzer* ruhen unmittelbar auf den *Pfosten* oder *Ständern* und den *Streben*; diese sind ihrerseits in einzelnen Punkten über den Ausrüstungsvorrichtungen auf die *Schwelle* abgestützt, die den unteren Abschluß des senkbaren Teiles des Lehrgerüsts bildet.

Abb. 95 Teil des Lehrgerüsts der Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstatt. Ausführung: Dyckerhoff & Widmann. Abb. 96 zeigt einen Ausschnitt aus dem Lehrgerüst der zweiten festen Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz². Hier sind in jedem Knotenpunkt 2 Schraubenspindeln angeordnet und dementsprechend 2 Pfosten und 2 Streben vorhanden.

Lehrgerüste werden heute als wichtige Ingenieurbauwerke betrachtet; sie sind so zu bauen, daß sie sich unter der aufzubringenden Gewölbelast möglichst wenig verformen. Daher sind auf Biegung beanspruchte Teile zu vermeiden mit Ausnahme der Schalung und der Kranzhölzer, bei denen sich dies nicht umgehen läßt. Die Gewölbelasten sind klar auf dem kürzesten Wege durch die Ausrüstungsvorrichtungen in den Untergrund zu leiten. Die Zahl der Stöße ist zu verringern und quer zur Faser gedrückte Hölzer sind soweit als möglich zu vermeiden.

Um wirtschaftlich zu arbeiten, ist auf eine weitgehende Wiederverwendung des Gerüstholzes Bedacht zu nehmen. Verkämmungen, Verblattungen, Überschneidungen, durch die das Holz hinterher für andere Zwecke unbrauchbar wird, sind daher zu unterlassen. Als Verbindungsmittel kommen nur Schraubenbolzen mit viereckigem Kopf und sechskantiger Mutter in Frage. Im allgemeinen wählt man $\frac{3}{4}$ " mit Unterlegscheiben 60/60/6 unter Mutter und Kopf; bei dickeren Hölzern und an den Knotenpunkten geht man auf $\frac{7}{8}$ " mit Unterlegscheiben 80/80/8. Derartige dickere Schraubenbolzen werden auch vielfach benutzt für das Anklammern doppelter Kranzhölzer an die Pfosten und Streben und für die Untergerüste, die im Hochwasserbereich stehen. Zur Erhöhung der Steifigkeit der Knotenpunkte dienen Einpreßdübel. Bei den großen Lehrgerüsten der letzten Jahre sind besonders die Alligator-Zahnringdübel mit bestem Erfolge verwandt worden. Stählerne Klammern, die beim Aufstellen von Lehrgerüsten viel verwandt werden, dienen dazu, Hölzer gegeneinander zu ziehen bzw. ein Verschieben in waagrechtlicher Richtung zu verhindern.

Obwohl die Kosten der Lehrgerüste bei Massivbauten einen wesentlichen Teil der Gesamtbaukosten ausmachen (etwa 10 bis 30%), wurde früher ihre statische Untersuchung mehr oder weniger vernachlässigt nach dem Grundsatz: „Lehrgerüste konstruiert man und rechnet dann höchstens einige Teile nach“. Mit zunehmender Erkenntnis der Festigkeitseigenschaften des Holzes wendet man heute dem Entwurf, der Berechnung und der Ausführung von Lehrgerüsten die gleiche Aufmerksamkeit zu wie dem eigentlichen Bauwerk. Werden doch die Gerüste oft kaum weniger beansprucht als das Bauwerk selbst, und hängt von ihrer Güte und sachgemäßen Ausführung in hohem Grade auch die Güte des Bauwerkes selbst ab. Nachdem heute durchweg die Berechnung der einzelnen Bau-

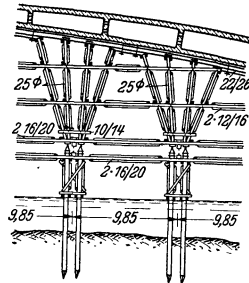


Abb. 96.
Lehrgerüst der Straßenbrücke
über die Mosel bei Koblenz.

¹ SROY, W.: Bautechn. 4 (1926) S. 810.

² DISCHINGER, FR.: Bautechn. 12 (1934) S. 332.

glieder bis ins kleinste durchgeführt und der Ausbildung der Knotenpunkte die größte Aufmerksamkeit geschenkt wird — Einschaltung von Hartholz und Profilstählen (L-Stähle bzw. Larssen) —, genügt es bei sachgemäßer praktischer Ausführung zum Eigengewicht von vollen Gewölben einen Zuschlag von 200 bis 250 kg/m² für die Belastung durch Arbeiter und Geräte zu machen. Erschütterungen, die durch das Kippen des Betons und das Stampfen entstehen können, wirken sich zwar während der Aufbringung des Betons aus. Der Einfluß dieser Nebenwirkungen ist jedoch, solange die volle Betonlast noch nicht aufgebracht ist, geringer als der des noch fehlenden Betongewichtes. Ist dieses voll vorhanden, so spielen die geringen Zusatzbelastungen keine Rolle. Deshalb könnte unter Umständen der Zuschlag von 200 bis 250 kg/m² ebenfalls in Wegfall kommen [10b]. In vielen Fällen wird, um die Zuschläge für die Belastung durch die Arbeiter und Geräte zu berücksichtigen, auch mit einem Raumeinheitsgewicht von 2,6 t/m³ für Stahlbeton gerechnet. Ein Lastzuschlag für das Untergerüst kann entfallen. Bei den neuerdings häufig vorkommenden aufgelösten Konstruktionen wird vielfach mit Rücksicht auf die hohen Bogenrippen bzw. Scheibenwände wegen der allmählich beim Betonieren zunehmenden Belastung für das Lehrgerüst lediglich das Eigengewicht der Brücke zugrunde gelegt.

Bei den meisten Ausführungen des Hochbaues darf jedoch der Einfluß der zusätzlichen Beanspruchung durch Abkippen und Stampfen des Betons keinesfalls vernachlässigt werden.

Die zulässigen Beanspruchungen sind in DIN 1052 festgelegt. Ist Holz dauernd durchnäßt wie bei Pfahljochen oder wird ausnahmsweise frisch gefälltes Holz verwandt, so sind diese Werte auf $\frac{2}{3}$ zu ermäßigen.

Zweckmäßige Maße beim Entwurf von Lehrgerüsten¹.

Der Binderabstand schwankt zwischen 0,90 und 2,25 m, liegt aber zweckmäßigerweise zwischen 1,40 und 1,60 m. Durch die Schwelle, die im allgemeinen etwa in Kämpferhöhe angeordnet wird, ist die Pfeilhöhe des Obergerüstes festgelegt. Beträgt diese mehr als 10 m, so teilt man das Obergerüst in 2 Stockwerke. Die Knotenpunktentfernung der Schwelle macht man etwa gleich der Pfeilhöhe bzw. der Pfeilhöhe des oberen Stockwerkes. Dieses Maß bleibt in den mittleren $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ der Schwellenlänge unverändert und nimmt gegen den Kämpfer hin ab. Bei schwach belasteten Gerüsten und geringer Pfeilhöhe wird die Knotenpunktentfernung größer und umgekehrt bei stark belasteten Gerüsten und großer Pfeilhöhe kleiner als die Pfeilhöhe gemacht. Man kommt damit zu Entfernungen von 4 bis 8 m. Die Knotenpunktentfernung der Kranzhölzer beträgt im allgemeinen $\frac{1}{3}$ davon.

Diese Zahlen sollen nur einen ungefähren Anhalt bieten. Denn bei praktischen Ausführungen werden die Verhältnisse unter Umständen bestimmte Maße bedingen. Ferner wird jeder Unternehmer bestrebt sein, die vorhandene Schalung, Gerüsthölzer, Ausrüstungsvorrichtungen usw. auszunutzen. Auch ist man durch die Tragfähigkeit der Gerüstpfähle des Untergerüstes an gewisse Entfernungen gebunden.

Als Schalung oder Belag werden Schalriegel von 5 bis 10 cm Dicke verwandt, die sich von Binder zu Binder frei tragen müssen. Dicken von 12 bis 14 cm (Türstockholz) kommen nur bei Binderentfernungen von 2,00 m bzw. hohen Eisenbetonbogenrippen vor.

Die Kranzhölzer werden *einteilig* aus Kantholz oder *zweiteilig* aus dicken Bohlen oder Halbhölzern hergestellt. Wird die Pressung bei den Kranzhölzern an den Auflagerknotenpunkten quer zur Faser zu groß, so werden neuerdings hierzu bei flachen Gewölben auch 2 L-Stähle 12 bis 16 verwandt. Die Verbindung eines Pfostens mit einem *einteiligen* Kranzholz ist in Abb. 37 dargestellt. Der Anschluß der Streben erfolgt dann durchweg sprengwerkartig unter Zuhilfenahme eines Spannriegels. In Abb. 97 a — Lehrgerüst der Moselbrücke Koblenz — Massivbogen — ist der Spannriegel aus Hartholz ausgeführt und mit dem Kranz-

¹ Sroy, W.: Der Brückenbau 16 (1927) S. 45 und 16 (1928) S. 70.

holz verbolzt. Ist mit einem einseitigen Strebenschub zu rechnen, so kann dieser zweckmäßig durch eingebaute Alligator-Zahnringdübel aufgenommen werden. Ebenso gut sind die bei verdübelten Balken üblichen Hartholzdübel. Will man den Spannriegel auch in Weichholz ausführen, so ist die in Abb. 97 b angewandte Konstruktion empfehlenswert — entnommen aus dem Lehrgerüst der Straßenunterführung Eltingen—Glemseck—Reichsautobahn. (Ausführung: J. Mörk, Leonberg.) Meistens können sogar die Druckverteilungsstäbe zwischen Strebe und Kantholz wegfallen, wenn entgegen der üblichen Gewohnheit das dicke Stammende der Strebe nach oben unter das Kranzholz gelegt wird und dadurch eine große Auflagerfläche entsteht.

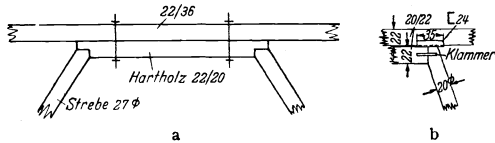


Abb. 97 a und b. Verschiedenartige Ausbildungsmöglichkeiten des Anschlusses einer Strebe an ein einteiliges Kranzholz.

Sobald die Pressung zwischen Pfosten und Kranzholz das zulässige Maß quer zur Faser von 20 kg/cm² überchreitet, sind besondere Sattelhölzer aus Hartholz einzuschalten. Es ist falsch, zwischen Kranzholz und Pfosten eine Pfette anzuordnen und auf diese entsprechend den Gepflogenheiten des Hochbaues die Kranzhölzer aufzuklauen. An Stelle dieses unnötig eingefügten Holzes, das quer zur Faser gedrückt wird, ordnet man besser Zangen an, um den Querverband herzustellen.

Die Verbindung *zweiteiliger* Kranzhölzer mit den Pfosten und Streben ist in Abb. 44 dargestellt. Verwendet man C-Stähle als Kranzhölzer, so wird das mittlere Drittel zwischen den Strebenanschlüssen mit Holz ausgefüllt. Ebenso wird der über den C-Stählen liegende segmentförmige Teil aus Holz hergestellt. In gleicher Weise ist bei Verwendung von Bohlen bzw. Kanthölzern zur Herstellung der Bogenform eine Auffutterung notwendig, wenn man allzubreite Hölzer und unwirtschaftlichen Verschnitt vermeiden will. Diese erstreckt sich bei einteiligen Hölzern meist nicht über die ganze Breite, sondern besteht aus einer 5 bis 6 cm dicken Bohle.

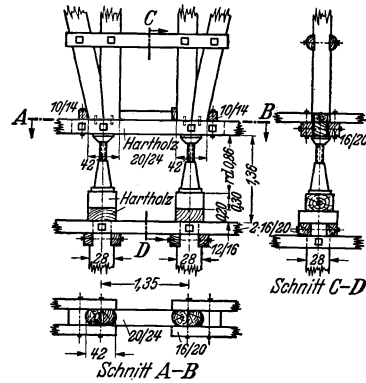


Abb. 98. Anschluß der Pfosten und Streben an eine zweiteilige Schwelle.

Die **Pfosten und Streben** sind auf Knicken zu berechnen. Werden sie durch Längszangen elastisch gehalten, kann die Knicklänge auf 0,8 ihres Wertes ermäßigt werden. Sie werden wegen des einfacheren Abbindens meist aus Kantholz hergestellt. Werden bei schwer belasteten Gerüsten Rundhölzer gewählt, so sind diese für ein gutes Anliegen der Zangen zweiseitig zu bearbeiten.

Die **Schwelle**, die meist aus einem *Kantholz* besteht, läuft in der Regel in ganzer Länge durch, jedoch kommen auch Fälle vor, wo sie zur Freihaltung einer Öffnung für Schiffahrt oder Eisenbahnverkehr unterbrochen ist. Sie wird etwa alle 10 bis 12 m stumpf gestoßen unter Verwendung von doppelten Holzlaschen und Schraubenbolzen (Abb. 41). Gewöhnlich werden zur Druckverteilung unter den Pfosten und Streben und über den Ausrüstungsvorrichtungen Hartholz- oder L-Stahlstücke angeordnet (Abb. 35). Bisweilen werden die Schwellen auch *zweiteilig* als Zangen ausgeführt; dann wird an den Knotenpunkten zwischen den Pfosten und Streben und den Ausrüstungsvorrichtungen ein Hartholz eingeschaltet, das mit der Schwelle verschraubt wird (Abb. 98).

Längs- und Querverband sind beim Lehrgerüstbau von größter Wichtigkeit. Gerade fehlerhafte oder leichtsinnige Anordnungen von Aussteifungen haben manchen Einsturz verursacht. Die Abmessungen der Zangen und Kreuze (vielfach Halbrundhölzer), die die Verbände bilden, lassen sich nicht rechnerisch erfassen;

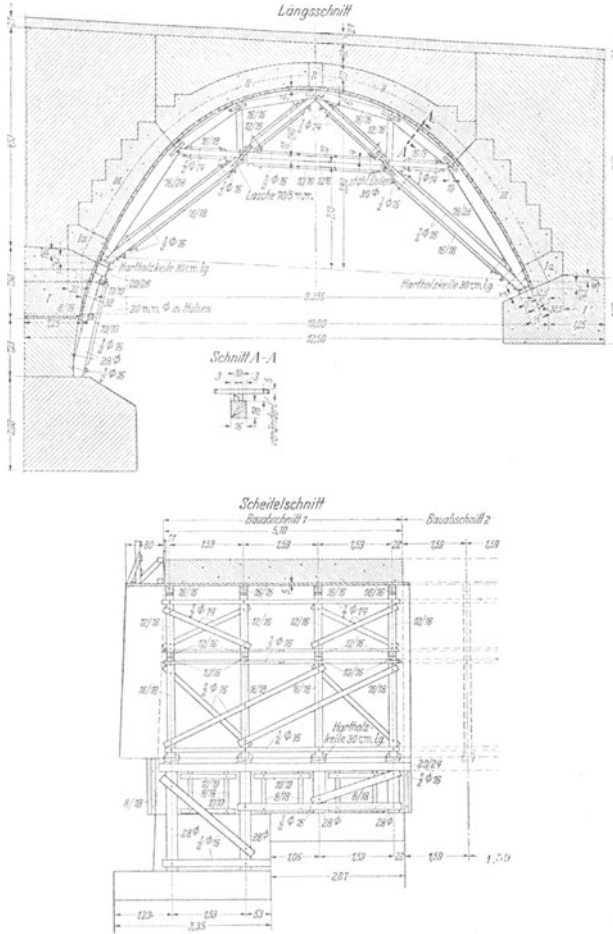


Abb. 99. Lehrgerüst für die Lehnbrücken am Imperloch.

Ihr Querschnitt steht meist in einem gewissen Verhältnis zu dem der Pfosten und Streben und wird bedingt durch das Gefühl des entwerfenden Ingenieurs auf Grund der praktischen Erfahrung. Einen gewissen Anhalt bietet schon die Tatsache, daß der Holzaufwand für Längs- und Querverband etwa 20 % des Gesamtholzaufwandes ausmacht¹.

Für den Längsverband in der Binderebene genügt bei einer Pfeilhöhe bis etwa 7,50 m 1 Zange in halber Höhe der längsten Streben, bei größerer Höhe werden 2

¹ Sroy, W.: Bautechn. 4 (1926) S. 819.

bisweilen sogar 3 Zangen angeordnet. Bei ganz niedriger Pfeilhöhe bis etwa 3 m kann man ganz darauf verzichten. *Querverbände* werden in der Ebene der Pfosten angeordnet. Diese werden oben unmittelbar unter den Kranzhölzern durch waagrechte Querzangen verbunden, die bisweilen auch an den Pfostenfüßen angebracht werden. Ferner sind Querkreuze erforderlich, so daß unverschiebliche Vierecke

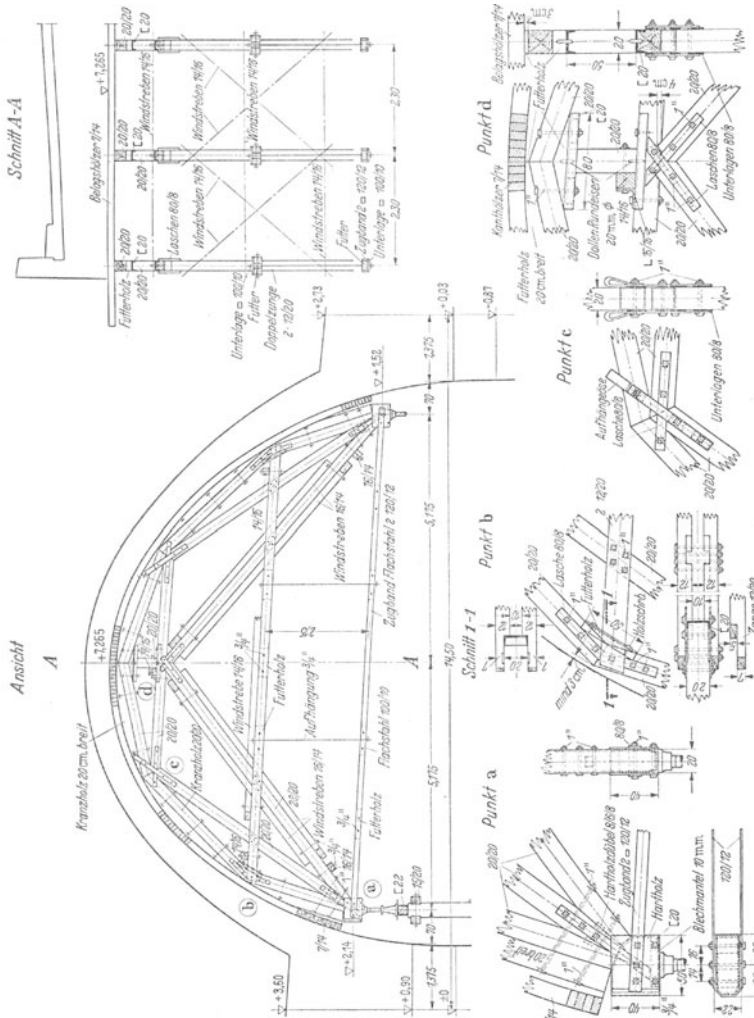


Abb. 100. Lehrgerüst für die Fischerhäule-Brücke am Drackensteiner Hang.

entstehen. Für das Richten sind außerdem noch Querzangen vorzusehen, die neben jedem Knotenpunkt die Schwellen miteinander verbinden. Dadurch werden diese in ihren richtigen Abständen gehalten und gegen Umkanten geschützt. Die Gewölbeshalung macht einen oberen waagrechten Windverband entbehrlich. Am Untergurt des Obergerüsts bzw. am Obgurt des Untergüsts (bisweilen an beiden) werden meist Windstreben angeordnet, denen aber keine große Bedeutung zukommt.

Das feste Untergerüst besteht aus Jochen von gerammten Pfählen oder von Pfosten, die auf Betonfundamenten aufstehen. Abb. 95 zeigt beide Ausführungen. Auf den Köpfen der gerammten Pfähle (Abb. 95 links) ist ein Querholm oder Kappholz angeordnet, auf dem die Ausrüstungsvorrichtungen stehen. Der Querverband wird gebildet durch Querzangen in Höhe des Niedrigwassers und durch Querkreuze. Bei Anordnung eines Querholmes können die oberen Querzangen wegfallen. Als Längsverband dienen nur Längszangen, die unmittelbar unter dem Querholm angebracht sind. Weitere Längskreuze sind nicht möglich, um nicht den Abfluß des Sommerhochwassers zu hindern. Ist der Untergrund genügend fest, so werden die Pfosten unmittelbar auf durchgehende Betonfundamente stumpf aufgesetzt (Abb. 95 rechts). Die Einschaltung einer Schwelle, wie sie im Hochbau üblich ist, ist falsch. Die Ausrüstungsvorrichtungen werden gleichfalls unmittelbar auf das Hirnholz der Pfosten gesetzt. Querzangen an Kopf und Fuß sichern den richtigen Abstand der Pfosten beim Aufstellen. Ebenso wie bei den Pfahljochen werden Längszangen und außer den Querkreuzen noch Längskreuze angebracht, da für diese hier kein Hinderungsgrund besteht.

Bei hohem Unterbau werden je zwei benachbarte Pfostenjoch durch Längs- und Querzangen und Kreuze zu einem Gerüst- oder Turmpfeiler zusammengefaßt. Die Entfernung der Angriffspunkte der Zangen beträgt etwa 4 bis 6 m, so daß annähernd quadratische Felder entstehen. Werden die Pfosten über 10 bis 12 m lang, so müssen sie gestoßen werden. Der Stoß, der in der Regel stumpf unter Verwendung von hölzernen oder stählernen Laschen ausgeführt wird, liegt unmittelbar über dem Kreuzungspunkt der Zangen.

Dem Lehrgerüst ist eine Überhöhung zu geben, damit nach dem Ausrüsten und nach vollendeter Schwindung die Stützlinie für Eigengewicht mit der errechneten Stützlinie zusammenfällt. Auf den Einfluß der Zusammendrückung des Bogens und der Widerlager, der Verkürzung des Bogens infolge Temperaturabfall und Schwinden, ferner infolge des Zusammenpressens der Berührungsflächen der Gelenke und der Arbeitsfugen in dem Gewölbe usw. soll nicht eingegangen werden. Die Zusammendrückung des Lehrgerüsts während der Zeit des Betonierens und vor Schließen der Schlußlamelle setzt sich zusammen aus der elastischen Verformung des Holzes, die sich nach dem Hookeschen Gesetz mit $E = 100000 \text{ kg/cm}^2$ berechnen läßt (sie kann zu rd. $\frac{1}{2}$ mm je m Gerüstpfosten angenommen werden), aus der Zusammendrückung der Hölzer, die nach Erfahrung für jede Auflagerfuge mit 2 mm eingesetzt werden kann, und aus der Zusammendrückung des Sandes in den Sandtöpfen. Diese beträgt nach Versuchen bei einer Last bis zu 20 t 4 mm und bis zu 30 t 6 mm [106].

2. Freitragende Lehrgerüste.

Freitragende Lehrgerüste sind dann zweckmäßig, wenn der Raum unter dem Gewölbe für Verkehrswege usw. freigehalten werden muß oder der Erdboden ein Absprießen der Gerüste nicht gestattet. Sie können auch wirtschaftlich sein bei sehr hohen Pfeilern, besonders, wenn sie wiederholt benutzt werden können. Sie werden durchweg fertig auf dem Erdboden abgebunden und dann hochgezogen. Werden die Pfeiler betoniert, so ist zu bedenken, daß dafür eine Einschalung erforderlich ist und daß dann unter Umständen eine volle Ausrüstung zweckmäßiger sein kann. Auch spielt die Einrichtung der Baustelle (Vorhandensein von Auslegerkränen usw.) eine gewisse Rolle. Sie bestehen in ihrer einfachsten Form bei kleinen Weiten aus Dreiecksprengwerken, bei größeren Weiten aus Trapezprengwerken in Verbindung mit Dreiecksprengwerken. In neuerer Zeit bevorzugt man regelrechte Bogenfachwerke, deren Herstellung bisweilen in zwei in sich vollständig abgebundenen Binderhälften als Dreigelenkbogen erfolgt. Um eine möglichst starre Verbindung der Knotenpunkte zu erreichen, empfiehlt sich die Verwendung neuzeitlicher Holzverbindungsmitel. Als Beispiele seien in Abb. 99 das Lehrgerüst für die Lehnbrücken am Impferloch (Ausführung: Beton- und Monierbau) und in Abb. 100 das für die Fischerhäusle-Brücke am Drackenstein Hang bei Wiesensteig (Ausführung: Heilmann & Littmann) — beide im Zuge der Reichsautobahnstrecke Stuttgart—Ulm — gezeigt.

B. Schalgerüste.

Schalgerüste kommen im Stahlbetonhochbau und bei Stahlbetonbalken- und Rahmenbrücken zur Anwendung. Sie bestehen aus der Schalung im engeren

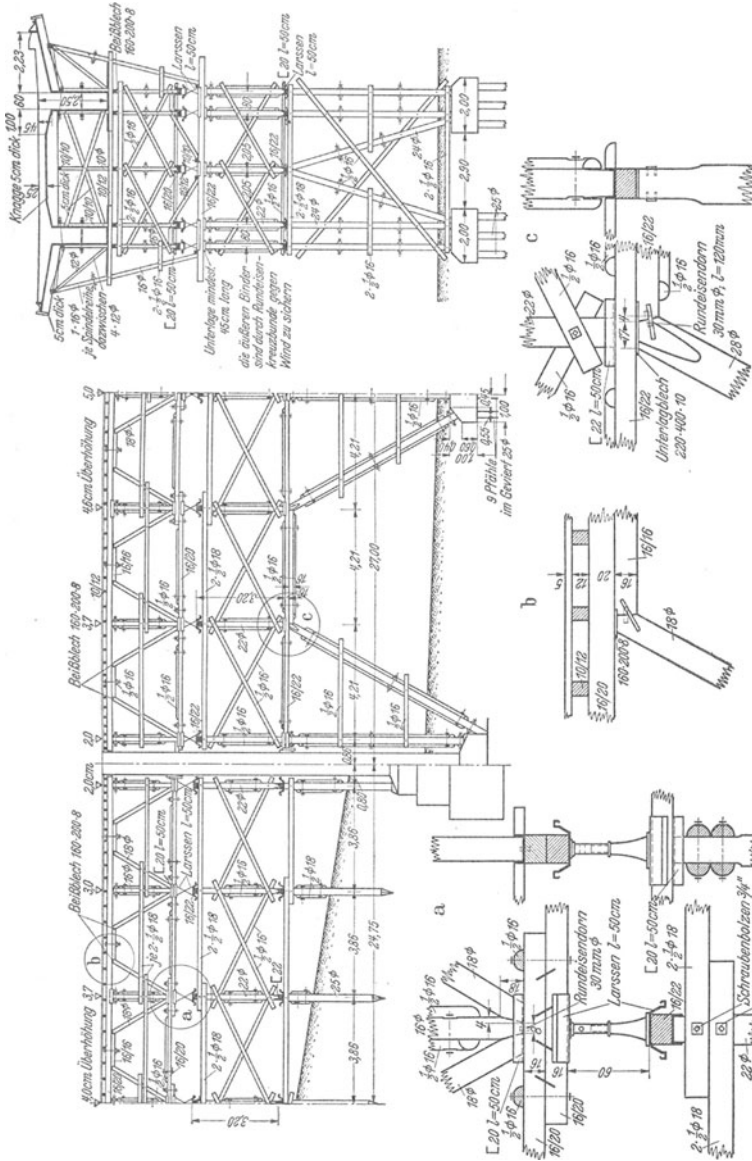


Abb. 101. Schalgerüst des Überganges bei Denkdorf.

Sinne und der Rüstung oder Stützung. Die Schalung wird hergestellt aus Brettern aus Nadelholz, 24 bis 30 mm dick; sie soll den Unterflächen der Decken,

den Balken, Säulen, Rahmenstiele und Wänden die erforderliche Form geben. Sie muß daher instande sein, den seitlichen Druck des frisch eingebrachten Betons — dieser ist bei Gußbeton am größten — aufzunehmen und das Betongewicht unter Berücksichtigung der Last des Arbeitsbetriebes auf die Stützung zu übertragen. Die Dicke der Schalung ist abhängig von der Belastung, der Anordnung der Laschen und der Entfernung der stützenden Kanthölzer. Im allgemeinen ist es zweckmäßig — auch mit Rücksicht auf den Holzverlust beim

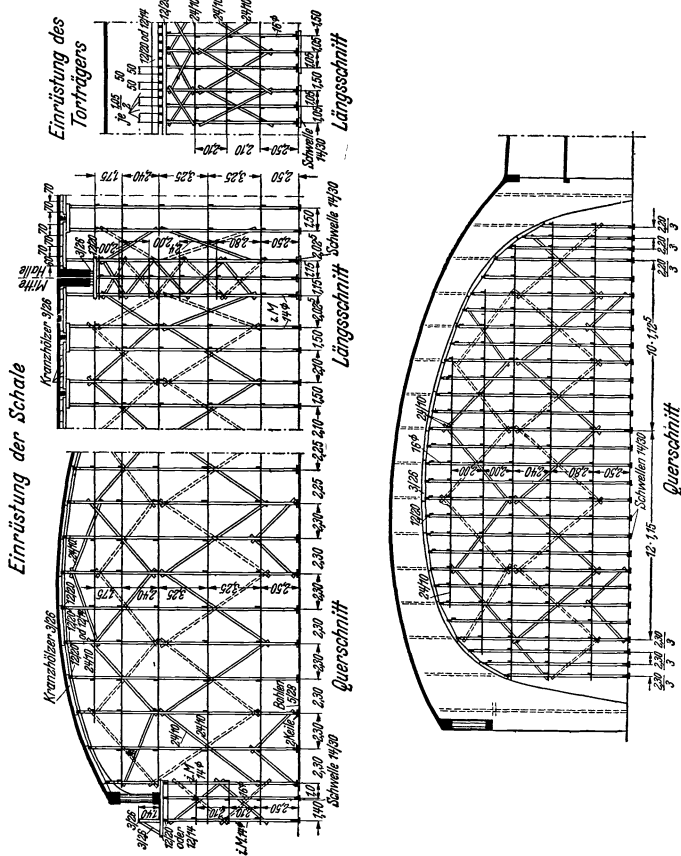


Abb. 102. Einrüstung eines Schalenbaues.

Ausschalen — die Dicke nicht zu gering zu wählen und bei großen Betonabmessungen über 30 mm hinauszugehen. Bei Verwendung von frischem Schalholz muß man infolge des Schwindens mit der Entstehung von zu großen Fugen rechnen, während bei zu trockenem Holze das Quellen sich unangenehm bemerkbar macht. Bei der Herstellung der Schalung muß auf das Ausschalen Rücksicht genommen werden. Säulen, Rahmenstiele, Balkenseiten können früher ausgeschalt werden als die Balkenböden und Decken. Dabei müssen unter diesen einige Stützen, sog. *Notstützen*, noch länger stehen bleiben; an diesen und den darüber liegenden Schalbrettern darf nicht gerührt werden. Bisweilen ist gehobelte Schalung empfehlenswert, wenn die sichtbaren Betonteile keine Nachbehandlung erfahren. Die Herstellung erfolgt in Form von Schalfeln, die an Ort und Stelle zu Schal-

kästen zusammengebaut werden. Als Verbindungsmittel dienen Nägel — seltener Kopfschrauben —, Schraubenbolzen und vor allem Rödeldraht (geglühter Stahldraht von etwa 2 mm Dicke). Die Ausführung erfolgt rein handwerksmäßig; nähere Einzelheiten vgl. [10a] und LÖSER, Betonkalender 1940, II, S. 17—21. In vielen Fällen ist es aber auch für den reinen Schalungsbau vorteilhaft, wenn man die Einteilung der Tafeln usw. nicht dem weniger geübten Bauführer und Polier oder gar Zimmermann überläßt. Eine einfache Zeichnung auf Grund von praktischen Überlegungen kann hier manchen wirtschaftlichen Vorteil bringen.

Das Stützgerüst besteht in der einfachsten Form aus Rundholzständern, unter denen Hartholzkeile als Ausrüstungsvorrichtung angeordnet und die durch Verstrebungen (Latten, schmale Bretter, Schwarten, dünne Halbrundhölzer) gegeneinander abgesteift sind. Bei großer Höhe und schweren Lasten ist das Gerüst bisweilen unterteilt; dann liegen die Ausrüstungsvorrichtungen zwischen Ober- und Untergerüst.

Schalgerüste sind genau so sorgfältig zu berechnen und zu konstruieren wie Lehrgerüste; die dort aufgestellten Grundsätze sind auch hier in vollem Umfange maßgebend.

Abb. 101 zeigt einen Ausschnitt aus dem Schalgerüst des *Überganges bei Denkendorf* der Reichsautobahn Stuttgart—Ulm (Ausführung: Beton- und Monierbau). Da die Bodenpressung unter dem Stampfbetonfundament zu hoch wurde, ist dieses auf 9 geramnten Pfählen $\varnothing 22$ gegründet¹. Zweckmäßigerweise hätte man das Sprengwerk bis unter die Absenkvorrichtungen gehen lassen sollen. Die Verwendung sog. *Beißbleche*, wie sie in diesem Beispiel vorkommen, hat sich nicht bewährt. Ihre Druckübertragung ist sehr beschränkt, weil sie sich kugelförmig durchbiegen, wenn sie den Druck auf größere Flächen übertragen sollen. Neuere sind diese Beißbleche über den Ständern des Sprengwerkes durch Abfallstücke von Larssendielen ersetzt. Lediglich unter den Kranzhölzern sind sie teilweise noch belassen, weil die dort auftretenden Kräfte nicht groß sind. Besser werden sie jedoch auch dort durch E- oder L-Stähle ersetzt. So sind z. B. beim Lehrgerüst des MurrtaIviaduktes bei Backnang JL-förmige Laschen 9/24 cm von 5 mm Dicke und 50 cm Länge verwendet, die genügend biegesteif sind und zwischen den Kranzhölzern und den Zapfen der Pfosten eingepaßt liegen. Diese Winkel ersetzen gleichzeitig die sonst üblichen Flachstahllaschen².

In Abb. 102 ist die Einrüstung eines *Schalenbaues* dargestellt. (Ausführung: Dyckerhoff & Widmann).

Nähere Einzelheiten über die Gerüste weitgespannter Hallen- und Kuppelbauten bei FR. DISCHINGER und U. FINSTERWALDER³.

C. Aufstellgerüste [15, 16].

Während Stahlbrücken kleinerer Stützweiten (etwa bis 30 m) meistens vollständig zusammengebaut durch Schwenkkrane oder Eisenbahnkrane eingelegt werden können, ist beim Bau größerer Brücken ein besonderes Aufstellgerüst erforderlich, da die Brücke in Einzelteilen zur Baustelle kommt und dort zusammengesetzt werden muß. Diese Gerüste sind je nach den örtlichen Verhältnissen, der Art der Brücke sowie den zur Verfügung stehenden Geräten und Gerüstteilen verschieden. Als Baustoff für derartige Gerüste kommt Holz oder Stahl in Frage. Holz hat den Vorteil besserer Anpassungsfähigkeit an Geländeunebenheiten, geringerer Vorarbeiten, schnellerer Aufstellung und besserer Wiederverwendbarkeit. Stählerne Gerüste sind bei großen Lasten, insbesondere wenn sie in einem Punkt konzentriert auftreten, bei hohen Aufbaugerüsten sowie bei beengten Platzverhältnissen gegeben. In den meisten Fällen wird unter der zu erstellenden Brücke ein durchlaufendes festes Holzgerüst angeordnet, bestehend aus Pfosten bzw. Pfählen aus Rundholz, der Ausfachung (Kreuze, Zangen und Holme)

¹ SCHÄCHTERLE, K.: Beton u. Eisen 35 (1936) S. 4 u. 25.

² KAISER, A.: Bautechn. 17 (1939) S. 41.

³ DISCHINGER, FR. u. FINSTERWALDER, U.: Beton u. Eisen 31 (1932) S. 106.

aus Kantholz und der Gerüstabdeckung aus Bohlenbelag auf Kanthölzern und stählernen Unterzügen.

Bei gutem Baugrund werden *Pfosten* aus wirtschaftlichen Gründen Pfählen vorgezogen. Die Pfosten setzen sich auf hölzerne Schwellenroste oder Hilfsfundamente aus Beton, die die Lasten auf das Erdreich übertragen. Um bei großen Auflasten und kleiner zulässiger Bodenpressung die Beanspruchung der Schwellen auf Druck und Biegung gering zu halten, sind meist mehrere Lagen von Schwellen kreuzweise übereinander anzuordnen, wobei darauf geachtet werden muß, daß die Schwellen in ein und derselben Lage gleiche Höhen aufweisen (Abb. 103).

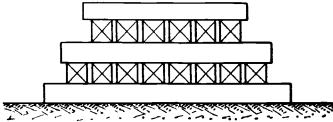


Abb. 103. Schwellenstapel.

Wenn mit Rücksicht auf die geringe Tragfähigkeit der obersten Bodenschichten die Gründung tiefer in die Erde gelegt werden muß und das Gerüst längere Zeit stehen bleibt, besteht bei hölzernen Schwellen unter Umständen die Gefahr der Fäulnis. Es werden dann an Stelle der hölzernen Schwellen zweckmäßig genau so wie bei den Lehrgerüsten *Hilfsfundamente* aus Beton angeordnet.

Bei sehr schlechtem Baugrund sowie in Flüssen werden an Stelle der Pfosten *Pfähle* gerammt.

Die einzelnen Pfosten bzw. Pfähle werden in Brückenquerrichtung durch kräftige Ausfachung miteinander verbunden. Die so entstandenen Wände sind

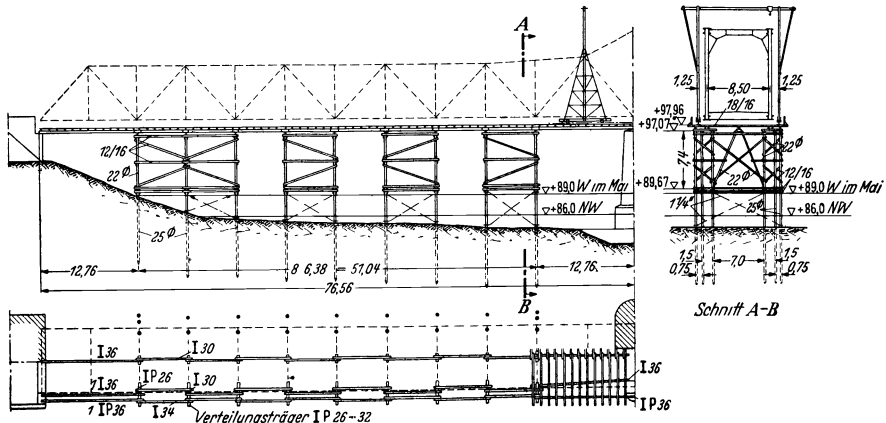


Abb. 104. Aufstellgerüst der Straßenbrücke über die Düna.

dann in der Lage, die in der Brückenquerrichtung auftretenden Windkräfte aufzunehmen. Meist werden je 2 Pfahl- bzw. Pfostenwände durch hölzerne Verbände, die in der Brückenlängsrichtung angeordnet sind, zu räumlichen *Jochen* verbunden, wodurch gleichzeitig die Knicklänge der Pfähle bzw. Pfosten nach beiden Achsen hin verkürzt wird. Die Pfahlköpfe werden durch querliegende Hölzer oder Stahlträger miteinander verkoppelt, auf denen die meist stählernen Längsträger liegen, die ihrerseits die Bohlen bzw. Vierkanthölzer der Gerüstabdeckung, die Kranbahn usw. tragen (Abb. 104). Aufstellgerüst der Straßenbrücke über die Düna (Ausführung: Gutehoffnungshütte).

Bei Pfahlgerüsten, die im Wasser stehen, werden die Pfähle unterhalb des Wasserspiegels durch stählerne Zugstangen miteinander verbunden, die kreuzweise angeordnet die Horizontalkräfte übernehmen. Als Zugstangen werden meist Rundstähle verwendet, an deren oberem Ende, noch über dem Wasserspiegel liegend, ein Spannschloß, am unteren Ende eine Kette oder Festklemm-

konstruktion befestigt ist. Im allgemeinen besteht die Festklemmkonstruktion aus zwei durch Schrauben miteinander verbundenen stählernen Halbringen, die von oben abgelassen werden, um die Pfähle herumgreifen und sich beim Anspannen der Zugstangen am Pfahl festklemmen.

Die Pfähle können auch durch Schrägrammung zu einem sich nach oben verjüngenden Joch verbunden werden, wie dies aus Abb. 105, dem Aufstellgerüst der Oderbrücke bei Pommerzig (Ausführung: A. Klönne) hervorgeht. Es wurde hier neben der vorhandenen alten Brücke die neue Brücke auf einem Pfahlgerüst erstellt, das aus vier Schrägpfahljochen und zwei neben dem Widerlager angeordneten Pfahlwänden besteht, die zur Erreichung der erforderlichen Steifigkeit in Brückenlängsrichtung mit dem benachbarten Schrägpfahljoch durch

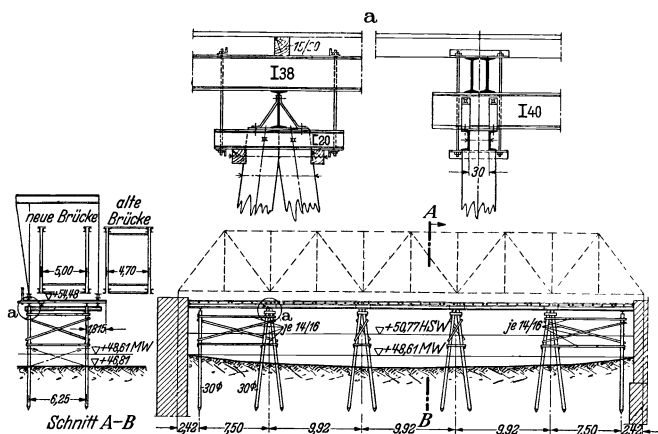


Abb. 105. Aufstellgerüst der Oderbrücke bei Pommerzig.

Kreuze und Holme verbunden sind. Die Köpfe der beiden zusammenstoßenden Schrägpfähle, auf die sich die stählernen Unterzüge abstützen, wurden sauber und eben abgeglichen und durch längsliegende eingekämmte U-Stähle und Schraubenbolzen miteinander verbunden. Die die Querhölzer unterstützenden Überlagsträger sind durch Verspannung gegen die Pfahlköpfe festgelegt, wie aus den Einzelheiten der Abb. 105 ersichtlich ist.

Bei großen Knotenlasten werden auch mehrere Pfähle ziemlich dicht nebeneinander gestellt und die so erhaltenen Pfahlgruppen zu Jochen vereinigt (Abb. 106), seitliches Drittel der Einrüstung der Mittelloffnung der Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim (Ausführung: Arbeitsgemeinschaft M.A.N., Harkort Dortmund. Union). Auf dieser Abbildung ist auch zu ersehen, wie das Gerüst bei bogenförmigem Untergurt der Stahlkonstruktion sich treppenförmig der Krümmung anpaßt. Ferner sei aufmerksam gemacht auf den Gerüstpfeiler seitlich der 104 m breiten Schiffsöffnungsöffnung.

Erforderliche *Durchfahrtsöffnungen* in einem Gerüst, sei es für Schiffe bei Überbrückung eines Wasserlaufes oder für Fuhrwerke bei Überbrückung einer Straße, werden durch besondere Tragkonstruktionen, bei größeren Spannweiten durch stählerne Gerüstbrücken überdeckt. Abb. 107, Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel (Ausführung: A. Klönne).

Der „freie Vorbau“ wird angewandt, wenn die Erstellung fester Gerüstplattenformen bzw. besonderer Gerüstbrücken nicht möglich oder zu kostspielig ist. Dabei ist jedoch erforderlich, daß ein Teil des Überbaues bereits erstellt ist und von diesem aus mittels eines Freivorbaukranes weiter gebaut wird, wobei der bereits erstellte Teil als Gegengewicht dient. Ist ein genügendes Gegengewicht nicht

vorhanden, so müssen sonstige künstliche Verankerungen bzw. Gegengewichte geschaffen werden. Der Freivorbau wird insbesondere bei den sog. Talbrücken angeordnet, die als durchlaufende Träger zur Überbrückung von Talmulden dienen. Der „echte“ Freivorbau arbeitet ohne jegliche Hilfsgerüste und baut die stählernen Träger von Pfeiler zu Pfeiler frei vor. Bei „unechtem“ Freivorbau

werden noch Gerüstjoche zwischen-geschaltet, auf die die einzelnen Brückenteile mittels Freivorbaukränen aufgelegt werden. In Abbildung 108 ist ein solches Freivorbaugerüst schematisch dargestellt. Die dabei erforderlichen Gerüstjoche können wieder aufgesetzt oder gerammt sein und werden meist der Höhe nach in verschiedene aufeinander gesetzte Geschosse unterteilt. Sind die Gerüstjoche sehr hoch, so müssen sie, bevor die Brückenlast aufgebracht wird, gegen Windkräfte seitlich durch Seilverspannung abgefangen werden.

Beim Bau von Bogenbrücken sind außer den bereits erwähnten Gerüstplattformen noch besondere *Obergerüste* erforderlich, auf die die Bogenteile zunächst abgesetzt werden. Die Obergerüste haben außer der Knotenlast der daraufliegenden Bogenteile noch die Niet- und Schweißgerüste zu tragen, die als Arbeitsgerüste zum Verdornen, Verschrauben, Aufreihen, Vernieten und Verschweißen der Konstruktionsteile dienen. Wenn die auftretenden Kräfte es gestatten, werden die Obergerüste wegen der eingangs erwähnten Vorteile aus Holz hergestellt; nur bei großen Lasten wird man zum Stahl greifen. Zum Höhenausgleich werden zwischen der abzustützenden Bogenkonstruktion und dem Obergerüst Kopfschrauben oder Pressen zwischengeschaltet. Abb. 109 Reichsautobahnbrücke am Kaiserberg bei Duisburg (Ausführung: A. Klönne). Müssen Brückenauswechslungen

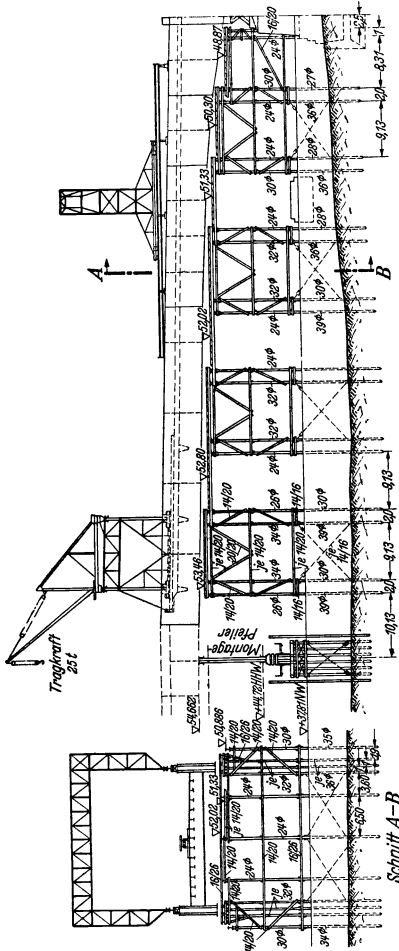


Abb. 106. Einrüstung der Mittelöffnung der Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mulheim.

Verkehrsunterbrechungen in kurzen Betriebspausen vorgenommen werden, so werden die neuen Überbauten auf besonderen Aufstellgerüsten parallel zum alten Überbau fertig erstellt und auf *Verschiebegerüsten* unter Kupplung des neuen und alten Überbaues in einer Betriebspause seitlich eingeschoben. Dazu werden die Überbauten auf Rollwagen aufgesetzt, die ihrerseits auf stählernen Verschiebebahnrägern laufen. Die Verschiebebahnräger werden unter Beachtung der großen konzentrierten Lasten meist durch Pfahlbündel abgestützt. In Abb. 107 ist der Querschnitt einer solchen Verschiebebahnaufstützung am Ende der Überbauten gezeigt.

Ein *Längsverschieben* der Brücke wird dann angewendet werden, wenn mit Rücksicht auf die vorhandene Örtlichkeit der Überbau auf dem festen Lande gegebenenfalls unter Vermeidung jeglicher Gerüste erstellt werden kann. Beim

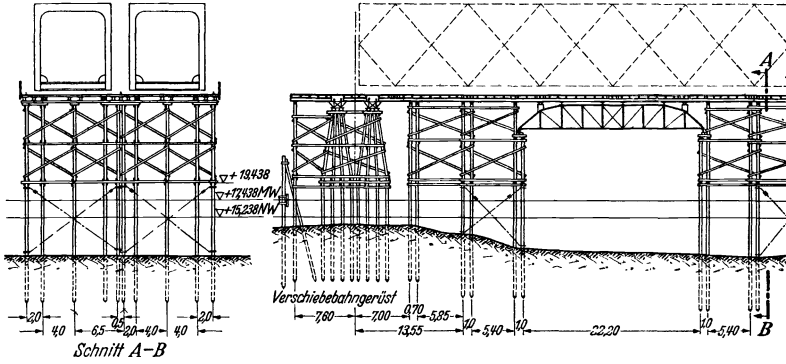


Abb. 107. Aufstellgerüst der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

Längsverschieben der Brücke läuft das hintere Brückeneinde meist auf Rollwagen über eine Verschiebebahn. Das vordere Brückeneinde wird entweder auf ein Ponton gesetzt und zum anderen Ufer geschwommen, oder es wird mit einem

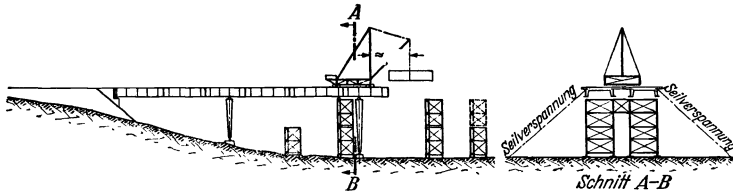


Abb. 108. Schematische Darstellung eines Freivorbaugerüsts.

Verlängerungsschnabel versehen, so daß das Schnabelende bereits das jenseitige Ufer erreicht, ehe der Schwerpunkt der Brücke über die äußerste Unterstüztung des diesseitigen Ufers hinwegrollt. Um dies zu erreichen, sind meist außer dem

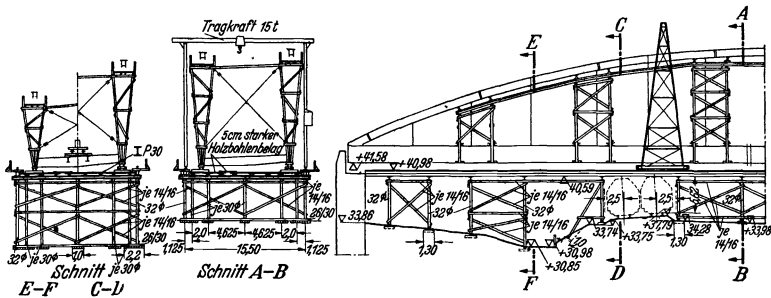


Abb. 109. Aufstellgerüst der Reichsautobahnbrücke am Kaiserberg bei Duisburg.

vor erwähnten, vorübergehend angesetzten Schnabelende noch besondere Hilfsjoche in der Nähe des Ausgangsufers sowie das Aufbringen von Ballast zur Vermeidung eines Kippens erforderlich. Sind die Schiffs- und Strömungsverhältnisse so

ungünstig, daß die Errichtung von festen Gerüsten unmöglich wird, kann man den Überbau anderen Orts auf einem festen Gerüst in der Nähe des Ufers im Bereich des schiffbaren Wassers zusammenbauen. Das Gerüst enthält entsprechende Aussparungen, die durch stählerne Träger überdeckt werden, ähnlich wie in Abb. 107 dargestellt ist. Nach deren Entfernung werden Prähme unter die Brücke gefahren, die Brücke durch Auspumpen des in den Kähen befindlichen Ballastwassers angehoben und verschwommen. Sehr große Sorgfalt erfordert dabei der Bau der auf den Pontons aufzustellenden *Schiffsgerüste*, insbesondere der im Prahm liegenden Längsausrüstung, die die Verteilung der konzentriert auftretenden Lasten derart in Prahmlängsrichtung vornehmen muß, daß die Beanspruchung der Prähme innerhalb der zulässigen Grenzen bleibt. Bei großen Lasten können dabei auch zwei Prähme nebeneinander angeordnet werden; die beiden Prähme sind durch Träger und Gerüstquerwände entsprechend miteinander zu koppeln. Zur Erhöhung der seitlichen Stabilität können die Prähme noch mit Drahtseilen nach dem Überbau hin abfangen werden. Ein charakteristisches Beispiel für die Ausbildung von Schiffsgerüsten ist in der Abb. 110 gezeigt, in der die Schiffsausrüstung beim Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel (Ausführung: Aug. Klönne) dargestellt ist. Es genügte bei diesen Prähmen, die Verteilungsträger etwa über die Hälfte der Schiffslänge zu führen. Das vordere und hintere Ende jedes Prahmes wurde durch eine wasserdichte Schottwand abgeschlossen, und es wurden somit Behälter zum Fassen des Ballastwassers geschaffen. Die Prähme werden jeweils unter die zu verschiebende Brücke gefahren, die Brücke durch Auspumpen des im Prahm befindlichen Ballastwassers angehoben, verschwommen und an Ort und Stelle durch Wiederfüllen der Prähme mit Ballastwasser in die endgültige Lage abgesetzt. Dementsprechend müssen in den Prähmen ausreichende Vorrichtungen zum Lenzen geschaffen werden. Man beachte bei dem dargestellten Beispiel die zahlreichen Verbände und Ausfachungen, die insbesondere mit Rücksicht auf unvorhergesehene Kräfte, wie Schiffsstoß, Seitenströmung, Wellenschlag usw. erforderlich sind.

Außer den erwähnten Hauptrüstungen sind bei den meisten Bauwerken noch *Hilfsgerüste* erforderlich. Geschieht z. B. der Antransport der Stahlkonstruktionsteile auf dem Wasserwege, so wird die Entladung der Schiffe oder Schuten durch Schwenkkrane oder Portalkrane bisweilen von einem besonderen Entladegerüst aus vorgenommen, das gleichzeitig als Gerüstplattform zum Absetzen der einzelnen Stücke dienen kann.

Zur Ausführung der Niet- und Schweißarbeiten werden Hilfsgerüste benötigt, die fahrbar oder verschiebbar den Arbeitsboden zum Vernieten und Verschweißen der einzelnen Konstruktionsteile bilden.

Abb. 111 zeigt ein fahrbares Nietgerüst mit klappbaren Arbeitsbühnen beim Bau der Rheinbrücke Ludwigshafen—Mannheim. (Ausführung: M.A.N.). Bei vorhandenen Obergerüsten werden die Hilfsgerüste in einfacher Weise mit der unterstützenden Konstruktion vereinigt (Abb. 109). Die Abb. 112 zeigt die Hängerrüstung für den Freivorbau der Versteifungsträger der Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. Derartige Hängerrüstungen werden auch an zu verstärkende oder zu erweiternde Brücken oftmals angehängt; sie können z. B. in einfacher Weise an bestehende Gurte gemäß Abb. 113 angeklemt werden.

Im Gegensatz zu den Lehr- und Schalgerüsten spielen bei den Aufstellgerüsten und auch bei den unter D behandelten Hilfsgerüsten geringe Formänderungen der Knotenpunkte und Setzungen keine Rolle. Dagegen sind gute Aussteifungen längs und quer und eine Verbreiterung der Gerüste nach unten bzw. ein Abspannen durch Drahtseile gegen Winddruck und seitliche Kräfte der Fördermittel unbedingt erforderlich. Die Verbindung der einzelnen Hölzer miteinander sowie ihre Festlegung auf der stählernen Unterkonstruktion geschieht im Gerüstbau auf möglichst einfache Art. Dabei wird man die Hölzer so wenig wie möglich verschneiden und die einfachsten Holzverbindungen wählen. Als Verbindungsmittel kommen nur Klammern und Schraubenbolzen, diese zweckmäßigerweise in Verbindung mit Einpreßdübeln, in Frage. Besonders viel verwandt sind in den letzten Jahren die bekannten Alligator-Zahnringdübel.

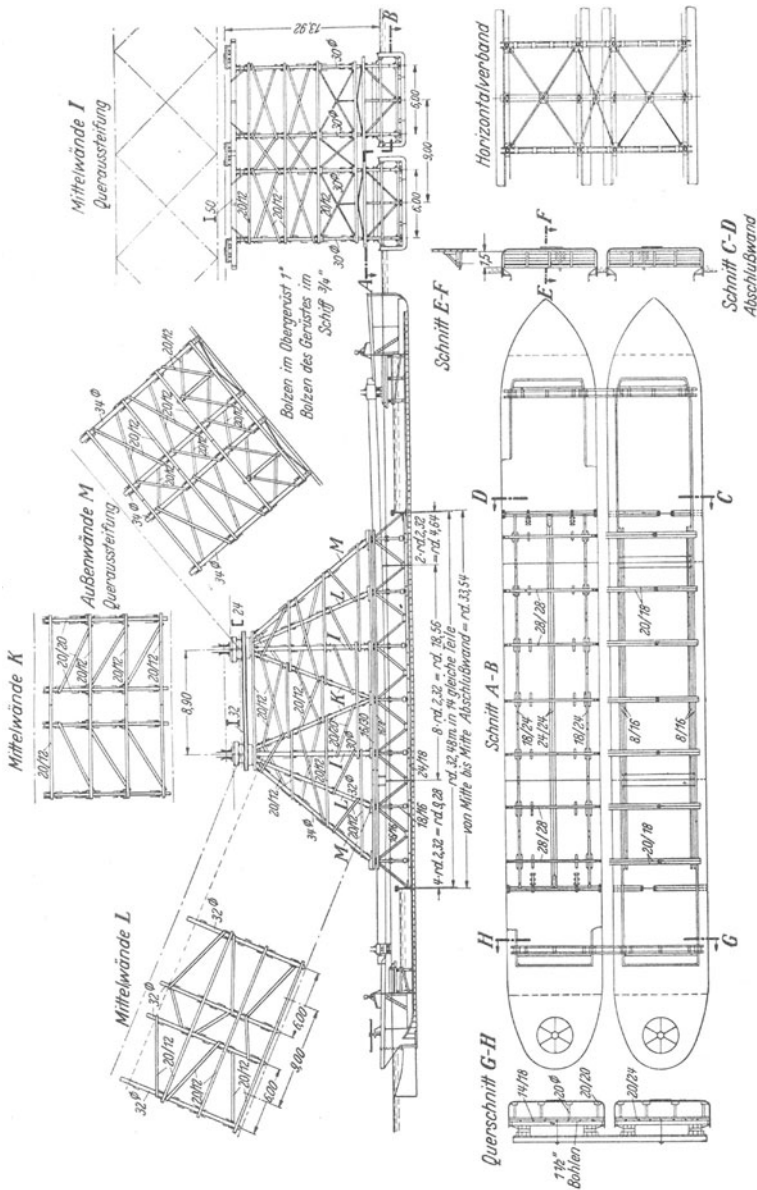


Abb. 110. Schiffsausrüstung beim Bau der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

Nach erfolgter Fertigstellung der Brücke muß das Gerüst von der Brücke getrennt werden, um das Bauwerk zum Tragen zu bringen. Hierzu bedient man sich im Stahlbrückenbau meistens der Schraubenspindeln und Heheböcke. Die

1800

Holzbau. — Baugerüste.

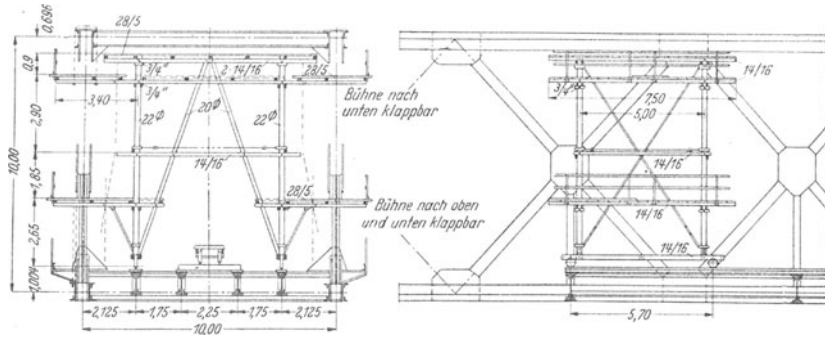


Abb. 111. Fahrbares Nietgerüst beim Bau der Rheinbrücke Ludwigshafen-Mannheim.

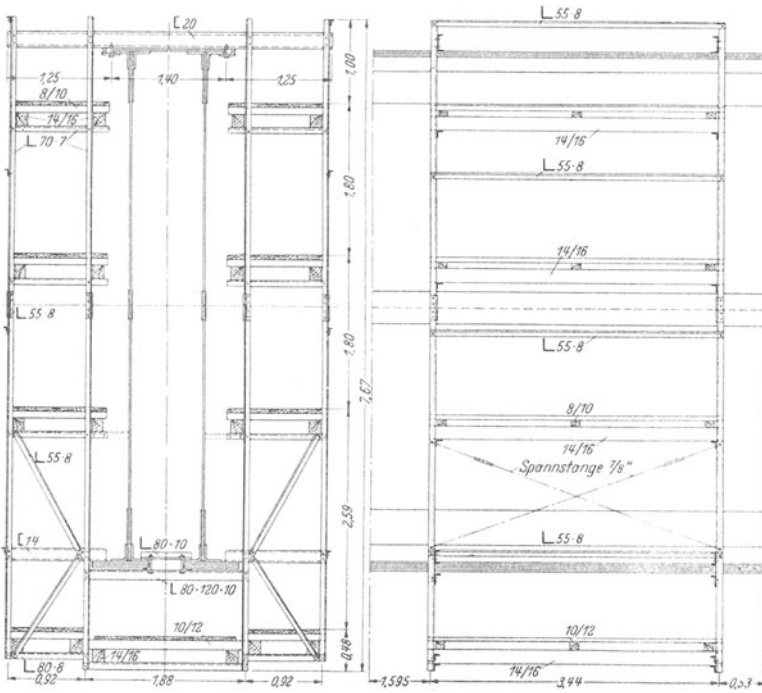


Abb. 112. Hängerüstung für den Freivorbau des Versteifungsträgers der Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.

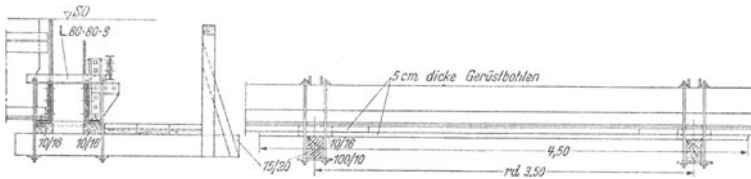


Abb. 113. Hängerüstung (an einen bestehenden Gurt angeklemt).

Schraubenspindeln (auch Kopfschrauben genannt) haben Tragfähigkeiten von 20 bis 35 t.

Bei größeren Lasten werden hydraulische Hebeböcke verwendet, die in üblicher Ausführung bis zu 300 t Hubkraft und etwa 200 mm Hubhöhe besitzen. Soll eine Brücke um eine größere Höhe angehoben werden, so ist es bei Verwendung von normalen Pressen erforderlich, die Brücke jeweils nach Ausführung eines Hubes wieder auf eine entsprechende Unterstützung (meist Schwellenstapel) abzusetzen, unter die Presse eine Schwellenlage unterzubauen und von neuem anzuheben. Die Stützung erfolgt dann immer abwechselnd auf Pressen und Hilfsstapeln. Abb. 114: Brücke über die Fuhlsbütteler Straße in Hamburg (Ausführung: Dortmunder Union). Um die Hilfsstapel zu vermeiden, verwendet man im Brückenbau mit Vorliebe sog. Perpetuum-Hebeböcke (vgl. auch [16], S. 53/54).

D. Hilfsgerüste [15].

Die Verwendung von Hilfsgerüsten ist im gesamten Bauwesen sehr mannigfaltig. Sie dienen als Fördergerüste (*Fahr- und Aufzuggerüste*) zur Anfuhr der Baustoffe, Bauteile und Geräte, sowie zum Verkehr zur Baustelle überhaupt, und als Arbeitsgerüste (bei Steinbrücken auch *Versetzgerüste* genannt). Meist wird ein und dasselbe Gerüst für mehrere Zwecke benutzt. Bei Brücken werden Hilfsgerüste auf einer oder auf beiden Seiten angeordnet, je nachdem ein Auslegerkran oder ein Portal- bzw. Brückenkran Verwendung findet. Sehr oft wird auch das Förder- und Arbeitsgerüst über die Brücke hinweggeführt und in Verbindung mit dem Lehr- bzw. Schalgerüst errichtet. Jedoch ist dabei zu bedenken, daß die Schwankungen und Stöße, die in dem Fördergerüst auftreten, sich auf das Lehrgerüst und damit auf das Gewölbe übertragen. Die Ausbildung der Fördergerüste erfolgt bei schwerem Lokomotivbetrieb ähnlich wie bei den Gerüstbrücken. Bei Erdtransport finden vielfach **T**-Stähle als Hauptträger Verwendung.

Bei kleinen Stützweiten stützt man auch das Fördergerüst über den Gewölbepfeilern ab und überbrückt die Öffnung zwischen diesen freitragend (fliegendes Gerüst).

Abb. 115 zeigt einen Ausschnitt aus dem Arbeitsgerüst der Brücke über das Waschmühlthal der Reichsautobahn Saarbrücken—Mannheim (Ausführung: Arbeitsgemeinschaft Neue Baugesellschaft Wayhs & Freytag und Dyckerhoff & Widmann). Auf der einen Seite befindet sich der Aufzug und der Transportsteg für Steine, auf der anderen Seite (in der Zeichnung nicht dargestellt) der für Beton. Der Aufbau der Gerüste für die Pfeiler erfolgt stufenweise¹.

Abb. 116 Arbeits-Transportgerüst am rechten Ufer Rheinbrücke Krefeld—Ürdingen—Mündelheim (Ausführung: Dyckerhoff & Widmann). Es sei ausdrücklich darauf aufmerksam gemacht, daß die oberen Querzangen, die die Gleise tragen, auf den Pfosten aufliegen und die Längszangen nicht belasten. Beim Schnitt E—F wäre es zweckmäßig gewesen, unmittelbar unter der Schrägstrebe eine mit dem Schrägpfeil verzahnte Knagge anzubringen, um jede Druckübertragung auf die Pfette und das Zangenpaar auszuschließen.

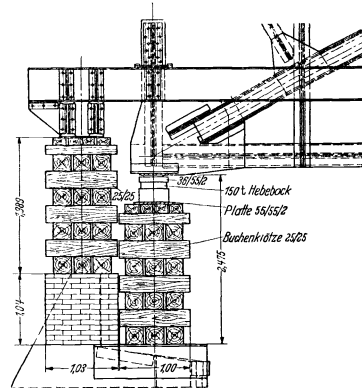


Abb. 114. Stützung des Auflagerknotenpunktes einer Stahlbrücke auf Pressen und Hilfsstapeln ([16] S. 81.)

¹ ERNST, E.: Bauing. 19 (1938) S. 449.

Schrifttum-Verzeichnis.

- [1] BAUMANN-LANG: Das Holz als Baustoff, 2. Aufl. München 1927. — [2] SEITZ: Grundlagen des Ingenieurholzbaus. Berlin 1925. — [3] STAUDACHER: Der Baustoff Holz. Zürich und Leipzig 1936. — [4] GESTESCHI: Grundlagen des Holzbaus, 3. Aufl. Berlin 1930. — [5] BÖHM: Handbuch der Holzkonstruktionen des Zimmermanns. Berlin 1911. — [6] GESTESCHI: Der Holzbau. Aus Handbibliothek für Bauingenieure, IV. Teil, Bd. 2. Berlin 1926. — [7] STOILOFF: Gestaltung der Knotenpunktverbindungen hölzerner Fachwerkträger. Stuttgart 1935. — [8] SEITZ: Hallenbau. Beitrag in „Bauen in Holz“, herausgegeben von STOLPER. Stuttgart 1933. — [9] STROY und FONROBERT: Holz-Nagelbau, 4. Aufl., Berlin 1942. — [10] MÖRSCH: Der Eisenbetonbau, 5. Aufl. a) II. Bd. 1. Teil (Eisenbetonschalung). Stuttgart 1926. b) II. Bd. 2. Teil: Die Brücken aus Eisenbeton (Lehrgerüste). Stuttgart 1933. — [11] *Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen* beim Verein Deutscher Ingenieure und Deutschen Forstvereine, Berlin. a) Heft 6, 1933, SEITZ: Neuzeitliche Holzverbindungen. b) Heft 10, 1934, GRAF und EGNER: Versuche über die Eigenschaften der Hölzer nach der Trocknung. c) Heft 11, 1935, STROY: Tragfähigkeit von Nagelverbindungen im Holzbau. d) Heft 12, 1935, BRENNER u. KRAEMER: Holzvergütung durch Kunstharzverleimung. e) Heft 17, 1937, Holzprobleme der Gegenwart. (Berichte über die Fachsitzungen der Holztagung 1936.) f) Heft 20, 1938, GRAF: Tragfähigkeit der Bauhölzer und der Holzverbindungen. g) Heft 21, 1938, Holzbau, Holzschutz, Holzverarbeitung (Vorträge der Holztagung 1937). h) Heft 22, 1938, GRAF: Dauerfestigkeit von Holzverbindungen. i) Heft 23, 1939, Bauholzfragen, Holzschutz, Holzverarbeitung (Vorträge der Holztagung 1938). k) Heft 24, 1939, GRAF und EGNER: Untersuchungen über Knotenplatten aus Sperrholz. l) Heft 26, 1940, Holzsparsinn im Holzbau. (Vorträge der Holztagung 1939). — [12] *Forschungsberichte Holz*, Heft 4, 1937. EHRMANN u. SEEGER: Neuere Untersuchungen über die Scherfestigkeit, Druckfestigkeit und Schlagfestigkeit von Kiefern- und Fichtenholz. Heft 6, 1940. MARTEN: Über die Kraftübertragung in Nagelverbindungen. — [13] *Merkhefte des Fachausschusses für Holzfragen*. Heft 1: Erläuterungen zum Merkblatt über baulichen Holzschutz gegen Fäulnis. Berlin 1939. Heft 2: „Erläuterungen zu DIN 4074“ (Gütebedingungen für Bauholz) von O. GRAF. Berlin 1940. Heft 3: „Regeln und Erläuterungen für die Verwendung von Nägeln bei Nagelverbindungen im Holzbau nach DIN 1052, § 8, 4“ von F. FONROBERT. Berlin 1940. — [14] KOLLMANN: Technologie des Holzes. Berlin 1936. — [15] SCHÖNHÖFER: Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau. Berlin 1911. — [16] KIRCHNER: Rüstungsbau. Berlin 1924. — [17] EGNER: Bauholz-Einsparung. Holzmasseneinsparung durch Holztafelbau und Verwendung schwacher, sowie kurzer Hölzer. Berlin 1940. — [18] FONROBERT: Grundzüge des Holzbaues in Hochbau, 3. Aufl. Berlin 1942. — [19] LASKUS: Hölzerne Brücken, 4. Aufl. Berlin 1942.

Maschinenkunde des Bauingenieurs (einschl. Elektrotechnik).

Von

Dr.-Ing. A. VIERLING,

o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

Schrifttum für den Bauingenieur. WEIHE-HANNER: Maschinenkunde, 2. Aufl., Berlin 1935. — KOSACK: Elektrische Starkstromanlagen, 8. Aufl. Berlin 1937. — GARBOTZ: Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb, 1. Band und 3. Band, erster Teil, Berlin 1931 u. 1937, 3. Band, zweiter Teil, Berlin 1937. — GARBOTZ: Mitteilungen des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb, Berlin. — ZIMMERMANN-BÖDDRICH: Einführung in die Dinormen, 6. Aufl. Leipzig u. Berlin 1938.

Taschenbücher. HÜTTE: Des Ingenieurs Taschenbuch, 26. Aufl. Berlin 1931. — DUBBEL: Taschenbuch für den Maschinenbau, 8. Aufl., Berlin 1941.

Sonderschrifttum ist an den betreffenden Stellen in Fußnoten aufgeführt.

I. Maschinenteile¹.

A. Hilfsmittel zur Befestigung und Verbindung von Maschinenteilen.

1. Keile².

Infolge der Neigung der kraftübertragenden Fläche (Anzug) können beim Keil durch eine Kraft in der Längsrichtung große Kräfte in der Querrichtung ausgeübt werden. Er tritt häufigst als *Längskeil* auf und dient dann zur Befestigung der Radnaben auf Achsen und Wellen (Spannungsverbindung). Ohne Nut: Hohlkeil (Abb. 1); unter Abflachung der Welle: Flachkeil (Abb. 2); in zur Wellenachse paralleler Nut: Nutenkeil (Abb. 3). Der Anzug beträgt $1/100$, die Nut in der Nabe ist entsprechend geneigt.



Abb. 1.



Abb. 2.



Abb. 3.

Beim Einlegekeil (Abb. 4) wird das zu befestigende Werkstück auf den Keil getrieben, während beim Treibkeil (Abb. 5) der Schlag beim Herstellen und Lösen der Verbindung auf den Keil ausgeübt wird.

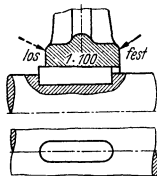


Abb. 4.

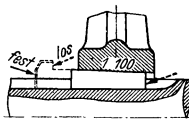


Abb. 5.

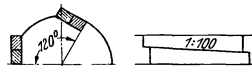


Abb. 6.

Treibkeile werden zur Erleichterung des Lösen auch als Nasenkeile ausgebildet. Zur Übertragung größter Drehmomente dienen Tangentkeile mit Anzug auf einer Seitenfläche (Abb. 6).

Ohne Verspannung, nur durch den Flächendruck an den Seitenflächen übertragen, die ohne Anzug hergestellten, in eine Nut sauber eingepaßten *Federn* das Drehmoment (Mitnehmerverbindung); als Gleitfedern gestatten sie eine Längsverschiebung des zu befestigenden Maschinenteiles. In halbkreisförmig ausgenommener Nut: Scheibenfedern.

Normung. DIN 501, Blatt 1 und 2, Keile, Übersicht; dort sind auch alle übrigen DIN-Blätter aufgeführt, die Abmessungen, Ausgangsmaterial und Anwendung von Keilen und Federn angeben³.

¹ RÖTSCHER: Die Maschinenelemente. Berlin 1927 u. 1929.

² HENTSCHEL: Keile, Din-Buch 11, Berlin 1924.

³ Normblätter sind zu beziehen vom *Beuth-Vertrieb*, Berlin W 15, Uhlandstr. 175, und Krefeld-Uerdingen, Parkstr. 29; gruppenweise Zusammenstellungen in den „DIN-Taschenbüchern“ desselben Vertriebs.

Der *Querkeil* wird senkrecht zur Achsrichtung der zu verbindenden Teile eingebracht. Anzug (1:20) ein- oder doppelseitig. Abb. 7 zeigt eine Verbindung von Stange und Hülse. Eine weitere Anwendung findet der Querkeil als *Stellkeil*, z. B. zum Nachstellen von Lagerschalen, Anzug dann 1:10 bis 1:4 (ohne Selbsthemmung).

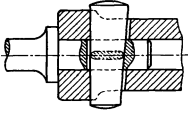


Abb. 7.

Zur Befestigung von Augen, Stellringen und zur Sicherung von Schraubenmuttern oder Scheiben werden *kegelige* (DIN 1) oder *zylindrische Stifte* (DIN 7) quer durch den Bolzen oder Zapfen getrieben (Abb. 8). Als „Paßstifte“ sichern sie die gegenseitige Lage zweier Maschinenteile. An Stelle der sauber einzupassenden kegeligen oder zylindrischen Stifte hat sich der durch meist 3 Kerben aufgeweitete kegelige oder zylindrische *Kerbstift* (Abb. 9) eingeführt¹, der auch als Längskeil vorteilhaft angewendet werden kann. Als

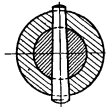


Abb. 8.



Abb. 9.

Sicherungsstift dient auch der *Splint* (DIN 94), aus Draht von halbkreisförmigem Querschnitt gebogen und nach dem Durchstecken aufgespreizt.

2. Schrauben².

Man unterscheidet Befestigungsschrauben mit meist eingängigem, scharfgängigem Gewinde zur Verbindung von Maschinenteilen, und Bewegungsschrauben, ein- oder mehrgängig, zur Erzielung einer Arbeitsbewegung mit Flach-, Trapez- oder Sägen-gewinde. Bei einer Umdrehung des Bolzens oder der Mutter erfolgt eine gegenseitige Verschiebung dieser beiden Teile in Achsrichtung um die Steigung h . Die Ausführung des Gewindes erfolgt im allgemeinen ein- und rechtsgängig, linksgängig nur in Sonderfällen; bei Bewegungsschrauben auch mehrgängiges Gewinde.

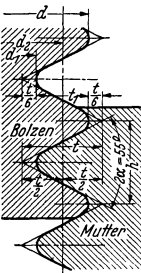


Abb. 10.

Weitere Kennzeichnung einer Schraube und ihres Gewindes durch Gewindedurchmesser (d beim Bolzen, D bei der Mutter), Kerndurchmesser (d_1 bzw. D_1), Gewindetiefe t_1 , Tragtiefe des Gewindes t_2 , mittlere Flankendurchmesser d_2 , Flankenwinkel 2α , Steigungswinkel γ . Die mittlere Neigung der Schraubenlinie ist $\text{tg } \gamma = h/d_2 \pi$.

a) Hauptsächlichste Gewindeformen.

α) **WHITWORTH-Gewinde.** Angabe des Gewindedurchmessers in engl. Zoll und der Gangzahl auf ein engl. Zoll. Der Flankenwinkel beträgt 55° . Grundform genormt in DIN 11 (Abb. 10 und Tabelle 1); Ausführung des WHITWORTH-Gewindes jetzt mit Spitzenspiel (DIN 11, Beiblatt 2 bis 4); Bezeichnung z. B. $\frac{5}{8}''$.

Tabelle 1. WHITWORTH-Gewinde $\frac{1}{2}$ bis $2''$ (Grundform, ohne Spitzenspiel, DIN 11).

Nenndurchmesser = Gewindedurchmesser d		Kern- durchmesser d_1	Kern- querschnitt	Flanken- durchmesser d_2	Gangzahl auf 1 Zoll z
engl. Zoll	mm				
$\frac{1}{2}$	12,70	9,99	0,784	11,35	12
$\frac{5}{8}$	15,88	12,92	1,31	14,40	11
$\frac{3}{4}$	19,05	15,80	1,96	17,42	10
$\frac{7}{8}$	22,23	18,61	2,72	20,42	9
1	25,40	21,34	3,58	23,37	8
$1\frac{1}{8}$	28,58	23,93	4,50	26,25	7
$1\frac{1}{4}$	31,75	27,10	5,77	29,43	7
$1\frac{3}{8}$	34,93	29,54	6,84	32,22	6
$1\frac{1}{2}$	38,10	32,68	8,39	35,39	6
$1\frac{5}{8}$	41,28	34,77	9,50	38,02	5
$1\frac{3}{4}$	44,45	37,95	11,31	41,20	5
2	50,80	43,57	14,91	47,19	$4\frac{1}{2}$

Nach Normblatt 11 des Deutschen Normenausschusses.

¹ Kerb-Konus G.m.b.H., Dresden A 45.

² SCHMIDT: DIN-Buch 3. Berlin 1927.

Tabelle 2. WHITWORTH-Rohrgewinde (Dichtungsgewinde ohne Spitzenspiel nach DIN 259).

Bezeichnung \approx Rohrrinnen-Durchmesser engl. Zoll	R $1\frac{1}{4}''$	R $1\frac{1}{2}''$	R $1\frac{3}{4}''$	R $2''$	R $2\frac{1}{2}''$	R $3''$
Außengewindedurchmesser d mm	13,2	16,7	21,0	26,4	33,3	42,0
Bezeichnung \approx Rohrrinnen-durchmesser, engl. Zoll	R $1\frac{1}{8}''$	R 2''	R $2\frac{1}{2}''$	R 3''	R $3\frac{1}{2}''$	R 4''
Außengewindedurchmesser d mm	47,8	59,6	75,2	87,9	100,3	113,0

Es sind nur diejenigen Gewinde angeführt, die auch für die gebräuchlichsten Gasrohr-innendurchmesser verwendet werden.

Für Rohrverbindungen ist das feingängigere WHITWORTH-Rohrgewinde geschaffen (DIN 259 ohne und 260 mit Spitzenspiel); die zur Bezeichnung verwendeten Zollmaße beziehen sich dabei nicht auf den Gewindedurchmesser, sondern auf den ungefähren Rohrrinnendurchmesser; Bezeichnung z. B. R $1\frac{1}{2}''$.

β) Metrisches Gewinde. Angabe von Gewinde-Neindurchmesser und Steigung in mm; Flankenwinkel 60° ; DIN 13 und 14 (Abb. 11). Geringerer Steigungswinkel als beim WHITWORTH-Gewinde macht es für kleine Durchmesser (unter $1\frac{1}{2}''$) geeigneter; auch für größere Durchmesser (über 2'') ist es dann wieder gebräuchlich; für Befestigungsschrauben aller Größen wird es im Fahrzeug- und Flugzeugbau angewendet. Bezeichnung durch M und Angabe des Gewindeaußendurchmessers in mm, z. B. M 6.

Als Konstruktionsgewinde werden metrische Feingewinde 1, 2 und 3 verwendet (DIN 241, 242, 243), gekennzeichnet durch M, Gewindeaußendurchmesser und Gewindesteigung in mm, z. B. M 154×6 .

γ) Sonderformen für Bewegungsschrauben. Das noch häufig anzutreffende Flachgewinde mit rechteckigem Querschnitt des Gewindeganges wird heute ersetzt durch das leichter herstellbare Trapezgewinde (Abb. 12), für das eine normale (DIN 103), feine (DIN 378) und grobe (DIN 379) Ausführungsform festgelegt ist. Bei nur in einer Richtung wirkender Belastung ergibt das Sägewinde (DIN 513 bzw. 514 und 515) einen besonders guten Wirkungsgrad. Wo scharfe Gewindekanten leicht Beschädigungen ausgesetzt wären, wird das Rundgewinde (DIN 405) verwendet, z. B. bei den Wagenkupplungen der Reichsbahn.

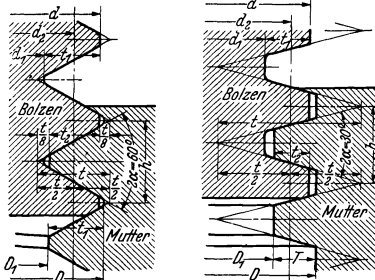


Abb. 11.

Abb. 12.

b) Ausführungsarten und Formen von Befestigungsschrauben.

Schrauben, Muttern und Zubehör (z. B. Unterlegscheiben) werden roh, halb-blank oder blank, teilweise auch preßblank hergestellt.

Bei den warm roh gepreßten oder geschmiedeten (schwarzen) Schrauben und Muttern ist nur das Gewinde bearbeitet, bei den halbblanken dagegen auch der Gewindenschaft und die Sitzfläche der Köpfe und Muttern, während die blanken allseitig sauber bearbeitet oder aus blankgezogenem Werkstoff gefertigt sind. Durch kaltes Anstauchen der Köpfe unter Verwendung gezogenen Stahls und Einwalzen des Gewindes entstehen die preßblanken Schrauben.

Die vielen Ausführungsformen haben in DIN 918 Bl. 1—3 einheitliche Benennungen erhalten, die bei Bestellungen zu verwenden sind. In einem Übersichtsblatt für Schrauben, Muttern und Zubehör, enthalten im DIN-Normblattverzeichnis (Beuth-Verlag G.m.b.H., Berlin SW 19), ist jede genormte Schrauben- und Mutternform abgebildet und die zugehörige Normblattnummer beige-schrieben.

Aus der Vielzahl der Ausführungsformen seien beispielsweise dargestellt: Die im Maschinenbau häufigst benutzte Sechskantschraube mit Sechskantmutter und Unterlegscheibe (Abb. 13) und die Stiftschraube mit Mutter (Abb. 14); eine Senkschraube für

die Befestigung von leichten Teilen (Abb. 15); eine Vierkantschraube mit Vierkantmutter und viereckigen Unterlegscheiben für Holz (Abb. 16); eine Halbrundholzschraube (Abb. 17); zwei

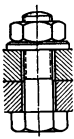


Abb. 13.

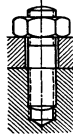


Abb. 14.

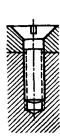


Abb. 15.



Abb. 16.



Abb. 17.

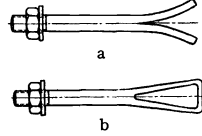


Abb. 18a u. b.

Steinschrauben zur Befestigung von Maschinenteilen auf Mauerwerk (Abb. 18a u. 18b); eine Ankerschraube zur Verbindung großer Kolbenmaschinen mit ihrem Fundament: Ankerplatten durch Kanäle zugänglich (Abb. 19).

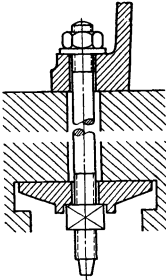


Abb. 19.

Soll eine Schraubenverbindung Scherkräfte aufnehmen, so müssen sauber eingeriebene Paßschrauben Verwendung finden (Verschraubung von Eisenkonstruktionsteilen). Beim Aufschauben von Maschinenteilen auf L- oder I-Träger sind zur Vermeidung des Verbiegens der Schraube schräge Vierkantunterlegscheiben nach DIN 434 bzw. 435 zu verwenden.

c) Schraubensicherungen.

Stößen und Erschütterungen ausgesetzte Schraubenverbindungen sind zu sichern. Beispiele: *Mutter und Gegenmutter* wirken durch Längsverspannung des Gewindes; die *Kronenmutter* (DIN 935) wird durch einen Splint gegen Verdrehen gesichert (Abb. 20), der *Federring* (DIN 127) verhindert selbsttätiges Lösen durch Eindringen seiner scharfen Kanten in Mutter und Unterlage (Abb. 21); *Sicherungsbleche* mit Lappen (DIN 93) oder Nase (DIN 432)

an der Unterlage festgelegt, verhindern durch eine umgebogene Kante das Verdrehen von Schraube und Mutter (Abb. 22).

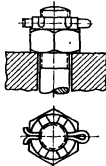


Abb. 20.

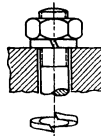


Abb. 21.

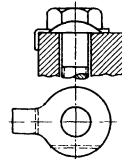


Abb. 22.

d) Kraftverhältnisse und Berechnung.

Es bedeute:

Q	kg	Langskraft;
K_0, K	kg	Tangentialkraft am mittleren Flankenhalbmesser $r_2 = d_2/2$;
h	cm	Steigung;
γ	°	Steigungswinkel $(\text{tg } \gamma = \frac{h}{d_2 \pi})$;
2α	°	Flankenwinkel;
μ, μ'		Reibungszahl zwischen Bolzen und Mutter ($\mu' = \mu \cos \alpha$);
ϱ'		Reibungswinkel ($\text{tg } \varrho' = \mu'$);
f_k	cm ²	Kernquerschnitt ($f_k = d_1^2 \pi/4$);
σ	kg/cm ²	Zugspannung (zulässige: σ_{zul});
τ'	kg/cm ²	Drehungsspannung (zulässige: τ_{zul}).

Zur Verschiebung der in Abb. 23 mit Q belasteten Mutter wäre am mittleren Flankenhalbmesser r_2 nur eine Tangentialkraft $K_0 = Q \cdot \text{tg } \gamma$ erforderlich. Infolge der Reibung auf der Schraubenfläche wird diese Kraft aber:

$$K = Q \cdot \text{tg } (\gamma \pm \varrho')$$

Das Minus-Zeichen gilt dabei für Lastsenken oder Lösen der Schraube wenn $\gamma < \varrho'$; ist $\gamma > \varrho'$ so keine Selbsthemmung; Last sinkt, oder Mutter löst sich von selbst.

Gemäß Abb. 23 ergibt sich nämlich (wenn man nach RÖRSCHER die Schraubenfläche als unter dem halben Flankenwinkel geneigte Kegelfläche ansieht), die die Reibung verursachende Kraft zu $Q/\cos\alpha$ und die Reibung selbst zu $Q\mu/\cos\alpha = Q\mu'$; der entsprechende Reibungswinkel ϱ' folgt aus $\operatorname{tg}\varrho' = \mu'$; um diesen Reibungswinkel ϱ' ist daher der Steigungswinkel γ auf $\gamma \pm \varrho'$ erhöht bzw. erniedrigt zu denken.

Der Wirkungsgrad der Schraube ist (beim Lastheben oder Anziehen) dann:

$$\eta = \frac{K_0}{K} = \frac{\operatorname{tg}\gamma}{\operatorname{tg}(\gamma \pm \varrho')}.$$

Das beim Verdrehen aufzubringende Moment wird:

$$M = K \cdot r_2 = Q \cdot r_2 \cdot \operatorname{tg}(\gamma \pm \varrho').$$

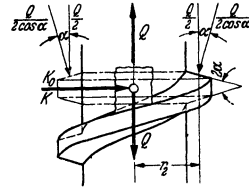


Abb. 23.

Bei der Berechnung der Schrauben ist zu unterscheiden, ob die Belastung durch Längskräfte erst nach Herstellung der Verbindung erfolgt:

$$Q = f_k \cdot \sigma_{zul} = (d_1^2 \pi/4) \sigma_{zul},$$

oder ob sie unter Last angezogen und damit sowohl durch Längskräfte als auch auf Drehung beansprucht werden:

$$\sigma = \frac{Q}{f_k} \quad \text{und} \quad \tau' = \frac{M}{d_1^3 \pi/16}$$

hieraus $\sigma_{\text{gesamt}} = \sigma \left(0,35 + 0,65 \sqrt{1 + \left(\frac{2\tau'}{\sigma} \right)^2} \right).$

Gewöhnliche Befestigungsschrauben werden nur auf Zug mit $\approx \frac{3}{4} \sigma_{zul}$ berechnet, womit auch die beim Anziehen stets auftretende Drehungsbeanspruchung als berücksichtigt gilt, also $Q \approx \frac{3}{4} \sigma_{zul} \cdot f_k.$

Werte (nach BACH) für σ_{zul} für St 38 · 13 : 480 kg/cm² bei roh geschnittenem, 600 kg/cm² bei sauber gedrehtem oder mit scharfen Schneideisen geschnittenem Gewinde.

Die Mutternhöhe ist für handelsübliche Befestigungsschrauben genormt mit 0,8 d.

3. Nieten, Schweißung.

Vgl. hierzu Abschnitt Stahlbau II, S. 1561 und IV, 1612.

B. Hilfsmittel zur Übertragung von Kraft und Arbeit.

1. Ketten.

Infolge ihrer großen Beweglichkeit, Unempfindlichkeit und ihres niedrigen Anschaffungspreises findet die Rundgliederkette als Kraftübertragungsmittel weitgehendste Anwendung (Anschlagketten, Haspelketten, Lastketten in Flaschenzügen, Förderketten). Ihre Kennzeichnung erfolgt durch Nennglieddicke d , innere Breite b , Teilung t (Abb. 24). Genormt sind „Förderketten“, DIN 764 mit einer Nennglieddicke von 16 bis 30 mm, „kurzgliedrige Ketten lehrenhaltig“, DIN 765 und „kurzgliedrige Ketten nicht lehrenhaltig“, DIN 766, mit Nennglieddicken von 5 bis 41 mm, blank oder feuerschwarz. Werkstoff: Zäher Flußstahl (St 34.12 oder Puddelstahl). Berechnung auf Zug mit $\sigma_{zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$ nach der Beziehung: $Q = \sigma_{zul} \cdot 2 \cdot d^2 \pi/4.$

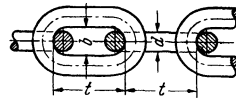


Abb. 24.

Die Glieder werden feuer- oder elektrisch geschweißt; bei der von Hand getätigten Feuer-schweißung werden die Rundstabstücke (Pinnen) gebogen, abgescharft, zugeschlagen und verschweißt, im Gesenk gerundet und geglättet (meist „Kopfschweißung“, d. h. Schweißstelle in der Rundung des Gliedes); bei der elektrischen Schweißung werden die maschinell vorgebogenen Glieder in der Schweißmaschine an einer Seite verschweißt und entgratet („Seitenschweißung“). Prüfung der fertigen Ketten mit doppelter Nutzlast, außerdem alle 50 m Herstellungslänge Entnahme eines Probestückes zur Feststellung der Bruchlast ($\geq 4 \times$ Nutzlast); vgl. hierzu DIN 685 „Geprüfte Ketten“.

Bei besonders großen Zugkräften wird die **GALLSche Gelenkkette** verwendet (Betätigung von Walzenwehren, Führung großer Schmiedestücke). Sie besteht aus einzelnen Stahlbolzen, die durch Laschen verbunden sind (Abb. 25). Wegen

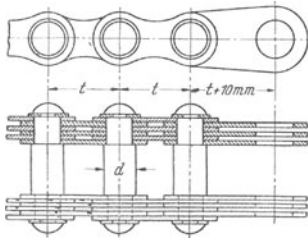


Abb. 25.

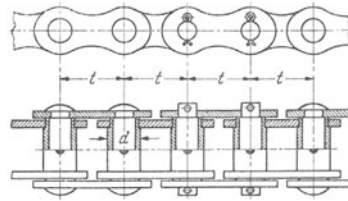


Abb. 26.

hoher Flächenpressung zwischen Lasche und Bolzen ist sie als **Treibkette** nicht geeignet; hierfür Ketten aus Bolzen, Hülse und Laschen, die fest auf der Hülse sitzen, während die Hülse um den Bolzen drehbar ist (Abb. 26, ZOBEL-Treibgelenkkette).

2. Seile.

a) **Hanfseile** werden wegen ihrer großen Biegsamkeit gerne als Schling- und Anschlagtaue gebraucht. Zur Ermittlung der zulässigen Last Q [kg] für ein Seil aus Reinhanf vom Durchmesser d [cm] kann die Faustformel: $Q \approx 70 d^2$ dienen, die eine etwa 7- bis 8fache Sicherheit gegen Bruch einschließt.

b) **Drahtseile.** Die gebräuchlichsten Drahtseile sind **Rundlitzenseile**, bei denen die aus Stahldrähten gefertigten Litzen im Gleichschlag („Albertschlag“ nach dem Erfinder Oberbergrat ALBERT, auch „Längsschlag“ nach dem Engländer LANG,

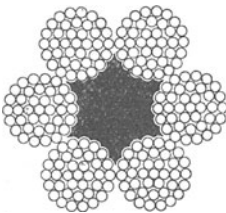


Abb. 27.

Litzen im Seil und Drähte in den Litzen im selben Sinne) oder Kreuzschlag (Litzen im Seil entgegen den Drähten in den Litzen) um eine mit Fett getränkte Hanfseele geschlagen werden. Aufbau, Seilennndurchmesser, Drahtdurchmesser und rechnerische Bruchbelastung von Drahtseilen für Krane, Aufzüge, Flaschenzüge und ähnliche Zwecke sind in DIN 655 niedergelegt. Die Bruchbelastung ist errechnet mit einer Zugfestigkeit der gezogenen Einzelstahldrähte von $\sigma_B = 130, 160, 180 \text{ kg/mm}^2$. Drei Bauarten A, B und C mit je 6 Litzen zu je 19 bzw. 37, bzw. 61 gleich starken Drähten sind vorgesehen. Die Drahtstärke beträgt dabei 0,4 bis 2 mm (Abb. 27, Seilquerschnitt Aufbau B, $6 \times 37 = 222$ Drähte). Seile mit vielen feinen Drähten sind biegsamer als grobdrähtige gleicher Tragfähigkeit.

Kreuzschlagseile sind drallärmer als Gleichschlagseile, haben aber größere innere Reibung und daher kürzere Lebensdauer. Drallarme und spannungsfreie Gleichschlagseile durch Vorförmung der Litzen zu der Schraubenlinie, in der sie nach dem Verseilen zu liegen kommen (Tru-Lay-Seile); Erzielung der Spannungsfreiheit auch durch Biegen des soeben geschlagenen Seiles in verschiedenen Ebenen über Rollen kleinen Durchmessers (Pawo-Seile).



Abb. 28.



Abb. 29.

Zur gleichmäßigen Zugbeanspruchung der einzelnen Drähte muß der Steigungswinkel der Schraubenlinie für alle Drähte einer Litze derselbe sein (gleicher „Flechtwinkel“); diese Forderung bedingt, daß bei mehrlagigen Litzen (z. B. $1 + 6 + 12 + 18$, Abb. 27) die Windungshöhe der Drähte der inneren Lage kleiner ist als der darumliegenden, wodurch Überkreuzungen mit erhöhtem Reibungsverschleiß auftreten. Vermeidung der Überkreuzung durch gleiche Windungshöhe aber verschiedenen Flechtwinkel für die einzelnen Lagen; bei geeigneter Wahl der Drahtstärken legen sich dann die äußeren Drahtlagen genau in die Wickelräume der inneren; SEALE- und WARRINGTON-Bauart; Litzen dieser Bauarten in Abb. 28 und 29.

Wird besonders große Biegsamkeit gefordert, so werden Drähte zu Litzen, die Litzen zu Seilen und diese wiederum zu eigentlichen Seil geschlagen: *Kabelschlagseile*.

Aus vierlitzigen Rundseilen (Schenkeln) entstehen durch Vernähen mit weichem Draht die im Bergbau verwendeten *Band-* oder *Flachseile*.

Eine bessere Auflage in den Rillen und einen geringeren Durchmesser als Rundlitzenseile gleichen Querschnitts ergeben „Formseile“, z. B. *Flachlitzenseile* mit elliptischem und *Dreiecklitzenseile* mit dreieckigem Litzenquerschnitt.

Die *Berechnung* von Kran- und Aufzugseilen braucht nur auf Zug zu erfolgen, wenn folgende Verhältnisse für Biegedurchmesser/Drahtdurchmesser eingehalten werden (nach DIN 120):

500 bis 600 bei Wickeltrommeln,
550 bis 700 bei Leitrollen und Treibscheiben.

Bedeutet:

δ cm Drahtdurchmesser,
 i Drahtzahl,
 σ_B kg/cm² Zugfestigkeit des Drahtes,
 Q_B kg rechnerische Bruchbelastung,
 \ominus Sicherheit (6- bis 9fach je nach Schwere des Betriebes),

so ist die Nutzlast Q [kg]:

$$Q = \frac{Q_B}{\ominus} = \frac{\sigma_B}{\ominus} \cdot \frac{i \delta^2 \pi}{4}.$$

Die wirkliche Beanspruchung eines Drahtseils ist allerdings viel verwickelter, als diese sehr vereinfachte Berechnungsweise erkennen läßt; nämlich: auf Zug, auf Drehung, auf Biegung (um Rollen und Trommeln, und durch radiales und tangential Verschieben der Drähte relativ zum Seil). Dazu kommt noch die Einwirkung von Feuchtigkeit, Hitze, Schmutz und schlechter Behandlung.

Als Tragseile für Kabelkrane, Seilschwebbahnen und Hängebrücken finden Verwendung: *Spiralseile* (nur eine Litze aus starken Runddrähten, Abb. 30)

halbverschlossene Seile aus I-förmigen und runden Drähten (Abb. 31), *verschlossene Seile* aus runden, keilförmigen und Z-Formdrähten (Abb. 32).

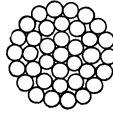


Abb. 30.

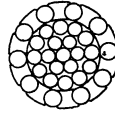


Abb. 31.

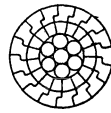


Abb. 32.

Bei der Verwendung von Hanf- und Drahtseilen zum Bewegen von Lasten auf den Baustellen beachte man unbedingt die vom Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung in seinem für Anbinder, Kranführer und Betriebsbeamte bestimmten Merkblatt AWF 23 gegebenen Vorschriften (Beuth-Verlag, Berlin SW 19).

3. Rohrleitungen.

Die Bestandteile einer Rohrleitung, Rohre, Rohrverbindungen und Rohrschalter werden ausgeführt für die in DIN 2401 festgelegten „Nenndrücke“ (nebst zugehörigen „Probedrücken“), denen je nach dem Verwendungszweck verschiedene „Betriebsdrücke“ zugeordnet sind; dieser bestimmt auch den zu wählenden Werkstoff. Die Abstufung der Nennweiten enthält DIN 2402.

Die erforderliche Nennweite d [m] für einen gegebenen Gas- oder Flüssigkeitsstrom J_V [m³/s] errechnet sich aus der Beziehung:

$$J_V = \frac{d^2 \pi}{4} \cdot v$$

wobei v [m/s] die mittlere Geschwindigkeit bedeutet.

Durchschnittswerte für v in m/s: Wasser: 2—4; Preßluft (6 atü): 20—25; Gas und Luft: 10—15; überhitzter Dampf: 30—70; Abdampf: 20—40.

a) Rohre.

Für Wasser- und Gasleitungen, häufigst aber für Wasserabflußleitungen werden *Gußeisenrohre* verwendet. Für 10 at Nenndruck sind sie in DIN 2422 (mit Flanschen) und DIN 2432 (mit Muffen) genormt.

Flußstahlrohre werden hergestellt als: stumpfgeschweißte Gewinderohre („Gasrohre“, DIN 2440, Nennweite $\frac{1}{4}$ “ bis 2“), schwarz oder verzinkt; Dampfrohre (DIN 2441); Flußstahl-Gewinderohre (DIN 2442); nahtlose Flußstahlrohre mit nur für den Druck, nicht für Gewinde ausreichender Wandstärke (Leitungs- und Konstruktionsrohre bis 400 mm Nennweite, Übersicht DIN 2448); wassergasgeschweißte für 1 bis 50 at Nenndruck (DIN 2453), und autogengeschweißte für 1 bis 6 at Nenndruck (DIN 2454), sowie genietete Flußstahlrohre für 1 bis 6 at Nenndruck (DIN 2455) und große Nennweiten.

Rohre aus *Leichtmetall, Preßstoff, Messing, Kupfer, Bronze, Blei* und *Zink* für Sonderzwecke.

Die *Verbindung* der Rohre erfolgt bei Gußeisenrohren mittels ihrer Flanschen (Abb. 33) unter Zwischenlegung eines Dichtungsringes oder ihrer Muffen (Abb. 34,

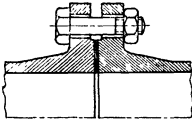


Abb. 33.

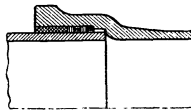


Abb. 34.

Dichtung durch Teerstrick und Bleiausguß); heute Muffendichtung häufig mit Bitumenstrick, Aluminiumwolle oder -Folie und Bitumenverguß.

Gasrohre werden durch die handelsüblichen Fittings (Muffen, Nippel, Verschraubungen, Krümmer, Abzweigstücke) verbunden, nahtlose Gewinderohre durch Schweißung und ovale oder runde Gewindeflansche. Aus den übrigen Flußstahlrohr-Sorten entsteht die Leitung ebenfalls durch Aneinanderschweißen oder, wo dies nicht zugänglich, durch Flanschverbindung; bei Muffenrohren auch durch Verschraubung mit Dichtungseinlage. Die Flansche (Übersicht DIN 2500) werden dabei angebracht durch stumpfes oder überlapptes Vorschweißen, oder Einwalzen, oder Vernieten; lose Flansche erfordern einen Vorschweißbund.

Der Werkstoff für die Dichtungsringe richtet sich nach dem fortzuleitenden Stoff. Für kaltes Wasser und kalte Gase ist Gummi mit Baumwolleneinlage geeignet, für Naß- und Heißdampf Klingerit, für trockene heiße Gase Asbest, auch kupferarmiert, für Preßwasser und Preßöl Rundkupfer. Gasrohrgewinde m. Sp. wird mit Hanf und Dichtungspaste gedichtet. Vgl. auch DIN-Blätter 2690 bis 2694.

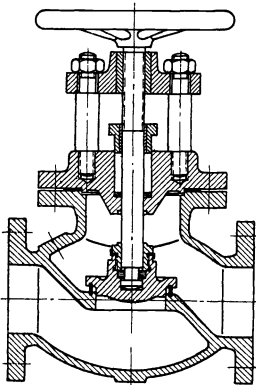


Abb. 35.

b) Rohrschalter.

Die einfachste Ausführung, der *Hahn*, bestehend aus Gehäuse und konischem Küken ergibt glatten Durchgang. Anwendung bei kleinen Nennweiten für geringe Drücke und Temperaturen.

Für alle Drücke und Temperaturen und in jeder Größe herstellbar sind *Ventile*. Eine Schraubspindel preßt den Ventilkegel oder den mit Dichtungsring aus Bronze, Nickel oder nichtrostendem Stahl versehenen Ventilteller auf seinen ebenso bewehrten Sitz im Gehäuse (Abb. 35). Die Gehäuse werden aus Bronze, Gußeisen oder Stahlguß gefertigt; für größte Drücke und höchste Temperaturen haben sich im Gesenk geschmiedete und hernach sorgfältig geglühte Gehäuse und Deckel aus Vergütungsstahl bewährt. Genormt sind Durchgangs- und Eckventile (DIN 3301 bis 3331 und 3480). Da das

normale Durchgangsventil durch die scharfe Umlenkung des Stoffstromes bei großen Geschwindigkeiten einen erheblichen Druckabfall verursacht, wurden Bauarten geringen Durchflußwiderstandes entwickelt.

Beim Rhei-Ventil der Schäffer und Buddenberg G.m.b.H. Magdeburg-Buckau ist der Durchgang nach strömungstechnischen Gesichtspunkten geformt; auch die übrige Gestaltung dieses Ventils ist bemerkenswert. Noch geringeren Durchflußwiderstand ergeben Schrägsitz-Ventile, wie z. B. das Freifluß-Ventil der Amag-Hilpert-Pegnitzhütte Nürnberg.

Beim Einbau von Ventilen auf Durchflußrichtung achten!

Freien Durchgang gewähren auch *Schieber*, die mit keilförmiger Dichtungsplatte für Gas und Flüssigkeiten geringeren Druckes (DIN 3204 bis 3208), mit geraden Dichtungsflächen auch für Heißdampf geeignet sind. Erstere Bauart mit innenliegendem Spindelgewinde, Ausführung SCHÄFFER und BUDDENBERG siehe Abb. 36; für die zweite stellt der Adenso-Schieber der Babcockwerke Oberhausen (Rhld.) (Abb. 37) ein Beispiel dar.

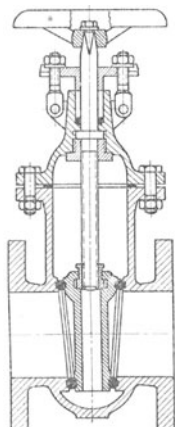


Abb. 36.

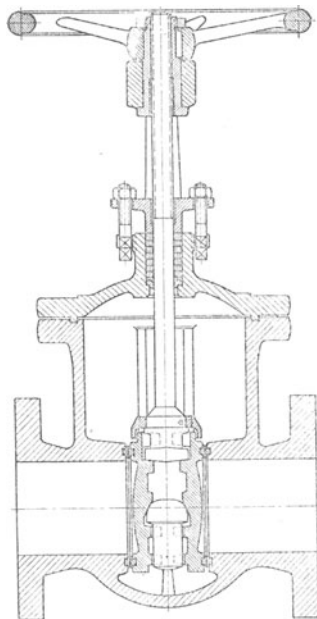


Abb. 37.

Zu den Rohrhaltern gehören noch die *selbsttätigen Ventile*, wie Rückschlagklappen und -Ventile, Sicherheitsventile, Rohrbruchventile, Druckminderventile und Kondenswasserableiter.

4. Achsen, Wellen und Zapfen nebst Lagerung und Verbindung.

a) *Achsen* haben im wesentlichen nur Biegebungsbeanspruchungen aufzunehmen. Bei der festen Achse drehen sich die von ihr getragenen Maschinenteile in Laufbüchsen um sie (z. B. Seilrollen, Kranlaufräder, Seiltrommeln), bei der laufenden die aufgekeilten, aufgepreßten oder aufgeschrumpften Teile mit ihr in sie stützenden Lagern (Radsätze).

Die Berechnung erfolgt als Träger auf zwei Stützen. Aus der Achsbelastung Q [kg] errechnen sich aus einer Momentgleichung die Auflagerdrücke und damit die Biegemomente M_b an jeder Stelle. Der Achsdurchmesser d [cm] ergibt sich unter Einsetzen der zulässigen Biegebungsbeanspruchung σ'_{zul} [kg/cm²] aus der Biebungsgleichung:

$$\max M_b = W \cdot \sigma'_{zul} = \frac{\pi d^3}{32} \sigma'_{zul} \approx \frac{d^3}{10} \sigma'_{zul}.$$

Oft bestimmt allerdings nicht die Festigkeit, sondern die zulässige Formänderung (Durchbiegung) den Achs-Durchmesser.

b) *Wellen* dienen zur Fortleitung von Drehmomenten, sind daneben aber meist auch auf Biegung durch Zahndrucke, Riemenzug usw. beansprucht. Bei langen Wellen ist oft die zulässige Formänderung (Verdrehungswinkel $< 1/4^\circ/m$) maßgebend.

Bei normalen Triebwerkswellen wird die Biegungsbeanspruchung durch Wahl einer kleinen zulässigen Drehungsspannung $\tau_{zul} = 120 \text{ kg/cm}^2$ berücksichtigt. Ihr Durchmesser d [cm] errechnet sich dann aus:

$$d \geq 0,35 \sqrt[3]{M} \geq 14,4 \sqrt[3]{\frac{N}{n}} \text{ bei Rechnung auf Festigkeit,}$$

und

$$d \geq 0,73 \sqrt[4]{M} \geq 12 \sqrt[4]{\frac{N}{n}} \text{ bei Rechnung auf Formänderung.}$$

M cmkg zu übertragendes Drehmoment;
 N PS zu übertragende Leistung;
 n 1/min Drehzahl.

c) *Zapfen*. Die Lagerstellen von Achsen und Wellen sind meist besonders abgesetzt; die so entstehenden *Zapfen* sind entweder *Tragzapfen*, bei denen die Kräfte senkrecht zur Zapfenachse (quer) gerichtet sind (Stirnzapfen am Ende, Halszapfen innerhalb einer Achse oder Welle), und *Spurzapfen*, bei denen sie auch noch in Achsrichtung (längs) wirken (Abb. 38). Die Lagerung erfolgt daher bei ersteren in Quer-, bei letzteren in Quer- und Längslagern. Kräfte in beiden Richtungen nimmt auch der *Kammzapfen* auf (Abb. 39).



Abb. 38.

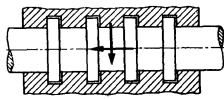


Abb. 39.

d) *Lager*. α) Beim Gleitlager dreht sich der Zapfen mit Hilfe einer dünnen Schmierschicht unmittelbar auf seiner Unterstützungsfläche. Je nach der Güte der Ausbildung des Ölfilms spricht man von flüssiger, halbflüssiger oder trockener Reibung. Der Reibungswiderstand R [kg] ist abhängig vom Stützdruck P [kg] und der Reibungszahl μ : $R = P \cdot \mu$; das Reibungsmoment M_r [cmkg] ergibt sich dann durch Multiplikation mit dem Zapfenhalbmesser r [cm], der Leistungsverlust N_r [mkg/s] durch Multiplikation mit der Zapfenumfangsgeschwindigkeit v [m/s],

$$M_r = R r = P \mu r; N_r = R v = P \mu v.$$

Die Reibungszahl μ ist abhängig von der Ausführung des Zapfens, des Lagers und der Schmierung, sowie von der Flächenpressung, Gleitgeschwindigkeit und Temperatur, und schwankt zwischen 0,005 und 0,1.

Ausführung und Schmierung sind dem Verwendungszweck angepaßt. Beispiele: Gußeiserne *Flansch-* und *Augenlager* ohne und mit Buchse aus Rotguß oder Bronze, jetzt auch aus Preßstoff, mit Fettschmierung durch Fettkammer oder Schmierbuchse für langsam

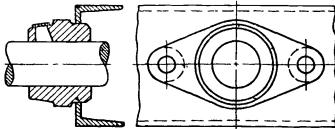


Abb. 40.

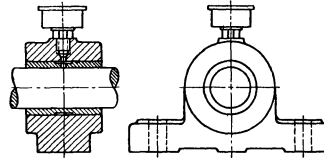


Abb. 41.

laufende Wellen von Hebemaschinen (Abb. 40 u. 41 nach DIN 502, 503 u. 504): Deckellager (DIN 505, 506) werden vorgesehen, wenn die leichte Ausbaumöglichkeit der Wellen dies erfordert.

Geteilte gußeiserne *Lager mit Ringschmierung* (Ring lose oder fest) finden für Triebwerke Verwendung die zur Selbsteinstellung kugelig beweglichen Lagerschalen sind ebenfalls aus Gußeisen, manchmal auch mit Weißmetallausguß (Abb. 42, Ausführung Eisenwerk Wulfel, Hannover). Ausbildung als Steh- oder Hängelager, die in ihren Hauptmessungen genormt sind (DIN 118 bzw. 119). Anbringung bei einer Triebwerksanlage auf Sohlplatten (DIN 189), Stehböcken (DIN 195), Hängelagern (DIN 194), Wandarmen (DIN 117, Winkelarmen (DIN 187), oder, bei Wanddurchbrüchen, in Mauerkästen (DIN 193).

Verhinderung einer Bewegung der Welle in Achsrichtung durch Bunde oder Stellinge. Lagerschalen für Wellen schwerer Rädergetriebe und für Kurbelwellen von Kolbenmaschinen werden mit einem Weißmetallausguß versehen, der in schwalbenschwanzförmigen Aussparungen

halt (vgl. auch Abb. 42); auch die Achslager von Rad'sätzen haben, soweit sie mit Gleitlagern ausgerüstet sind, Laufflächen aus Weißmetall. Für den Ausguß werden jetzt hochbleihaltige Legierungen bevorzugt. Versuche mit Holz und Preßstoff als Werkstoff für starkbelastete Lagerlaufflächen langsam laufender Wellen haben zu guten Ergebnissen geführt.

Vertreter von Gleitlängslagern sind das *Ringspur-lager*, bei dem der Zapfen sich mit seiner Stirnfläche auf einen Ring aus Bronze, oder gehärtetem Stahl stützt und das *Kamm-lager*, das in Verbindung mit einem Kammzapfen Längskräfte aufnimmt (Schiffswellen-lager). Grundsätzliche Darstellung in Abb. 38 und 39. Größte Längskräfte werden durch das *Michell-Segment-ring-lager* beherrscht, das die Längskraft von einem Bund des Zapfens auf einen, in einzelne keilförmig geneigte Segmente aufgeteilten Ring überträgt.

β) Beim **Wälzlager** ermöglichen die zwischen gehärteten Ringen laufenden Wälzkörper (Kugeln oder Rollen) die Drehbewegung des Zapfens und der Welle. Die rollende Reibung bringt den Vorteil leichten Ganges und geringen Schmiermittelverbrauchs mit sich; Wälzlager haben außerdem kleineren Raumbedarf als Gleitlager und brauchen wenig Wartung. Als Wälzkörper sind üblich: Kugeln für gleichbleibende mäßige Lagerdrücke; zylindrische, kegelige und tonnenförmige Rollen für große Lagerdrücke und stoßweise Beanspruchung. Um beim Lauf ein Aneinanderreiben der Wälzkörper zu vermeiden, werden sie durch Käfige geführt und in gleichen Abständen gehalten; bei den Rollen hat der Käfig auch ein Schränken zu verhindern. Als Schmiermittel wird säurefreies Fett verwendet, das die Lagerkammer ausfüllt, und nur selten erneuert zu werden braucht; oft ist der Fettraum zum Nachschmieren mittels Fettpresse durch Schmiernippel eingerichtet; Ölschmierung meist nur dort, wo bereits durch andere Gleitstellen bedingt.

Einteilung der *Kugellager* in Querlager (einreihig Abb. 43; zweiseitig für größere Belastungen) und Längslager (einseitig wirkend Abb. 44; zweiseitig wirkend: Wechsellager). Um bei geringen Achsabweichungen ein Verklemmen der Lager zu vermeiden, werden bei den Querlagern kugelbewegliche Einstellringe, bei den Längslagern ballige Ringe und Einstellscheiben verwendet; bei zweiseitigen Lagern wird eine selbsttätige Einstellung erreicht durch kugelige Ausbildung der Lauffläche im Außenring (Pendellager). Zur Befestigung des inneren Laufringes auf glatten Wellen, z. B. bei Triebwerken, dient die kegelige Spannhülse. Normenübersicht: DIN 619.

Die einfachste *Rollenlager*-Bauart ist das *Zylinderrollenlager* (Übersicht DIN 5412) mit Führung der Rollen zwischen zwei festen Borden am Innen- oder Außenring (Abb. 45, Außenbordinnenlager). Selbsttätige Einstellung ermöglichen das *Pendelrollenlager* und das *Tonnenlager*; beide Lagerarten sind auch für schwersten Betrieb geeignet. Für Aufnahme von Quer- und Längskräften geeignet ist das *Kegelrollenlager*, Abb. 46.

Abb. 47 zeigt ein Triebwerkstehlager der Kugel-Fischer AG., Schweinfurt, mit Spannhülse, Pendelkugellager; der Außenring hat achsiale Bewegungsmöglichkeit (Loslager), um Längenänderungen der Welle durch Temperaturschwankungen nachgeben zu können; nur bei einem Lager der Wellenleitung ist der Außenring an seitlicher Verschiebung zu hindern (Festlager); die Abdichtung erfolgt durch einen Filzring oder ein Labyrinth.

In Abb. 48 ist die Lagerung eines Schwenkkranfußes mittels eines Pendelrollenlagers für die Querkraft, und eines Längslagers mit balligem Ring und Einstellscheibe für die senkrechte Belastung nach einem Einbauvorschlag der Vereinigten Kugellagerfabriken AG., Schweinfurt, dargestellt.

Für untergeordnetere Zwecke läßt man die in einem *Rollenkorb* zusammengefaßten Zylinderrollen unmittelbar auf dem Zapfen und im Gehäuse laufen, zuweilen in einer Stahlbüchse; man verwendet dabei auch Rollen aus einem schraubenförmig gewickelten Federstahlstreifen (Federrollenlager).

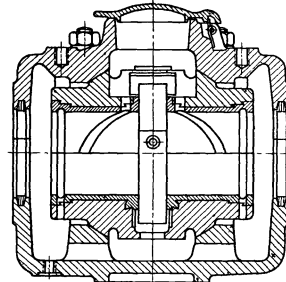


Abb. 42.



Abb. 43.



Abb. 44.



Abb. 45.

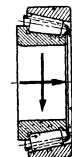


Abb. 46.

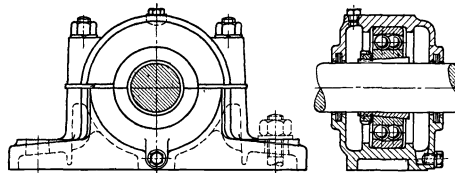


Abb. 47.

Beim Einbau von Wälzlagern sind die Vorschriften des Lieferwerks sorgfältig zu beachten; zum Auftreiben des

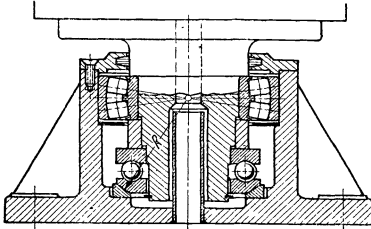


Abb. 48.

Innenrings verwende man Rohre oder Hartholzstücke und vermeide unbedingt Schläge auf Käfig oder Außenring, sowie einseitigen Kraftaufwand. Es empfiehlt sich, die Lager oder Innenringe in einem Ölbad auf 70—80° anzuwärmen.

Wichtig bei allen Lagerarten ist eine ausreichende Versorgung mit dem richtigen Schmiermittel. Bei Maschinen mit vielen Lagerstellen erfolgt daher die Schmiermittelzufuhr durch eine Druckpumpe mit einstellbarer Fetzzuteilung oder Tropfenzahl, oder aber überreich-

lich in einem Ölkreislauf; dann dient das Öl gleichzeitig zur Abfuhr der Reibungswärme und wird in einem in den Kreislauf eingeschalteten Ölkühler rückgekühlt.

e) *Kupplungen.* α) Eine feste Verbindung zwischen zwei Wellen, ohne gegenseitige Bewegungsmöglichkeit, wird durch starre **Kupplungen** erreicht.

Beispiele: *Schalenkupplung* (Abb. 49, DIN 115), bei der zwei Schalenhälften durch 2 bis 5 Schrauben auf jeder Seite auf die Wellenenden gepreßt werden, so daß die Reibung allein das Drehmoment übertragen kann; die eingelegten Federn dienen nur als Sicherung.

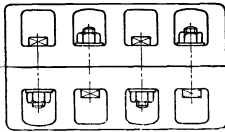


Abb. 49.

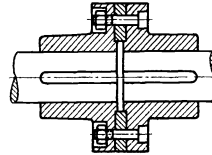
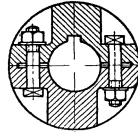


Abb. 50.

Scheibenkupplungen bestehen aus zwei auf die Wellenenden aufgepreßte oder aufgeschrupfte, durch Federn gesicherte Scheiben; eine Zentrierleiste oder ein zweiseitiger Zentrierring (Abb. 50) bewirken die richtige Lage; das Drehmoment wird durch Reibung an den Stirnflächen übertragen, die durch das Anziehen der Verbindungsschrauben erzeugt wird.

β) Durch **bewegliche Kupplungen** können Längsverschiebungen der Wellenenden (Ausdehnungskupplung) und geringe Abweichungen in der Achslage durch räumliche Beweglichkeit (nachgiebige Kupplungen) ausgeglichen werden. Die Verbindung zweier sich unter einem kleinen Winkel schneidender Wellen ermöglichen Kreuzgelenk- und Knorpelgelenkkupplungen.

Beispiele. Die *Ausdehnungskupplung* für Triebwerkswellen besteht aus den mit 3 Klauen ineinandergreifenden Hälften und einem Zentrierring.

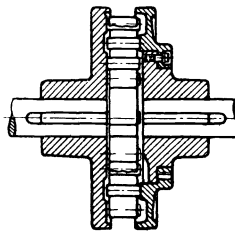


Abb. 51.

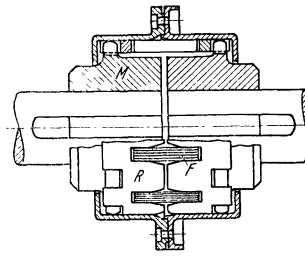


Abb. 52.

Von der Vielzahl der Bauarten von *nachgiebigen Kupplungen*, die allgemein zur Verbindung von Motor und Getriebe bei elektromotorischen Antrieben verwendet werden, seien gebracht: die *Cachinkupplung* des Eisenwerks Wülfel, Hannover (Abb. 51), bei der das Drehmoment durch ein gleichzeitig isolierendes Lederband übertragen wird, und die *Elcardkupplung* desselben Werkes (Abb. 52), bei der Blattfederpakete *F* die Nachgiebigkeit, und verzahnte Mitnehmer *M*, die in Rastennuten *R* eingreifen, die Raumbeweglichkeit ergeben.

Eine *Kreuzgelenkkupplung* ist in Abb. 53 grundsätzlich dargestellt. Zwei zueinander und zu den Wellenachsen senkrechte Achsen bilden das Kreuzgelenk; die Zapfenenden dieses Achsenkreuzes sind in Buchsen der beiden Kupplungshälften gelagert; alle 4 Achsrichtungen schneiden sich in einem Punkt.

Statt durch ein Kreuz können die 4 Drehpunkte auch durch einen Ring verbunden werden (*Cardangeln*).

Winkelbeweglichkeit, ergeben ferner *Knorpelgelenke*, bei denen die eine Kupplungshälfte am inneren Umfang Zahnücken aufweist, die die, eine taumelnde Bewegung gestattenden Zähne der anderen Hälfte muffenartig umschließen.

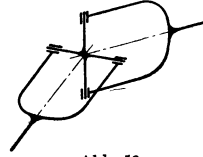


Abb. 53.

γ) Zeitweilige Unterbrechung und Wiederherstellung einer Wellenverbindung ermöglichen die *Schaltkupplungen*. Zum Einrücken im Stillstand oder bei geringer Drehzahl (Auskuppeln jederzeit) dienen ausrückbare *Klauen- und Zahnkupplungen*, zum Einrücken auch während des Laufes *Reibungskupplungen*. Betätigung der Schaltkupplungen mechanisch oder elektrisch; im ersten Falle ist auf der längsverschieblichen Kupplungshälfte eine Ringnut für einen zweiteiligen Schleifring angebracht, an dem der Ausrückhebel angreift, im letzteren besorgt eine Magnetwicklung Anholen und Loslassen (*elektromagnetische Kupplungen*).

Die bei den Reibungskupplungen erforderliche Anpreßkraft wird erzeugt durch Federn, Fliehkräfte, Verspannungstriebwerke oder Elektromagneten, die beim Schalten wirksam werden. Die Reibflächen werden eben, zylindrisch oder kegelig ausgeführt; Werkstoffe: Gußeisen, Stahl, Bronze, Aluminium auf Gußeisen; Holz, Leder, Asbest, Fiber usw. auf Stahl oder Gußeisen. Ein Gleiten tritt nur solange ein, bis die zu kuppelnde Hälfte auf die Drehzahl der laufenden beschleunigt ist. Die Anpreßkraft muß also so groß sein, daß nicht nur das gleichbleibende Betriebsdrehmoment, sondern auch noch das Beschleunigungsmoment übertragen wird.

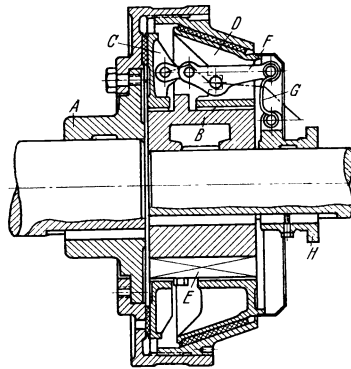


Abb. 54.

In Abb. 54 ist eine *Reibungskupplung* in eingerücktem Zustand (Ausführung Bamag-Dessau, DRP.) dargestellt. Die auf dem einen Wellenende aufgekeilte Kupplungshälfte A trägt innen, fest mit ihr verschraubt, eine ebene und eine kegelige Reibfläche; der zweite auf dem anderen Wellenende festsetzende Kupplungsteil besteht aus einem Kreuzstück B, auf dem die zwei, die ebenen und kegelligen, mit Reibbelag versehenen Gegenreibflächen enthaltenden Körper C und D durch Keile E gleitend geführt sind und durch Verspannhebel F und Blattfeder G angepreßt oder abgerückt werden; deren Betätigung erfolgt vom Ausrücker über die, durch eine Paßfeder mit der Welle verbundene längsverschiebliche Muffe H. Diese Kupplungsbauart kann auch zur Verbindung einer Welle mit einem sonst lose auf ihr laufenden Teil, etwa Riemenscheibe oder Zahnrad, Verwendung finden.

Verschiedene Firmen bauen in ihre Mehrzweckbagger zur Verbindung der Triebwerke für die Einzelbewegungen mit dem Antriebsdieselmotor Reibungskupplungen ein, die als *Innen- oder Außenbandkupplungen* ausgebildet sind. Die Übertragung des Drehmoments vom fest aufgekeilten auf den losen, mitzunehmenden Teil erfolgt hier durch ein mit Reibbelag versehenes Stahlband, das von innen gegen die zylindrische Reibfläche gespreizt wird, bzw. diese Reibfläche von außen umschließt. Das Ein- und Ausrücken der schweren Trommelkupplungen kann dabei durch Preßluft geschehen.

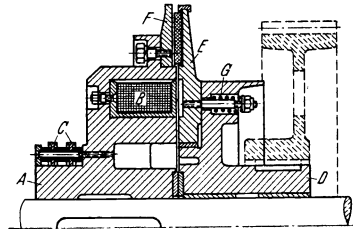


Abb. 55.

Eine Ausführung einer *elektromagnetischen Kupplung* auf durchgehender Welle zur Verbindung mit Riemenscheibe oder Zahnrad zeigt Abb. 55 (Bamag-Dessau); die, in der einen aufgekeilten Kupplungshälfte A eingebetteten Erregerspulen B (versorgt durch die Schleifringe C) ziehen

die mit Reibbelag versehene und mit dem Mitnehmer teil D längsverschieblich, aber immer drehbar verbundene Ankerscheibe E gegen die Reibfläche F . Beim Ausschalten des Stromes bewirken die Abdrückfedern G das Lösen der Ankerscheibe.

Reibungskupplungen sichern gleichzeitig den Antrieb vor Überlastungen, da sie bei Überschreitung eines bestimmten Drehmoments zu rutschen beginnen. Sind sie nur zu diesem Zweck eingebaut so heißen sie *Überlastungs- oder Rutschkupplungen*.

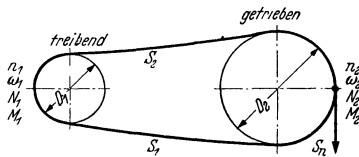


Abb. 56.

5. Band- und Seiltriebe.

Band und Seiltriebe dienen zur Leistungsübertragung zwischen zwei in größerem Abstand verlagerten Wellen, wobei meist noch eine Drehzahländerung

gefordert wird; die Übertragung wird bewirkt durch Reibungsschluß zwischen Scheiben und Band oder Seil.

a) Die *Bewegungs- und Kraftverhältnisse* sind gekennzeichnet durch (vgl. Abb. 56):

n 1/min	Drehzahl;	N	PS	Leistung;
ω 1/s	Winkelgeschwindigkeit;	M	mkkg	Drehmoment;
D m	Raddurchmesser;	S	kg	Kraft im Trum;
v m/s	Umfangsgeschwindigkeit;	σ_{zul}	kg/cm ²	zulässige Zugspannung des Treibmittelwerkstoffs;
i	Übersetzungsverhältnis;	η		Wirkungsgrad (0,96 bis 0,98);
f cm ²	Treibmittelquerschnitt;	α		Umschlingungswinkel (Bogenmaß);
e	Basis des nat. Logarithmus;	μ		Reibungszahl zwischen Scheibe und Band.

Zeiger 1 für das treibende, Zeiger 2 für das getriebene Rad.

Übersetzung: $i = n_2/n_1 = \omega_2/\omega_1$; $\omega = 2 \pi n/60$.

Umfangsgeschwindigkeit: $v = D \pi n/60 = \omega D/2$.

Ohne Berücksichtigung des Schlupfes: $v_1 = v_2 =$ Band- bzw. Seilgeschwindigkeit; $i = D_1/D_2$.

Bei der Übertragung entsteht ein Leistungsverlust von 2 bis 4 % durch innere Reibung, Luft- und Lagerreibung, sowie durch nachgiebige Längenänderung und Gleiten auf der Scheibe (Dehnungs- und Gleitschlupf). Das Verhältnis der abgegebenen zur zugeführten Leistung, der Wirkungsgrad ist daher:

$$\eta = \frac{N_2}{N_1} = \frac{M_2 \omega_2}{M_1 \omega_1} \text{ (da } N = M \omega/75), \text{ oder auch:}$$

$$N_2 = \eta N_1 \text{ und } M_2 = \eta M_1 \frac{\omega_1}{\omega_2} = \eta M_1 \frac{n_1}{n_2} = \eta M_1/i.$$

Die übertragene Umfangskraft (Nutzkraft) S_n , die mit der Übertragungsleistung nach $N = S_n v/75$ zusammenhängt, tritt als Differenz zwischen der Kraft S_1 im ziehenden (straffen) Trum und der Kraft S_2 im rücklaufenden (schlaffen) Trum auf: $S_n = S_1 - S_2$.

Das Verhältnis dieser beiden Spannkraften muß aber, um dauerndes Rutschen zu vermeiden, kleiner sein als $e\mu\alpha$. Wählt man dann $S_1/S_2 = c$, wobei $c < e\mu\alpha$, so ergibt sich die für die Treibmittelabmessungen maßgebende größte Spannkraft S_1 zu:

$$S_1 = S_n \frac{c}{c-1} = S_n \left(1 + \frac{1}{c-1} \right),$$

und der erforderliche Querschnitt f aus:

$$S_1 = \sigma_{zul} f.$$

Für Lederriemen Klasse III (beste), II und I ist $\sigma_{zul} = 33, 29$ und 25 kg/cm² und μ bei eisernen Scheiben im Mittel 0,3. v bis zu 40 m/s, häufig 15 bis 25 m/s.

Gegenüber dieser einfachen Berechnungsweise nur auf Zug berücksichtigt das von Skutch für Riementriebe durchgeführte Verfahren noch die Biegungsbeanspruchung und die Abhängigkeit der Reibungszahl μ von Riemengeschwindigkeit und Flächenpressung zwischen Riemen und Scheibe. Das Verfahren ist im AWF-Blatt 150 (Beuth-Verlag, Berlin SW 19) niedergelegt, das auch eine Fluchtlinientafel für die übertragbare Leistung eines Lederriemens [PS/cm²] abhängig von Drehzahl, Scheibendurchmesser und Riemendicke enthält.

Aus den Gleichungen für S_n und S_1 folgt, daß zur Übertragung einer bestimmten Umfangskraft ein um so kleinerer Treibmittelquerschnitt erforderlich ist, je größer μ (z. B. Lederriemen auf Holzscheiben, Keilriemen) und α (z. B. Spannrollentrieb) gemacht wird.

Damit beim Lauf die Spannkkräfte überhaupt auftreten können, muß das Treibmittel schon in Ruhe mit einer *Vorspannung* $S_0 \approx (S_1 + S_2)/2$ versehen sein, die erzeugt wird durch dessen Eigengewicht, durch Dehnen beim Auflegen (Spannschlitten), oder durch Belastung in einem Trum (Spannrolle im rücklaufenden Trum).

Der *Achsdruck* ergibt sich durch geometrische Addition der Spannkkräfte.

b) *Ausbildung der Band- und Seiltriebe* häufigst offen, ohne oder mit Spannrolle (bei geringem Achsabstand); Bandtrieb auch geschränkt. Die Scheiben sind aus Gußeisen, für Keilriemen und Seile mit Rillen versehen; glatte Scheiben auch aus Stahl und geschweißt, oder aus Holz; für Triebwerke und bei großen Scheiben zweiteilige Ausführung; Stufenscheiben für wechselndes Übersetzungsverhältnis (bei Werkzeugmaschinen). Als Treibmittel kommen in Frage: für die Bandtriebe: Lederriemen, Gummiriemen mit Baumwollleinlage, Haarriemen, und für die heute seltenen Seiltriebe nur Hanfseile.

Aus dem Rückenstück von gegerbten Rinderhäuten geschnittene 1,3 bis 1,5 m lange Lederstreifen werden durch Verleimen ihrer zugescharften Enden zum *Ledertriebriemen* zusammengefügt; Riemendicke meist 5 mm beim einfachen Riemen; für große Kräfte verleimte Doppelriemen; Unabhängigkeit der Riemendicke von der Dicke der Haut durch Hochkantriemen aus 10 bis 20 mm breiten, hochkant nebeneinandergesetzten Lederstreifen. Am besten endlos verleimte Riemen, sonst Riemenverbinder oder Nähen. Beim Auflegen auf Laufrichtung achten, *nicht gegen*, sondern *mit* Zuspärführung der Leimstellen laufen lassen! Pflege durch Waschen mit lauwarmem Wasser, Ölflecke mit Benzin entfernen; als Haft- und Schmiermittel nur harzfreie Riemenwaxe verwenden (kein Kollophonium!). Nicht gebrauchte Riemen, mit gutem Tran gefettet, kühl und trocken lagern. Bei guter Behandlung haben Lederriemen lange Lebensdauer.

Für sehr feuchte Räume sind *Gummiriemen* mit Baumwollleinlage geeignet; ziemlich unempfindlich gegen Witterungseinflüsse und Staub sind *Haarriemen* und mit *Balata* getränkte Baumwollriemen.

Bänder aus Stahl, 0,2 bis 1 mm stark, brauchen verhältnismäßig große Scheiben; sie haben nur sehr geringe Nachgiebigkeit, erfordern daher genaue, parallele Wellenlage, gleichbleibenden Achsabstand und gut rundlaufende Scheiben; sie ergeben aber dann andererseits geringen Durchhang, kleinen Schlupf und lange Lebensdauer. Zur Erhöhung der Reibungszahl werden die Scheiben auch mit Reibungsbelag ummantelt.

Für große Übersetzung bei kurzem Achsabstand bestgeeignet ist der jetzt vielfach angewandte *Keilriementrieb*, bestehend aus meist mehreren nebeneinander liegenden endlosen Bändern von trapezförmigem Querschnitt, die über Keilrillenscheiben laufen (Abb. 57). Durch die Keilwirkung große Reibungszahl μ , daher nur kleiner Umschlingungswinkel α erforderlich; geringer Schlupf. Werkstoff: Gummi mit Baumwollleinlage, seltener Leder. Auswahl nach den Listen der Hersteller-Firmen (z. B. Continental-Gummiwerke, Hannover).

Für den Riemen ist ein Keilwinkel von 38° genormt (Formwinkel). Da sich beim Biegen über kleine Scheibendurchmesser die untere Riemenhälfte staucht, muß der Keilwinkel der Scheibenrille mit abnehmendem Durchmesser kleiner werden; er wurde daher in Abhängigkeit vom Scheibendurchmesser festgelegt zu $38, 36, 34$ und 32° . Kleinere Keilwinkel als 32° sind nicht ratsam wegen Klemmgefahr und verstärkter Flankenabnutzung des Keilriemens.

6. Rädergetriebe.

Ein weiteres Hilfsmittel zur Leistungsübertragung zwischen zwei Wellen mit der Möglichkeit der Drehzahl- und Drehmomentänderung sind die Rädergetriebe.

a) Eine nachgiebige Verbindung für kleinere Umfangskräfte ergeben *Reibräder*. Bewegungsverhältnisse wie beim Bandtrieb. Übertragbare Umfangskraft bei Stirn-Reibrädern (Abb. 58): $P = \mu K$ (μ Reibungszahl, K Anpreßkraft); K wiederum bestimmt sich aus der bei der Bewegung zulässigen spezifischen Belastung k , der reibenden Radbreite b und dem reduzierten Durchmesser $D_r = D_1 D_2 / (D_1 + D_2)$ zu $K = k b D_r$.



Abb. 57.

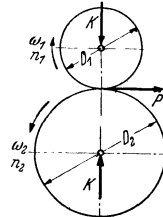


Abb. 58.

Werte für μ und k (nach HÜTTE, 26. Aufl., Bd. 2, S. 172):

Gußeisen auf	Gußeisen	Leder	Holz
μ	0,1 bis 0,15	0,2 bis 0,3	0,3 bis 0,5
k [kg/cm ²] . . .	3 bis 5	1 bis 2	1 bis 2

Wirkungsgrad $\eta \approx 0,93$.

Anwendung bei Winden für leichte Bauaufzüge. Das große Trommelreibrad wird wahlweise gegen das ständig umlaufende kleine Reibrad oder gegen einen Bremsklotz gedrückt. Dieselbe Anpreßkraft ergibt bei Keilrillenrädern eine größere übertragbare Umfangskraft (Keilwinkel $2\alpha = 30$ bis 45° , 3 bis 5 Rillen).

Bei sich schneidenden Wellen Anwendung von Kegelreibrädern möglich.

Zusammenarbeiten eines Reibrades mit einer Fahrbahn: Triebräder von Kraftwegcn und Schienenfahrzeugen; K ist hierbei die Achsbelastung der Triebräder, P die Zugkraft des Fahrzeuges.

b) Zwangsläufig und schlupffrei erfolgt die Leistungsübertragung durch *Zahn-räder*. Den Berührungskreisen der Reibräder entsprechen hier die Teilkreise („Erzeugungswälzkreise“), auf denen die Teilung t (der Abstand von Zahn zu Zahn) abgetragen oder vom Werkzeug aus durch Abwälzen übertragen worden ist; sie muß für zwei zusammenarbeitende Räder gleich groß sein und ergibt, multipliziert mit der Zähnezah z , den Teilkreisumfang $D\pi$. Um ganzzahlige Teilkreis-durchmesser D zu bekommen, wählt man für die Teilung ganze Vielfache von π , also $t = m\pi$, worin m als Modul bezeichnet wird, und erhält so $D = zm$. Der Zahn erstreckt sich zwischen Fuß und Kopfkreis, seine rechte und linke Begrenzung heißen Flanken.

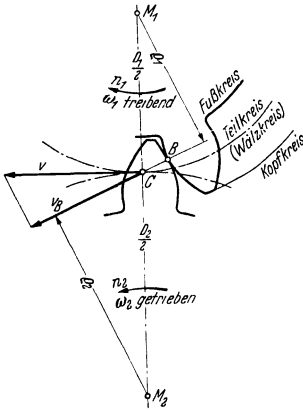


Abb. 59.

α) Die *Verzahnung* ist dann richtig, wenn sie für die beiden Wälzkreise (und damit auch in deren Berührungspunkt) dieselbe Umfangsgeschwindigkeit v ergibt; dann ist nämlich das Übersetzungsverhältnis i (Verhältnis der Drehzahlen n_1/n_2 oder Winkelgeschwindigkeiten ω_1/ω_2) der beiden zusammenarbeitenden Räder unveränderlich:

$$i = n_1/n_2 = \omega_1/\omega_2 = \text{const} = D_2/D_1 = z_2/z_1.$$

Da auf jeden Fall die Umfangsgeschwindigkeit der beiden Räder im augenblicklichen Berührungspunkt der Zahnflanken gleich ist (v_B), wird obige Bedingung nur erfüllt, wenn die Zahnflanken so geformt sind, daß die Normale in ihrem Berührungspunkt B durch den Berührungspunkt der Wälzkreise (Teilkreise), den „Wälzpunkt“ C , geht (Abb. 59).

Gemäß Abb. 59 (in der noch e_1 und e_2 die Abstände der Berührungsnormale von den Radmittelpunkten M_1 und M_2 bezeichnen) folgt nämlich aus $v_B = \omega_1 e_1 = \omega_2 e_2$ und $e_1 : e_2 = D_1/2 : D_2/2$ ($\Delta A_1 C M_1 \sim \Delta A_2 C M_2$):

$$\omega_1 D_1/2 = \omega_2 D_2/2 = v, \text{ und hieraus } \frac{\omega_1}{\omega_2} = \frac{D_2}{D_1}.$$

Nach diesem Verzahnungsgesetz kann zu einer beliebig wählbaren Zahnform des einen Rades eine richtige für das andere Rad entworfen werden.

Die Kurve, die die Berührungspunkte der Zahnflanken beim Abrollen beschreiben, heißt Eingriffslinie.

Zweckmäßig ist es, für die Zahnflanken geometrische Kurven zu wählen, deren Erzeugungsweise die Erfüllung des Verzahnungsgesetzes ohne weiteres verbürgt, und die eine einfache Form der Eingriffslinie ergeben, so daß sie durch einfache Herstellungsverfahren und Werkzeuge leicht verwirklichtbar sind. Derartige Kurven sind die Evolvente und die Zykloiden; im Maschinenbau wird jetzt die Evolvente bevorzugt; sie ergibt eine Gerade als Eingriffslinie.

Vorteile der *Evolvertenverzahnung*: Herstellbarkeit durch einfachste Werkzeuge im Walzverfahren (nur ein Abwälzfräser für alle Räder gleicher Teilung); einzige Verzahnung, bei der Achsstandsänderungen keine periodischen Drehzahlchwankungen verursachen, daher Unempfindlichkeit gegen geringe Abweichungen vom rechnermäßigen Achsstand, die sich beim Zusammenbau ergeben mögen.

Ein Sonderfall der Zykloidenverzahnung, die *Triebstockverzahnung*, bei der das eine Rad Zähne, das andere Zapfen aufweist (Triebstöcke), findet Anwendung für langsam laufende Getriebe, z. B. Drehwerk bei Baggern, Zahnstangengetriebe für Schützen und Schleusen.

β) Ausführungsformen der Zahnräder. Parallele Wellen werden durch *Stirnräder* verbunden, die auf zylindrischen Grundkörpern gerade oder schräge Zähne erhalten. Schrägverzahnung ergibt allmählichen Eingriff entsprechend der Zahnschräge, wodurch ein weicher, fast geräuschloser Lauf erzielt wird. Der durch die schrägen Zähne bedingte Achsialschub wird bei Doppelanordnung vermieden: Pfeilzähne.

Schneiden sich die Wellen, so werden die Zähne auf Kegelstümpfe aufgebracht, deren Kegelspitze mit dem Wellenschnittpunkt zusammenfällt: *Kegelräder*.

Die Zähne werden auf die Grundkörper durch Fräsen oder Hobeln geschnitten und bei Genauigkeitsgetrieben auch gehärtet und geschliffen. Die kleinen Räder (Ritzel) sind aus Stahl, die mit ihnen zusammenarbeitenden großen aus Grauguß, Stahlguß oder Stahl. Wirkungsgrad eines Stirnräderpaares mit geschnittenen Zähnen, geschmiert, einschließlich Lagerung 0,95 bis 0,97, bei geschliffenen Zähnen und Wälzlagern noch höher; Übersetzungsverhältnis bis 1 : 20. Ruhigen Lauf ergeben Ritzel aus Rohhaut oder Preßstoff zusammen mit gußeisernen Rädern. Für handgetriebene Raderpaare ($i_{\max} = 1 : 5$) sind gegossene, unbearbeitete Zähne ausreichend ($\eta \approx 0,92$).

Für zwei sich kreuzende Wellen sind *Schraubenräder* anzuwenden. Wird dabei ein großes Übersetzungsverhältnis gefordert, so entsteht das *Schneckengetriebe* (Abb. 60). Das kleine treibende Rad ist dann zu einer mehr- oder eingängigen Schraube geworden, deren Gangzahl g der Zähnezahl z_1 entspricht ($i = n_1/n_2 = z_2/g$). In der Schnecke tritt ein Axialschub auf, der durch die Lagerung aufzunehmen ist. Kein Abrollen der Zähne, sondern nur Gleiten, wie bei Schraube und Mutter, daher schlechter Wirkungsgrad; um ihn in erträglichen Grenzen zu halten sorgfältigste Ausführung: Schnecke aus Stahl, oft geschliffen, in Wälzlagern gelagert, Radkranz aus Bronze, in geschlossenem Gehäuse in Öl laufend; bei eingängiger Schnecke $\eta \approx 0,7$, bei zweigängiger $\eta \approx 0,75$ bis 0,8. Für untergeordnete Zwecke sind dagegen auch Schneckenräder mit gegossenen, unbearbeiteten Zähnen üblich (z. B. Schraubenflaschenzug S. 1853); Wirkungsgrad dann bei zweigängiger Schnecke $\approx 0,65$, bei eingängiger $\approx 0,55$ und, wenn noch Selbstperrung gefordert $< 0,5$ (Steigungswinkel $<$ Reibungswinkel vgl. Schrauben S. 1809).

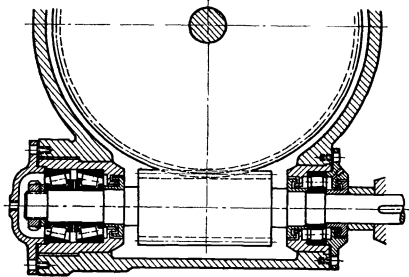


Abb. 60.

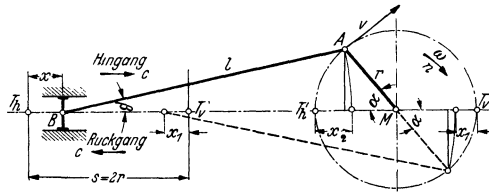


Abb. 61.

7. Kurbeltrieb.

Der gerade Kurbeltrieb (Abb. 61) dient zur Umwandlung einer hin- und hergehenden Bewegung in eine Drehbewegung. Bei Kraftmaschinen (Kolben-Dampfmaschinen, Verbrennungskraftmaschinen) treibt der Kreuzkopf B (entweder durch den Kolben nebst Kolbenbolzen selbst gebildet, oder mit dem Kolben durch eine Kolbenstange verbunden) über die Schub-, Treib- oder Pleuelstange BA (l [m]) die Kurbel AM an, wobei deren Punkt A den Kurbelkreis mit dem

Radius r [m] beschreibt; bei Arbeitsmaschinen (Kolbenpumpen und Kolbenverdichter) geht der Kraftfluß von der Kurbel aus. Die Kreuzkopfbewegung erfolgt zwischen hinterem (T_h) und vorderem Totpunkt (T_v), wobei der Hub $s = 2r$ [m] ist. Der *Kreuzkopf-* oder *Kolbenweg* x [m] ist für denselben Kurbelwinkel α beim Hingang größer, beim Rückgang kleiner (vgl. Abb. 61, x_2 und x_1); er ergibt sich zu:

$$x = r(1 - \cos \alpha) \pm l(1 - \cos \beta),$$

oder auch, da $l \sin \beta = r \sin \alpha$:

$$x = r(1 - \cos \alpha) \pm l \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{r}{l} \sin \alpha\right)^2} \right)$$

und hieraus durch Reihenentwicklung und Vernachlässigung der weiteren Glieder:

$$x = r(1 - \cos \alpha) \pm \frac{r^2}{2l} \sin^2 \alpha$$

+ Zeichen für Hingang, - Zeichen für Rückgang; $r/l = 1/6$ bis $1/4$.

Die *Kreuzkopf-* oder *Kolbengeschwindigkeit* c [m/s] erhält man durch Differenzieren der Weg-Gleichung nach der Zeit t und Einsetzen von $d\alpha/dt = \omega$. (Winkelgeschwindigkeit [1/s]) zu:

$$c = r\omega \left(\sin \alpha \pm \frac{r}{2l} \sin 2\alpha \right) = v \left(\sin \alpha \pm \frac{r}{2l} \sin 2\alpha \right),$$

wobei $v = r\omega$ die Umfangsgeschwindigkeit [m/s] am Kurbelkreis bedeutet.

Die „mittlere Kolbengeschwindigkeit“ c_m [m/s] ergibt sich aus der Tatsache, daß die Zeit für einen Hin- und Rückgang gleich derjenigen für eine Kurbelumdrehung ist; also:

$$2s/c_m = 4r/c_m = 2r\pi/v, \text{ und hieraus: } c_m = 2v/\pi.$$

Führt man die Drehzahl n [1/min] ein, so wird $c_m = s n / 30$ [m/s], da ja $v = 2r\pi n / 60$ und $2r = s$ ist.

Durch abermaliges Differenzieren folgt die *Kreuzkopf-* oder *Kolbenbeschleunigung* b [m/s²] zu:

$$b = r\omega^2 \left(\cos \alpha \pm \frac{r}{l} \cos 2\alpha \right) = \frac{v^2}{r} \left(\cos \alpha \pm \frac{r}{l} \cos 2\alpha \right).$$

Kraftverhältnisse. Befindet sich der Kurbeltrieb in gestreckter Lage (Kolben und Kreuzkopf in den Totpunkten), so kann eine vom Kolben auf den Kreuzkopf wirkende Kraft kein Drehmoment an der Kurbel ausüben; eine Kraftmaschine

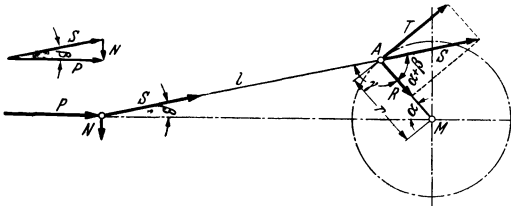


Abb. 62.

läuft daher aus dieser Stellung nicht an; Abhilfe: Drehen der Kurbel in Anfahrstellung oder Mehrfachanordnung mit versetzten Kurbeln; während des Laufes bringt bei den Kraftmaschinen die Trägheitskraft der umlaufenden Massen den Kurbeltrieb über die Totlage hinweg. In allen anderen Lagen (Abb. 62) zerlegt sich die Kraft am Kreuzkopf P in die Stangenkraft S und eine Kraft N senkrecht zur Gleitbahn. Die Stangenkraft S überträgt sich auf den Kurbelzapfen A , wo ihre tangentiale Komponente, die Drehkraft T , das Drehmoment erzeugt, während ihre radiale R das Kurbelwellenlager M belastet.

Gemäß Abb. 62 wird:

$$\begin{aligned} S &= P/\cos \beta; & N &= P \cdot \operatorname{tg} \beta \\ T &= S \sin(\alpha + \beta) = \frac{P \sin(\alpha + \beta)}{\cos \beta} \\ R &= S \cos(\alpha + \beta) = \frac{P \cos(\alpha + \beta)}{\cos \beta}. \end{aligned}$$

Bei $\gamma = \alpha + \beta = 90^\circ$ wird $T = S$, wäh­rend die Dreh­kraft sonst immer klei­ner als die Stangen­kraft bleibt.

Die zur Er­rech­nung der Dreh­kraft T zu be­nut­zende Kraft P er­gibt sich aus der Kolben­kraft nach Ab­zug des für die Be­schlei­ni­gung der Trieb­werk­steile er­for­derlichen Kraft­anteils.

Um die durch die pe­riodischen Schwan­kun­gen der Dreh­kraft be­dingten Dreh­zahlschwankun­gen in er­trägli­chen Gren­zen zu hal­ten, wer­den Schwun­grä­der ange­ord­net, die den „Un­gleich­för­mi­g­keits­grad“ $\delta = (n_{\max} - n_{\min})/n$ herab­drücken. Wäh­rend für Pumpen und Ver­dichter $\delta \approx 1/30$ ge­nügt, müs­sen die zum An­trieb von Stromer­zeugern be­stimmten Kolben­kraft­ma­schin­en einen Un­gleich­för­mi­g­keits­grad von $\delta \approx 1/200$ auf­wei­sen, d. h. schwe­re Schwun­grä­der er­hal­ten.

Die me­chanischen Ver­luste im Kur­bel­trieb be­tra­gen etwa 10% ($\eta \approx 0,9$).

II. Wärme­kraft­ma­schin­en und -An­la­gen.

A. Grun­dsätz­li­ches.

Die in der Na­tur als En­ergie­quel­len vor­han­denen festen, flüs­si­gen und gas­förmigen Brennstoffe wer­den ver­brannt und die da­bei freiwer­den­den Wärme­men­gen in Wärme­kraft­ma­schin­en mit Hilfe eines Wärme­trä­gers in me­chanische Arbeit um­ge­wandelt. Wärme­trä­ger könn­en sein: die bei un­mittelbarer Ver­brennung im ge­schlossenen Zylin­der ent­stehen­den ge­spannten Gase (Ver­brennungs­kraft­ma­schin­en), oder erst in Dampf­kes­seln be­son­ders zu er­zeugen­der ge­spannter Dampf (Dampf­ma­schin­en).

Die tech­nische Ein­heit der Wärme­menge ist die Kilo­kalo­rie [kcal], das ist diejenige Wärme­menge, die er­for­derlich ist, um 1 kg Wasser bei At­mos­phä­ren­druck von 14,5 auf 15,5° C zu er­wärmen. Zu­sam­men­hang der Arbeit­ein­heiten:

- 1 kcal = 427 mkg; 1 mkg = 1/427 kcal;
- 1 Pfer­de­kraft­stun­de, 1 PSh = 632 kcal;
- 1 Kilo­watt­stun­de, 1 kWh = 860 kcal.

Aus der Leis­tungs­be­zie­hung: 1 PS = 75 mkg/s folgt näm­lich: 1 PSs = 75 mkg und da­raus: 1 PSh = $75 \cdot 3600 = 270000$ mkg oder auch 1 PSh = $270000/427 = 632$ kcal; eben­so folgt aus 1 kW = 102 mkg/s: 1 kWh = 860 kcal; fer­ner ist: 1 PS = 736 Watt = 0,736 kW und 1 PSh = 0,736 kWh.

Die im Brennstoff ver­fügbare Wärme­menge ist durch seinen Heizwert ge­geben. Man ver­steht unter dem „oberen Heizwert“ H_o diejenige (durch Ver­such fest­stellbare) Wärme­menge, die bei voll­kom­mener Ver­brennung von 1 kg Brennstoff in trockener Luft und Ab­kühlung der Ver­brennungs­er­zeug­nisse auf Aus­gangs­(Zimmer-) Tem­pe­ra­tur ent­steht; bei dieser Bestim­mung ist das im Brennstoff vor­han­dene und bei der Ver­brennung ent­stan­dene Wasser wieder flüs­sig. Wird da­ge­gen das ge­samte Wasser nach der Ver­brennung als dampf­förmig an­ge­nom­men, so er­gibt sich der „untere Heizwert“ H_u , auch kurzweg „Heizwert“ ge­nannt, von dem bei der Er­rech­nung des Wirkungs­grades von Wärme­kraft­ma­schin­en und An­la­gen meist aus­ge­gan­gen wird, da bei Ver­brennungs­kraft­ma­schin­en und tech­nischen Feuerun­gen das Brennstoff- und Ver­brennungs­wasser mit den Ab­gasen dampf­förmig ent­weicht.

Mittel­werte des unteren Heiz­werts eini­ger fester und flüs­si­ger Brennstoffe in kcal/kg:

West­fälische Steinkohle	7200 bis 7600
Mittel- (Roh­braunkohle	2450
deutsche (Braunkohlenbriketts	4700 bis 4800
Trockenes Holz	3000
Gasöl, Treiböl	10000
Benzin	10200
Handelsbenzol	9600

und eini­ger Gase in kcal/Nm³ (1 Nm³ = 1 Norm­kubi­kometer = 1 m³ von 0° C und 760 mm QS):

Propan C ₃ H ₈	21700	Stadtgas	4300
Butan C ₄ H ₁₀	28200	Gichtgas	950

B. Dampfkraftanlagen.

1. Arbeitsweise.

Die Brennstoffe werden in technischen Feuerungen unter Dampfkesseln verbrannt; der in ihnen unter gleichbleibendem Druck erzeugte Dampf wird den Kraftmaschinen zugeleitet, wo er unter Entspannung und Abkühlung den (allerdings nur geringen) Teil seines Wärmeinhalts abgibt, der in mechanische Arbeit umgewandelt werden kann. Nach der Arbeitsleistung wird der Dampf aus der Maschine mit einem bestimmten Überdruck entlassen (Gegendruckmaschinen), um dann noch für Heizzwecke zu dienen, oder er entweicht mit geringem Überdruck ins Freie (Auspuffmaschinen); meist aber wird er zur Erzielung eines größtmöglichen nutzbaren Druck- und Wärmegefälles und damit besten Wirkungsgrades in der Maschine in einem unmittelbar an die Kraftmaschine angeschlossenen Kondensator im Vakuum niedergeschlagen (Kondensationsmaschinen). Dabei muß dem Dampf die Verdampfungswärme durch Kühlwasser entzogen werden. Der niedergeschlagene Dampf, das Kondensat, wird wieder zur Kesselspeisung benützt. Unterteilung des Druckgefälles und Dampfentnahme bei einem Zwischen-druck möglich (Entnahme- oder Anzapfmaschinen).

Die geschilderte Arbeitsweise bedingt — vorausgesetzt, daß der Dampf nicht, wie beim Gegendruckbetrieb, nach Verlassen der Maschine noch zu Heizzwecken verwertet wird — einen schlechten wirtschaftlichen Wirkungsgrad (η_{wp} = nutzbare mechanische oder elektrische Arbeit/aufgewendete Wärme). Der Wirkungsgrad ist allgemein abhängig von der Belastung: bei Normallast am größten, bei Teillast geringer, bei Leerlauf gleich Null. Selbst bei weitmöglichster Entspannung des Dampfes in der Maschine durch Anwendung des Kondensators beträgt die durch das Kühlwasser abzuführende Wärmemenge noch $\frac{3}{4}$ bis $\frac{4}{5}$ des Wärmeinhalts des Dampfes beim Eintritt in die Kraftmaschine. Diese schlechte Ausnutzungsmöglichkeit der Brennstoffwärme in Dampfkraftanlagen liegt in den physikalischen Eigenschaften des Wasserdampfes begründet.

2. Eigenschaften des Wasserdampfes.

Wird Wasser — wie im Dampfkessel — bei gleichbleibendem Druck Wärme zugeführt, so verdampft es bei einer diesem Druck zugeordneten und während des Verdampfungsvorgangs gleichbleibenden Temperatur. 1 kg des entstandenen Wasserdampfes besteht dabei aus einem dampfförmigen Anteil x („spez. Dampfmenge“) und einem flüssigen Anteil $(1 - x)$, wobei $0 < x < 1$; dieser Dampf heißt *nasser Dampf* oder *Sattdampf*; x wächst von 0 (Flüssigkeit) beim Beginn der Verdampfung, bis $x = 1$ (*trocken gesättigter Dampf*) am Ende derselben, unter gleichzeitiger Vergrößerung des spezifischen Volumens v [m^3/kg].

Ein stetiger Übergang von flüssigen zum dampfförmigen Aggregatzustand bei gleichbleibendem spez. Volumen findet statt beim *kritischen Zustand* (beim Wasserdampf gekennzeichnet durch kritischen Druck ≈ 225 at, kritischer Temperatur $\approx 374^\circ$ und kritischem Volumen $\approx 0,0036$ m^3/kg); die beiden Grenzzustände $x = 0$ (Flüssigkeit) und $x = 1$ (trocken gesättigter Dampf) fallen bei ihm zusammen (Verdampfungswärme $r = 0$).

Wird trocken gesättigtem Dampf weiter Wärme zugeführt, so nimmt nicht nur das spez. Volumen, sondern auch die Temperatur zu: *Überhitzter Dampf* (*Heißdampf*).

Im Naßdampfgebiet ist der Dampf also eindeutig beschrieben durch Angabe von spezifischer Dampfmenge und Druck *oder* Temperatur. Im überhitzten Gebiet ist er bestimmt durch Druck *und* Temperatur. Zu jedem Dampfzustand gehört ein bestimmtes spez. Volumen.

Der Zustand eines Dampfes kann weiter gekennzeichnet werden durch Wärmeinhalt und Entropie. Unter *Wärmeinhalt* (J [kcal] oder, bezogen auf 1 kg Dampf i [kcal/kg]) versteht man diejenige Wärmemenge, die erforderlich ist, um einen bestimmten Dampf bei gleichbleibendem Druck aus Wasser von 0° zu erzeugen.

Bei trocken gesättigtem Dampf (i'') setzt er sich zusammen aus der Wärmemenge, die nötig ist, um die Flüssigkeit auf die Verdampfungstemperatur zu erhitzen (Wärmeinhalt der Flüssigkeit i'), und derjenigen, die zur Überführung vom flüssigen in den dampfförmigen Aggregatzustand aufzuwenden ist (Verdampfungswärme r); $i'' = i' + r$ (vgl. Tabelle 3). Beim überhitzten Dampf kommt dazu noch die Überhitzungswärme Q_U , $i = i'' + Q_U$.

Die *Entropie* (S [kcal/°K] oder, bezogen auf 1 kg Dampf s [kcal/°K und kg]) folgt als Zustandsgröße aus dem 2. Hauptsatz der mechanischen Wärmetheorie. Bezeichnet T die absolute

Temperatur ($T = 273 + t [^{\circ}\text{K}]$, t Temp. in $^{\circ}\text{C}$) und Q die bei einer Zustandsänderung zu- oder abgeführte Wärmemenge, so ist:

$$dS = \frac{dQ}{T} \quad \text{oder} \quad S = \int \frac{dQ}{T}.$$

Dieser mathematische Ausdruck, der (zahlenmäßig von einem beliebig gewählten Anfangspunkt aus gerechnet) für jeden Dampfzustand einen bestimmten Wert ergibt, ermöglicht eine besonders übersichtliche Darstellungsweise vieler Wärmevorgänge.

Die, durch Versuch festgestellten, zusammengehörigen Zustandsgrößen sind für nassen, trocken gesättigten und überhitzten Wasserdampf den VDI-Wasserdampf tafeln¹ (vgl. Tabelle 3), oder dem diesen Tafeln beigefügten, von MOLLIER erdachten i - S -Diagramm zu entnehmen.

Tabelle 3. Auszug aus den VDI-Wasserdampf tafeln für trocken gesättigten Wasserdampf².

Druck kg/cm ²	Temperatur °C	Rauminhalt des Dampfes m ³ /kg	Wärme- inhalt der Flüssigkeit kcal/kg	Ver- dampfungs- wärme kcal/kg	Wärme- inhalt des Dampfes kcal/kg	Entropie des Dampfes kcal/°K und kg s''
p	t	v	i'	r	i''	s''
0,02	17,20	68,27	17,24	587,6	604,8	2,0847
0,10	45,45	14,95	45,41	571,6	617,0	1,9478
0,50	80,86	3,301	80,81	550,8	631,6	1,8150
1,0	99,09	1,725	99,12	539,4	638,5	1,7587
2,0	119,62	0,9016	119,87	525,9	645,8	1,7029
6,0	158,08	0,3213	159,3	498,5	657,8	1,6151
8,0	169,61	0,2448	171,3	489,5	660,8	1,5922
12,0	187,08	0,1664	189,7	475,0	664,7	1,5592
16,0	200,43	0,1262	203,9	463,2	667,1	1,5351
22,0	216,23	0,09251	221,2	447,7	668,9	1,5078
40,0	249,18	0,05078	258,2	410,8	669,0	1,4513
60,0	274,29	0,03310	288,4	376,6	665,0	1,4078
120,0	323,15	0,01462	353,9	288,0	641,9	1,3138
225,2	374,00	0,00365	488	35	523	1,09

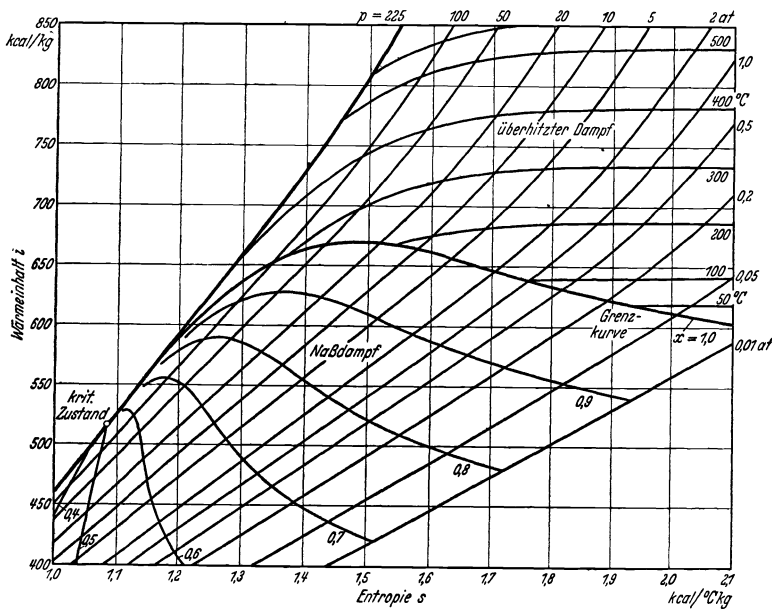


Abb. 63.

Das in Abb. 63 dargestellte MOLLIER- i - S -Diagramm ist entnommen aus MOLLIER: Neue Tabellen und Diagramme für Wasserdampf, 7. Aufl., Berlin 1932. Es soll nicht als Unterlage

¹ °K heißt °Kelvin = °absolut.

² КОСН, W.: VDI-Wasserdampf tafeln. München u. Berlin 1937.

Schleicher, Taschenbuch.

für genaue wärmetechnische Berechnungen dienen (dafür ist es zu klein und zu wenig ausführlich wiedergegeben), sondern den Zusammenhang der Zustandsgrößen des Wasserdampfes verdeutlichen. Die Gebiete des nassen und des überhitzten Dampfes sind getrennt durch die „Grenzkurve“ $x = 1$; von links unten nach rechts oben verlaufen die Linien gleichen Druckes, im Naßdampfgebiet gleichzeitig Linien gleicher Temperatur, die an der Grenzkurve abzulesen ist. Quer dazu liegen im Naßdampfgebiet die Linien gleicher spezifischer Dampfmenge, die alle dem Punkt des kritischen Zustandes zustreben, im Gebiet des überhitzten Dampfes diejenigen gleicher Temperatur, ausgehend von der Grenzkurve. Bei seiner Anwendung auf Wärmekraftmaschinen bietet das MOLLIER-*is*-Diagramm den großen Vorteil, daß alle Arbeitsgrößen durch Strecken dargestellt werden.

3. Dampfkessel und Feuerungen.

Im Dampfkessel wird zunächst Sattdampf erzeugt, da der Dampf in der Kesseltrommel unmittelbar mit der Flüssigkeit in Berührung steht; dann wird er durch eine an der höchsten Stelle des Dampftraumes abgehende Rohrleitung (um schon möglichst trockenen Dampf zu entnehmen), einem in den Feuerzügen des Kessels verlegten Rohrsystem, dem Überhitzer (\bar{U}), zugeführt, an dessen Austritt er als überhitzter Dampf von Kesseldruck für die Arbeitsleistung in der Maschine zur Verfügung steht.

Der entnommene Dampf wird durch Zufuhr von Speisewasser dauernd ersetzt. Der Wasserstand im Kessel darf einen am Wasserstandsglas ablesbaren niedrigsten Wert nicht unterschreiten. Damit der Dampfdruck nicht größer als der zulässige wird, ist ein selbsttätiges Sicherheitsventil sowohl am Kessel als auch hinter dem Überhitzer angeordnet.

Die die Kesselzüge verlassenden noch heißen Rauchgase werden zur Vorwärmung des Speisewassers („Economiser“) oder der Verbrennungsluft (Luftvorwärmer) weiter ausgenutzt.

Dampfkesselanlagen sind genehmigungs- und überwachungspflichtig. Auskunft und Rat über das Genehmigungsverfahren erteilen die Dampfkessel-Überwachungsvereine.

a) Kenngrößen einer Kesselanlage:

H	m^2 Heizfläche; die von den Feuergasen berührte Kesselfläche, auf der Wasserseite gemessen.
R	m^2 Rostfläche.
B	$\left\{ \begin{array}{l} \text{kg/h} \\ \text{t/h} \end{array} \right.$ stündlich verheiztes Brennstoffgewicht (vom unteren Heizwert H_u [kcal/kg]).
D	$\left\{ \begin{array}{l} \text{kg/h} \\ \text{t/h} \end{array} \right.$ stündlich erzeugte Dampfmenge; Brutto-Dampfleistung; der Dampf enthält i_e kcal/kg „Erzeugungswärme“ = Wärmeinhalt des erzeugten Dampfes — Wärmeinhalt des Speisewassers.
D_n	$\left\{ \begin{array}{l} \text{kg/h} \\ \text{t/h} \end{array} \right.$ stündlich erzeugte Dampfmenge umgerechnet auf „Normaldampf“; „Netto-Dampfleistung“. Normaldampf ist Dampf von 100°C und 1 at, erzeugt gedacht aus Wasser von 0°C , mit einer Erzeugungswärme $i_n \approx 640$ kcal/kg; $D_n = D \cdot i_e / i_n = D \cdot i_e / 640$. Vergleichsgröße für stündlich erzeugte Dampfmengen von verschiedenem Zustand.
D/B	(Brutto-)Verdampfungsziffer } in erster Linie $\left\{ \begin{array}{l} D/B = \eta H_u / i_e \\ \text{abhängig vom} \end{array} \right.$
D_n/B	(Netto-)Verdampfungsziffer } Brennstoff $\left\{ \begin{array}{l} D_n/B = \eta H_u / 640. \end{array} \right.$
D/H	kg/m ² h Heizflächenleistung; hatte bisher diese Größe als Vergleichsmaßstab für die Kesselleistung gedient, so hat sie bei den neuzeitlichen Hochleistungskesseln diese Bedeutung verloren. Als neuer Vergleichsmaßstab dient die „Breitenleistung“ des Kessels unter gleichzeitiger Angabe der Dampfleistung in t/h.
D_n/b_k	t/mh Dampfleistung je Meter Kesselbreite (b_k); „Breitenleistung“ des Kessels.
B/R	kg/m ² h Rostleistung.
B/b_r	kg/mh Breitenleistung des Rostes (Rost bzw. Feuerraumbreite b_r).
F	m^2 Grundfläche der Kesselanlage.
D_n/F	kg/m ² h Grundflächenleistung.

$$\eta = \frac{\text{im Dampf enthaltene Wärme}}{\text{im Brennstoff enthaltene Wärme}} = \frac{D i_e}{B H_u} = \frac{D_n i_n}{B H_u}; \text{ er wird}$$

durch einen Verdampfungsversuch bei voller Belastung ermittelt. Die Verluste setzen sich zusammen aus der Wärme, die mit den Rauchgasen durch den Schornstein entweicht (Abgasverlust), derjenigen, die durch Strahlung und Leitung an die Kesselumgebung verlorenght, und dem in der Feuerung nicht verbrennenden Brennstoffanteil (Herdverlust).

b) Kesselbauarten:

Die Entwicklung geht von den aus einem Walzenkörper bestehenden Großraumkesseln über die aus Trommeln und Röhren zusammengesetzten Kessel,

zu den nur aus Röhren bestehenden Bauformen; damit verbunden wird eine Steigerung des Dampfdruckes und der Dampftemperatur, sowie der Dampfleistung unter gleichzeitiger Erhöhung der Betriebssicherheit.

Grundsätzliche Unterscheidung von α) Rauchrohr- und β) Wasserrohrkesseln, je nachdem Rauchgas oder Wasser die Siederöhre durchströmt.

α) Zur Gruppe der Rauchrohrkessel gehören die auch heute noch weitverbreiteten *Flammrohrkessel* (Abb. 64). Die Feuerung ist in oder vor dem Flammrohr angeordnet. Der Kessel wird so eingemauert, daß die Rauchgase nach

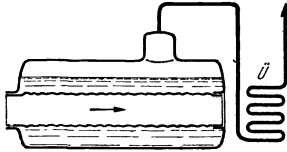


Abb. 64.

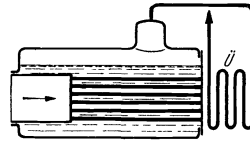


Abb. 65.

Durchziehen des Flammrohrs und Umspülen des Überhitzers am Außenmantel des Kessels seitlich zurückgeführt werden und schließlich, nach abermaliger Umkehr, den Kessel noch von unten bestreichen, bevor sie durch den „Fuchs“ und den Schornstein entweichen.

Ausführung mit einem oder zwei Flammrohren; Flammrohrkessel haben wegen ihres großen Wasserinhalts (Großwasserraumkessel) große Speicher- und Pufferfähigkeit, sind leicht zu reinigen und verhältnismäßig unempfindlich gegen schlechtes Speisewasser; der große Durchmesser der Kesseltrömmel (bis zu 2,8 m) ist wirtschaftlich nur für geringen Druck (bis etwa 15 at) ausführbar.

Einfammrohrkessel: $H = 15 - 50 \text{ m}^3$; $D/H 18 \text{ kg/m}^2\text{h}$; $F = 10 - 30 \text{ m}^3$,

Zweifammrohrkessel: $H = 50 - 150 \text{ m}^3$; $D/H 25 \text{ kg/m}^2\text{h}$; $F = 25 - 50 \text{ m}^3$.

Wirkungsgrad $\eta \approx 0,70$ einschließlich Überhitzer, aber ohne Speisewasser-vorwärmer; ist auch ein solcher vorhanden, dann $\eta \approx 0,75 - 0,80$.

Bei den *Heizrohrkesseln* werden die Rauchgase durch eine große Zahl von Röhren kleineren Durchmessers geführt, wodurch eine beträchtliche Heizflächenvergrößerung gegenüber Flammrohrkesseln gleicher Größe erzielt wird. Keine Einmauerung erforderlich, daher übliche Kesselbauart für Fahrzeuge. Die Feuerung befindet sich in einem kurzen Flammrohr (Lokomobil-kessel, Abb. 65), oder in der Feuerbüchse eines vorgeschalteten Stehkessels (Lokomotivkessel). Die Überhitzerrohre werden hinter den Kessel oder, wie häufig beim Lokomotivkessel, in einzelne größere Heizrohre gelegt.

Auf dampfbetriebenen Kranen, Baggern, Rammen und Pfahl-ziehern werden *Stehkessel* angeordnet, die mit kurzer senkrechter Feuerbüchse und Heizrohren ausgerüstet oder als Quersiedekessel, Abb. 66, ausgebildet sind. Ein Überhitzer kann in einer oben aufgesetzten Rauchkammer untergebracht werden.

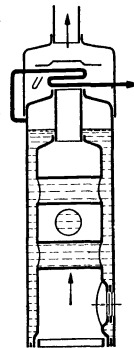


Abb. 66.

Tabelle 4. Stehkessel für Greif- und Löffelbagger (Menck u. Hambrock, Hamburg).

Kesselmodell	Höhe m	Durchmesser m	Heizfläche m ²	Wasserinhalt Liter	Dampfdruck atü	Dampf-temperatur ° C	Dampfleistung kg/h	Brennstoffverbrauch kg/h ¹
III	2,31	1,17	9,8	630	8	300	400	75
IV	2,58	1,27	13,7	920	8	300	570	110

¹ Verbrauch an Steinkohle von $H_u = 6800 \text{ kcal/kg}$ bei der angegebenen Dampfleistung.

Dampfdruck bei Rauchrohrkesseln: bis etwa 15 atü; auch sie vertragen un-
gereinigtes Speisewasser.

β) Für große Dampfkraftwerke werden fast ausschließlich Wasserrohrkessel
verwendet, wegen ihres kleinen Grundflächenbedarfs und ihrer Eignung für jede
Feuerungsart und jeden Druck. *Schrägrohrkessel* und *Steilrohrkessel*, auch beide
Arten vereinigt.

Die Wasserkammern der Schrägrohrkessel werden jetzt meist unterteilt (Sektionalkessel),
damit sie den Wärmedehnungen besser nachgeben können, und die mit ihnen durch Rohre nach-
giebig verbundenen Obertrommeln quer zu den
geraden Siederrohren gelegt (Abb. 67).

Die Steilrohrkessel bestehen aus 2 bis 4
Trommeln (Trommelzahl möglichst klein!), die
durch senkrecht in den Trommelmantel mün-
dende Siederrohre verbunden sind (Abb. 68).

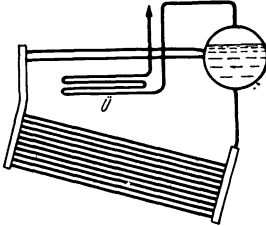


Abb. 67.

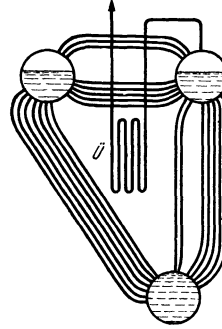


Abb. 68.

Für höchste Drücke Sonderbauarten der Wasserrohrkessel (z. B. BENSON-
Kessel für Drücke bis 225 at).

Mit Hilfe der Wasserrohrkesselbauart sind bis zu 2000 m² Heizfläche in einer Kesseleinheit
unterzubringen. Wesentlich ist die Verwendung sorgfältigst gereinigten Speisewassers. Immer
Einbau eines Überhitzers; beste Wärmeausnutzung durch große nachgeschaltete Speisewasser-
und Luftvorwärmerheizflächen; Gesamtwirkungsgrad bei Vollast dann ≈ 85%. Höchste Heiz-
flächenleistungen (bis zu 250 kg/m²h) werden erzielt durch Strahlungskessel (Höchstleistungs-
kessel), bei denen der Wärmetübergang vorwiegend im Feuerraum durch Strahlung und nur zum
geringeren Teil durch Berührung der Feuergase mit den Rohren erfolgt; Kühlung des Feuer-
raums durch an seinen Wänden verlegte wasserdurchströmte Kühlrohre, die mit den Obertrommeln
verbunden sind, und durch Einführung von zusätzlicher Verbrennungsluft durch die Feuerraum-
wände; künstlicher-Zug (Saugzugventilator).

Abb. 69: Hochleistungssektionalkessel mit Mühlenfeuerung für Rohbraunkohle (Babcock-
werke, Oberhausen, Rhld.); Kesselheizfläche 500 m², Dampfdruck 60 atü, Überhitzungstemperatur
450° C. Dampfleistung 33 t/h. a Kesseltrummel, b Sektionalkammern, c Schrägrohre, d Feuer-
raumkühlrohre, e Überhitzer, f Rippenrohr-Speisewasservorwärmer, g Platten-Luftvorwärmer,
h Schlägermühle, i Kohlezufuhr, k Aschenfall.

c) Dampfkesselfeuerungen.

Die Ausbildung der Feuerungen ist abhängig vom Brennstoff und der Kessel-
bauart.

α) Handbeschickte **Planroste** werden in die Flammrohre der Rauchrohrkessel
eingebaut. Bei ortsfesten Anlagen werden sie auch mechanisch beschickt durch
Wurfschaukeln.

β) Die bevorzugte Großfeuerung für Steinkohle ist der **Wanderrost**; einzelne
kurze Roststäbe sind auf Querstegen aufgereiht, die zwischen zwei endlosen
Ketten liegen, so daß ein endloses Rostband entsteht, das mit einer entsprechend
der Abbrenngeschwindigkeit des Brennstoffs regelbaren Geschwindigkeit umläuft;
der Brennstoff wird am vorderen Ende durch einen Trichter aufgegeben. Die
Verbrennungsluft wird unter dem Rost, oft mit einem geringen Überdruck (Unter-
wind) zugeführt, der, gemäß dem fortschreitenden Ausbrand der Brennstoff-
decke gegen das Rostende zonenweis einstellbar sein kann (Zonenwanderrost).

γ) Für Braunkohle werden **Treppen- und Muldenroste** angewendet, die infolge Neigung und mechanischer Bewegung der Roststäbe ein selbsttätiges Nachfallen der Kohle aus dem Aufgabetrichter bewirken.

δ) In der **Krämer-Mühlenfeuerung** (Abb. 69, Ausführung Babcockwerke), die sich für Braunkohle bereits bestens bewährt hat, aber auch für andere Brennstoffe in der Einführung begriffen ist, wird der Brennstoff aus dem Bunker über

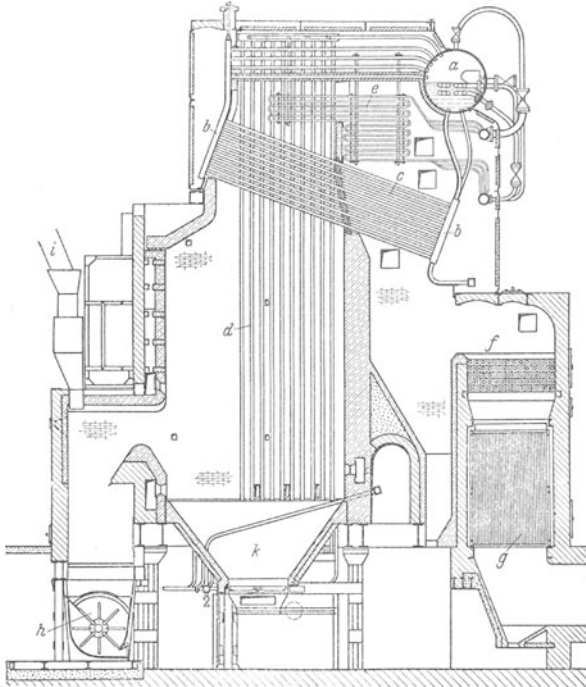


Abb. 69.

eine Zuteilvorrichtung in die Mühlenvorkammer gegeben; er fällt auf die rasch umlaufenden Schläger die ihn zertrümmern und infolge ihrer Ventilatorwirkung auf der anderen Seite der Kammer hochschleudern, von wo das Feine mit der Verbrennungsluft in den Feuerraum getragen wird. Trocknung, Vermahlung und Sichtung des Brennstoffs auf einfachste Weise.

ε) Bei der bisher üblichen **Kohlenstaubfeuerung** wird der Brennstoff in einer besonderen Mahlanlage feinst zerkleinert und dann in den Feuerraum einblasen.

ϑ) Die best regelbare, saubere **Ölfeuerung** findet wegen des hohen Ölpreises nur dort Anwendung, wo ihre anderen Vorteile ausschlaggebend sind (wie bei Schiffen), nämlich: schnellste Betriebsbereitschaft, Unterbringung eines größeren Wärmeverrats in demselben Raum, Lagerungsmöglichkeit in jedem beliebig geformten Behälter, leichte Übernahmefähigkeit (durch Pumpen).

Aus einem Hochbehälter fließt das Öl dem Brenner zu und wird mittels auf etwa 2,5 atü gedroseltem Dampf, der dem Kessel entnommen wird, zerstaubt und in den Feuerraum einblasen. Beim Anfahren Zerstäubung mittels Preßluft oder fremdem Dampf oder Anheizen mit einer Hilfsrostfeuerung.

4. Kolbendampfmaschinen.

a) Die *Wirkungsweise* zeigt Abb. 70, in der der Verlauf des Dampfdruckes P [kg/m^2] in Abhängigkeit vom Hubvolumen V [m^3] bzw. vom Hub s [m] (da $V = \frac{D^2 \pi}{4} s$) auf einer Kolbenseite wiedergegeben ist.

Die Dampfeinlaßglieder (Schieber oder Ventile) öffnen kurz bevor der Kolben den hinteren Totpunkt T_h erreicht (Punkt VE , „Voreinströmung“) und bleiben geöffnet bis der Kolben sich unter der Einwirkung des Frischdampfdruckes nach Punkt E („Expansionsbeginn“) bewegt hat; der Vorgang von VE bis E heißt Füllung. Der Dampf treibt dann unter Ausdehnung den Kolben weiter vor sich her, bei Satttdampf dem Gesetz $PV = \text{const.}$, bei Heißdampf annähernd $PV^{1,2} = \text{const.}$ folgend; im Punkt VA („Vorausströmung“) öffnen die Auslaßglieder, so daß ein Teil des Dampfes infolge seines dort noch herrschenden Überdruckes auspufft, während nach der Umkehr der Kolbenbewegung im vorderen Totpunkt T_v der Kolben den entspannten Dampf ausschleibt, bis im Punkt C („Kompressionsbeginn“) die Auslaßorgane wieder geschlossen werden.

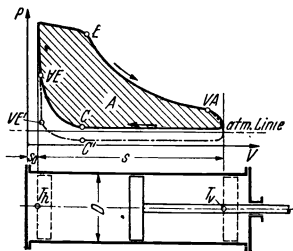


Abb. 70.

Der noch im Zylinder befindliche Dampf wird durch den weiter nach links gehenden Kolben verdichtet ($PV = \text{const.}$), bis im Punkt VE das Spiel von neuem beginnt. Auf der anderen Kolbenseite findet derselbe Vorgang statt, der in die Abb. 70 spiegelbildlich einzutragen wäre.

Die vom Dampf auf dieser Seite an den Kolben während eines Hin- und Hergangs, also während einer Kurbelumdrehung abgegebene Arbeit wird durch die Fläche $A = \int P dV$ [mkg] dargestellt. Die Abszisse des Dampfdiagramms entspricht dem Druck absolut Null; die Ordinate $V = 0$ liegt links vom Totpunkt im Abstand s_0 , der durch den „schädlichen Raum“ gegeben ist; man versteht darunter den gesamten Raum im Zylinder und den Zuführungskanälen, der bei geschlossenen Einlaßorganen noch mit Dampf gefüllt ist, wenn der Kolben sich im Totpunkt befindet. In das Diagramm ist über der Linie $P = 0$ entsprechend dem Außenluftdruck noch die „atmosphärische Linie“ eingetragen. Im Gegensatz zur *Auspuffmaschine* würde bei einer *Kondensationsmaschine* Ausschub und Kompression nach der gestrichelten Linie verlaufen; man erkennt die dadurch erzielbare Vergrößerung der Arbeitsfläche A , die größer ist als der Arbeitsaufwand für Zu- und Abfuhr des dann erforderlichen Kühlwassers und die Aufrechterhaltung der Luftleere im Kondensator. Eine Unterteilung des Druckes führt zur *Verbundmaschine* mit Hoch- und Niederdruckzylinder.

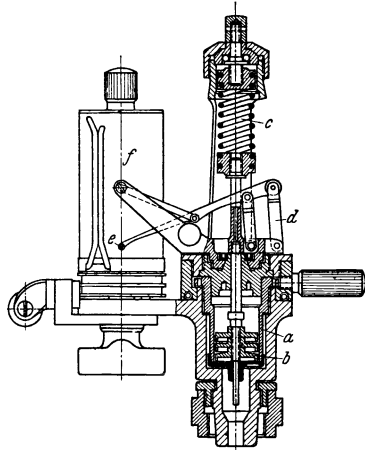


Abb. 71.

b) Leistung.

Das Dampfdiagramm einschließlich der atmosphärischen Linie wird bei ausgeführten Maschinen mit Hilfe des *Indikators* aufgenommen; aus ihm ist das ordnungsmäßige Arbeiten der Steuerung zu ersehen, und die vom Dampf an den Kolben abgegebene Arbeit, sowie die „indizierte Leistung“ der Maschine, N_i [PS] zu errechnen.

Der Indikator (Abb. 71, Fabrikat Dreyer, Rosenkranz u. Droop, Hannover) wird unter Zwischenschaltung eines Dreiwegehahns an eine in den schädlichen Raum mündende Bohrung geschraubt; er besteht aus einem kleinen Zylinder a , in dem sich ein Kolben b gegen eine Feder c bewegt. Die dem jeweiligen Druck im Zylinder entsprechende Indikatorkolbenstellung wird über eine Hebelübersetzung d auf einen Schreibstift e übertragen. Die Papiertrommel f wird

vom Maschinenkolben oder -Kreuzkopf aus mittels Schnurzug angetrieben und vollführt dessen Bewegung, ins Kleine übersetzt. Der Schreibstift zeichnet also den Verlauf des Dampfdruckes in Abhängigkeit vom Weg des Maschinenkolbens auf. Verbindet man mit Hilfe des Dreieckshabns den Raum unter dem Indikatorkolben mit der Außenluft, so schreibt der Schreibstift die atmosphärische Linie. Wenn man nun noch weiß, wieviel mm Schreibstiftausschlag 1 kg/cm² entsprechen („Federmaßstab“, durch Eichung leicht festzustellen), so läßt sich aus dem aufgenommenen Indikatordiagramm der „mittlere indizierte Druck“ und damit die indizierte Leistung wie folgt berechnen:

Man ermittelt zunächst die Fläche f [mm²] des Indikatordiagramms (etwa durch Planimetrieren) und dividiert sie durch seine Länge l [mm], die zwischen zwei, durch die äußersten Diagrammpunkte zur atm. Linie zu ziehenden Senkrechten abzugreifen ist. Die so erhaltene „mittlere Diagrammhöhe“ $h = f/l$ [mm] ergibt, durch den Federmaßstab a [mm/kg/cm²] dividiert, den mittleren indizierten Druck p_i [kg/cm²]; er kann gedeutet werden als der mittlere Druck im indizierten Zylinderraum während eines Kolbenhin- und -hergangs, also während einer Kurbelumdrehung.

Die in diesem Zylinderraum während einer Umdrehung an den Kolben abgegebene indizierte Arbeit wird dann durch Multiplikation mit dem Hubvolumen (gleich Kolbenfläche F [cm²] \times Kolbenhub s [m]) erhalten zu: $A = p_i F s$ [mkg]; ist die Maschinendrehzahl n [1/min], so folgt die von dem Zylinderraum herführende indizierte Leistung N_i [PS] aus:

$$N_i = p_i F \frac{sn}{60 \cdot 75}.$$

Sind in der Maschine mehrere Zylinderräume vorhanden (bei Kolbendampfmaschinen, die immer doppelt wirkend gebaut werden, sind es mindestens zwei), so ergibt sich:

$$N_i = (p_{i1} F_1 + p_{i2} F_2 + \dots) \frac{sn}{60 \cdot 75}.$$

Die effektive, an der Kurbelwelle oder am Schwungrad verfügbare Leistung N_e [PS] wird aus N_i erhalten durch Multiplikation mit dem mechanischen Wirkungsgrad η_m ($\approx 0,9$) zu $N_e = \eta_m N_i$.

Größe der Kolbendampfmaschinen: bis etwa 2000 PS; Drehzahlen 100 bis 200 U/min; schnellaufende kleine Dampfmaschinen, „Dampfmotoren“ bis 150 PS mit Drehzahlen bis zu 1000 U/min.

c) Der *Dampfverbrauch* (bezogen auf eine effektive PSh bei Normalbetrieb ist abhängig von der Größe der Maschine, ihrer Betriebsweise (Sattdampf oder überhitzter Dampf, Auspuff oder Kondensation) und ihrer Bauart (Einzylinder- oder Verbundmaschinen). Einen Anhalt geben die folgenden Werte:

Kleine Einzylinder-Auspuffmasch. (Krane, Bagger)	{ Sattdampf 10 bis 12 atü: 18—14 kg/PSh, Überh. Dampf 8 bis 12 atü, 250° C: 12—10 kg/PSh.
Große Zweizylinder-Verbundmasch. mit Kondensation	{ Überh. Dampf 12 atü, 300° C: 5,0—4,2 kg/PSh.

d) Die Ein- und Auslaßglieder (Flach- oder Kolbenschieber, Ventile) müssen zum Zwecke des Öffnens und Schließens im richtigen Zeitpunkt und damit zur Erzielung der durch das Dampfdiagramm vorgeschriebenen Arbeitsweise, mit der Kolbenbewegung zwangsläufig verbunden sein; sie und diese Verbindungs- teile bilden die *Steuerung*.

e) Die Anpassung der Dampfzufuhr vor den Kolben an die geforderte Arbeits- abgabe der Maschine erfolgt durch den *Regler*, der die Steuerung beeinflußt. Bei Fahrzeugen, Kranen, Löffelbaggern geschieht diese Beeinflussung von Hand, bei den ständig, auch bei wechselnder Belastung, mit ungefähr gleicher Drehzahl durchlaufenden Maschinen durch einen Fliehkraftregler.

Die Schwungmassen eines solchen Reglers (denen durch Federn das Gleichgewicht gehalten wird) schlagen je nach der Drehzahl mehr oder weniger weit aus und verstellen durch diesen Ausschlag die Steuerung, so daß zu jeder Drehzahl der Maschine eine bestimmte Belastung gehört; da der Fliehkraftregler aber schon auf geringe Drehzahländerungen anspricht, beträgt der Unterschied zwischen der Leerlauf- und Vollastdrehzahl der Maschine nur wenige Prozent ($\approx 5\%$).

f) *Kondensation*. Für die Ausrüstung einer Kolbendampfmaschine mit einer Kondensationsanlage kommt in erster Linie der *Einspritz-* oder *Mischkondensator* in Betracht; er besteht aus einem dichten Behälter, in dem der aus der Maschine

austretende Dampf durch Einspritzen kalten Wassers niedergeschlagen wird; das Kondensat-Kühlwassergemisch, sowie die durch Undichtigkeiten und mit dem Dampf und das Einspritzwasser eintretende Luft werden durch eine einzige, unmittelbar von der Maschine angetriebene Kolbenpumpe (Naßluftpumpe) abgefördert. Das Einspritzen des Kühlwassers besorgt der äußere Luftdruck, da ja während des Betriebes im Kondensator ein beträchtlicher Unterdruck herrscht. Das Niederschlagen des Dampfes erfordert eine etwa 30fache Kühlwassermenge. Das Kondensat ist, da mit dem Kühlwasser gemischt, für die Kesselspeisung verloren; aber auch bei Anwendung eines *Oberflächenkondensators*, bei dem das Kondensat vom Kühlwasser durch Wandungen getrennt ist (vgl. S. 1834), müßte es erst vom Zylinderschmieröl befreit werden, ehe es wieder als Speisewasser brauchbar wäre. Die mit dem Einspritzkondensator erzielbare Luftleere (0,15 bis 0,2 at abs) genügt für Kolbenmaschinen vollauf, die Anlage wird einfach und billig und der Kühlwasserverbrauch beträgt nur etwa die Hälfte gegenüber dem einer Oberflächenkondensationsanlage.

5. Dampfturbinen.

Für große und größte Leistungen (bis 80000 kW in einer Einheit) beherrscht die Dampfturbine das Feld. Sie hat die Kolbendampfmaschine bei ortsfesten Dampfkraftwerken auch kleinerer Leistung nahezu verdrängt. Der Arbeitsinhalt des Dampfes wird bei ihr in Form von Strömungsenergie verwertet.

a) Turbinen mit axialem Dampffluß.

Sie werden je nach Wirkungsweise und Aufbau wieder unterschieden in:
 α) Turbinen mit **Geschwindigkeitsstufen (CURTIS)**. Der Dampf wird in Düsen bis auf den gewünschten Enddruck entspannt und erhält dadurch am Austritt aus der Düse eine dem Wärmegefälle entsprechende (hohe) Geschwindigkeit. Die Strömungsenergie gibt er in einem ersten (R_1) und zweiten (R_2) (gegebenenfalls auch noch dritten) Schaufelkranz eines Laufrades (R) ab, durch dazwischenliegende Leitschaufeln U von der Austrittsrichtung wieder zur Eintrittsrichtung umgelenkt (Abb. 72). Anwendung: Einfache Gegendruckturbinen; Hochdruckvorschaltäder vielstufiger Turbinen.

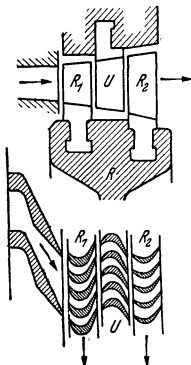


Abb. 72.

β) **Vielstufige Gleichdruckturbinen (ZOELLY)**. Der Dampf wird stufenweise in den stillstehenden Leitradern entspannt und gibt die jeweils freiwerdende Strömungsenergie an das anschließende Laufrad ab. Anwendung: Oft unter Vorschaltung eines Rades mit Geschwindigkeitsstufen für größere Gegendruck-, Entnahme- und Kondensationsturbinen. Bei großen Turbinen mit hohen Frischdampftemperaturen Unterteilung in 2 Gehäuse (Hoch- und Niederdruckteil), oft Unterbringung des Niederdruckteils in zwei parallel durchströmten Gehäusen (Mehrfachdampfstrom).

Abb. 73 zeigt eine Entnahmekondensationsturbine der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Leistung 2575 PS, Drehzahl $n = 3000$ U/min, Frischdampfdruck 26 atü, Frischdampftemperatur 290° C, Entnahmedruck 7 atü. Sie weist nur Gleichdruckstufen auf, wobei die erste Stufe als Regelstufe dient, die folgenden acht auf einem gemeinsamen Durchmesser angeordnet sind, und die hinter der Entnahme liegenden sieben, ebenfalls auf einem, aber wegen der geringeren Dampfgeschwindigkeit größeren Durchmesser liegen.

γ) **Vielstufige Überdruckturbinen (PARSONS)**. Der Dampf entspannt sich nicht nur in den Leitradern, sondern auch in den Laufschaufelkranzen. Um den Druckunterschied vor und hinter den einzelnen Laufkranzen gering zu halten und damit ein Durchtreten des Dampfes ohne Arbeitsleistung durch die Spalten zwischen Gehäuse und Laufrad zu vermeiden, werden sehr viele Druckstufen angeordnet und das Spiel zwischen feststehenden und umlaufenden Teilen kleinstmöglich ausgebildet.

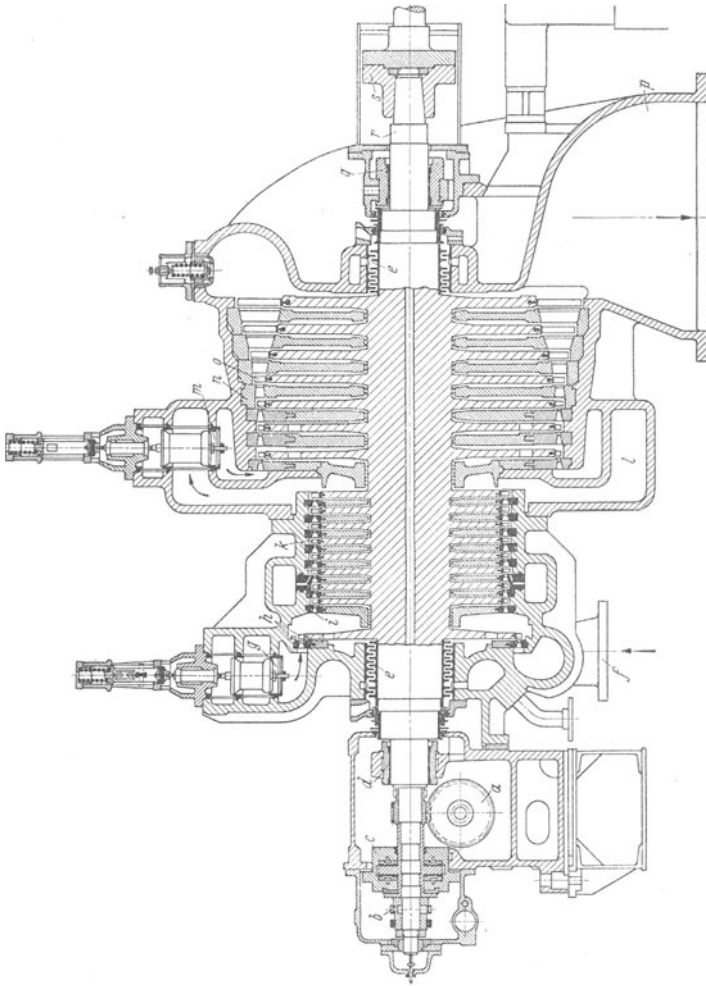


Abb. 73.

- a* Reglerwelle
- b* Schnellschlußregler
- c* Blocklager zur Aufnahme von Axialschub
- d* Vorderes Traglager
- e* Stopfbüchsen
- f* Frischdampfstopfen
- g* Frischdampfleinlaß, vom Regler gesteuert
- h* Regelstufe
- i* Leitrad (fest)
- k* Hochdruckstufe (Lauftrad)
- l* Entnahmeringkanal
- m* Zuführung zum Niederdruckteil, gesteuert
- n* Leitrad (fest)
- o* Niederdruckstufe (Lauftrad)
- p* Abdampfstopfen
- q* Hinteres Traglager
- r* Welle und Läufer (aus einem Stück)
- s* Kupplung mit Stromerzeuger

b) Turbinen mit radialem Dampffluß.

Diese Bauart hat sich durch die Möglichkeit einer gegenläufigen Anordnung von Lauf- und Leitradkränzen (System LJUNGSTRÖM) auch für Turbinen großer Leistung eingeführt. Bei der Gegenlaufturbine sind die Schaufelkränze in konzentrischen Ringen abwechselnd auf zwei Scheiben angeordnet, so daß die Kränze der einen Scheibe in die Zwischenräume der Kränze der anderen Scheibe greifen. Der Dampf strömt radial von der Mitte nach außen. Die beiden Scheiben sind fliegend an je einer Stromerzeugerwelle befestigt. Die beiden Schaufelsysteme sind vollkommen gleichwertig; es findet daher eine Dampfdehnung in jedem Schaufelkranz statt (Überdruckturbine).

c) Der Dampfverbrauch der Turbinen wird angegeben in kg je kWh, an den Sammelschienen der Stromerzeuger gemessen. Er beträgt für Kondensationsturbinen großer und größter Leistung bei Vollast nur 4,5 bis 3,5 kg/kWh. Bereits bei einer Größe von etwa 500 kW wird der Dampfverbrauch von Turbinen geringer als der von Kolbenmaschinen.

d) Die Anpassung der Dampfzufuhr an die Belastung geschieht durch den selbsttätigen Regler, der die Drehzahl der Turbine unverändert hält. Er beeinflusst entweder ein Drosselventil (nur bei kleinsten Turbinen) oder schaltet Düsengruppen zu oder ab, so daß die Turbine immer mit dem vollen Frischdampfdruck arbeitet, wobei die Stetigkeit der Regelung durch Drosseln nur einer Düsengruppenzuführung gewahrt wird. Da die Verstellkraft des Reglers nicht ausreicht um die Dampfeinlaßglieder zu betätigen, ist ein mit Drucköl betriebener Kraftübersetzer (Servomotor) zwischengebaut. Für den Fall, daß der Regler aus irgendeinem Grunde einmal versagen sollte, besitzt jede Turbine noch eine Schnellschlußeinrichtung zur sofortigen Unterbrechung der Dampfzufuhr, die ein Fliehkraftregler auslöst, wenn die Nenn Drehzahl um etwa 10% überschritten wird.

e) Die kleinen Dampfverbrauchszahlen bei Dampfturbinen werden erreicht durch die Anwendung der *Oberflächenkondensation*, die eine hohe Luftleere im Kondensator erzielen läßt (0,03 bis 0,02 at abs). Der kesselförmige Behälter steht unmittelbar unter der Turbine und ist mit ihrem Abdampfstutzen verbunden; in dem Behälter befindet sich das vom Kühlwasser durchflossene Rohrsystem. Die Luftleere wird durch eine Luftpumpe (meist Wasserstrahl Luftpumpe, auch Dampfstrahlpumpen gebräuchlich) aufrechterhalten, das Kondensat durch eine Kondensatpumpe (zum Speisewasserbehälter) abgeführt und das Kühlwasser durch eine Kühlwasserpumpe durch das Rohrsystem gedrückt. Die großen erforderlichen Kühlwassermengen (etwa 60mal der Dampfmenge) werden einem Fluß entnommen und um 10 bis 12° wärmer in ihn wieder zurückgegeben, oder in einem Kreislauf nach Rückkühlung durch Herabrieseln in einem Kühlturm immer wieder verwendet, wobei nur der im Kühlturm verdunstende Anteil (etwa 2%) zu ersetzen ist.

f) *Anwendung der Dampfturbinen:* zur Stromerzeugung, meist unmittelbar gekuppelt mit Drehstromerzeugern ($n = 3000$ U/min, größte $n = 1500$ U/min); zum Antrieb von Turboverdichtern, ebenfalls in unmittelbarer Kupplung; für schnellfahrende große Schiffe („Turbinendampfer“) mit den Schiffsschraubenwellen über ein Untersetzungsgetriebe verbunden.

C. Verbrennungskraftmaschinen.

Die unmittelbare Verbrennung gasförmiger, flüssiger oder fester Brennstoffe (in Staubform) in der Kraftmaschine ergibt einen höheren Wirkungsgrad als der Umweg über den Dampf: die Verluste in Dampfkessel und Leitungen fallen fort, das zur Verfügung stehende Wärmegefälle ist infolge der hohen Verbrennungstemperaturen größer. Während diese Aufgabe für gasförmige und flüssige Brennstoffe einwandfrei gelöst ist und die Maschinen sich bewährt haben, befindet sich der Kohlenstaubmotor noch im Zustand der Entwicklung, wobei auf die in der letzten Zeit erzielten Fortschritte besonders hinzuweisen ist.

Die hohen Verbrennungstemperaturen verlangen eine eindringliche Kühlung des Zylinders durch Wasser oder Luft (Vergrößerung der wärmeableitenden

Oberfläche durch Kühlrippen). Sie waren es auch, die bisher die Gasturbine nicht über den Versuchszustand hinauskommen ließen, so daß die Verbrennungskraftmaschine zunächst nur als Kolbenmaschine besteht.

Einteilung der Verbrennungskraftmaschinen nach den Erfindern OTTO und DIESEL der beiden Motorgattungen; bei beiden Gattungen ist ein Arbeiten sowohl im *Viertakt*- als auch im *Zweitakt*-verfahren möglich.

1. Ottomotoren.

Man bezeichnet damit alle Verbrennungsmotoren, die durch Gemischansaugung, Vorverdichtung und Fremdzündung gekennzeichnet sind; dieser Arbeitsvorgang heißt Ottovorgang; er ist geeignet für Gas und Leichtöle (Benzin, Benzol, Spiritus).

a) *Viertaktverfahren* (Abb. 74 Druckverlauf in Abhängigkeit vom Kolbenweg; Indikatorgramm). Für ein Arbeitsspiel sind vier Kolbenhübe, also zwei Kurbelumdrehungen erforderlich; einfachstes, daher am meisten verwendetes Verfahren.

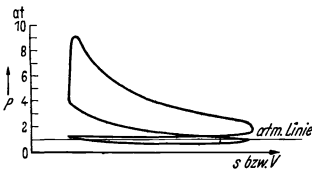


Abb. 74.

1. *Hub: Gemischansaugung.* Der vorwärts (nach der Kurbel zu) gehende Kolben saugt durch das geöffnete Einlaßventil ein Gas-Luftgemisch an, das vorher durch Zusatz von Gas zur Ansaugluft mit Hilfe eines Gas- oder Mischventils (bei Gasmaschinen) oder beim Durchtritt der Luft durch einen Vergaser (bei Leichtölmotoren) gebildet worden ist. Das Auslaßventil ist während des Ansaugvorgangs geschlossen.

2. *Hub: Vorverdichtung.* Bei geschlossenem Ein- und Auslaßventil wird das Gemisch durch den zurückgehenden Kolben im Zylinder („Verbrennungsraum“) vorverdichtet. Grund: höherer Druck, höhere Temperatur, größere Verbrennungsgeschwindigkeit bei der darauffolgenden Zündung. Höhe der größtmöglichen Verdichtung abhängig vom Brennstoff.

3. *Hub: Arbeitshub.* Am Ende des 2. Hubes wird das Gas durch einen elektrischen Lichtbogen (Abreißzündung bei langsam laufenden Maschinen) oder Hochspannungsfunken (Kerzenzündung bei schnelllaufenden Maschinen) gezündet, verbrennt explosionsartig, wodurch Druck und Temperatur im Zylinder plötzlich ansteigen (bis etwa 20 at und 1500°C) und gibt dann, sich ausdehnend und den Kolben vor sich herschiebend, seinen Arbeitsinhalt ab. Zur Erzielung bester Brennstoffausnutzung ist die Zündung bereits vor dem Erreichen des Totpunktes am Ende des 2. Hubes zu tätigen (Frühzündung). Erfolgt die Zündung erst beim oder nach Beginn des 3. Hubes, so spricht man von Spätzündung.

4. *Hub: Ausschub.* Schon kurz vor Erreichen des vorderen Totpunktes beim 3. Hub öffnet sich das Auslaßventil, so daß ein Teil der Verbrennungsgase auspufft; der andere Teil wird, bis auf einen im schädlichen Raum verbleibenden Rest, während des 4. Hubes ausgeschoben. Im hinteren Totpunkt schließt das Auslaß- und öffnet das Einlaßventil; das Spiel beginnt mit dem 1. Hub von neuem.

Die Leistung eines gegebenen Zylinders wird erhöht, wenn das Gas-Luftgemisch mit höherer als atmosphärischer Spannung zugeführt wird (Ladepumpe für Rennmotoren und Höhenflugmotoren).

b) *Zweitaktverfahren.* Jeder 2. Hub ist ein Arbeitshub, ein Arbeitsspiel erfolgt also bereits während einer Kurbelumdrehung.

1. *Hub: Arbeitshub.* Das im Zylinder befindliche Gas-Luftgemisch ist gezündet und treibt unter Ausdehnung den Kolben vorwärts; gegen Ende dieses Hubes gibt der Kolben von ihm selbst überdeckte Auslaßschlitze frei, durch die die Verbrennungsgase auspuffen.

2. *Hub: Lade- und Verdichtungshub.* Zu Beginn des Kolbenrückgangs, oder auch schon kurz vorher, wird durch Ventile oder Schlitze Spülluft eingeblasen (Spülluftpumpe), die den Rest der verbrannten Gase ausschleibt; hinterher kommt dann Frischgas (Ladepumpe), während die Auslaßschlitze bereits wieder geschlossen werden. Während des noch übrigen größeren Teils dieses Hubes wird das jetzt im Zylinder eingeschlossene Gas-Luftgemisch verdichtet und kurz vor dem Totpunkt gezündet. Bei kleinen Zweitaktmotoren wird auf die Spülluftpumpe verzichtet; das Lade-Gasluftgemisch schiebt dann die verbrannten Gase vor sich her und zu den Auspuffschlitzen hinaus, wobei leicht ein Frischgasverlust eintreten kann.

Die Leistungssteigerung, die durch das Zweitakt- gegenüber dem Viertaktverfahren bei gleichem Zylinderinhalt erzielt werden kann, beträgt etwa 70% (nicht 100%, wie aus der Verdoppelung der Arbeitshübe vielleicht gefolgert werden könnte, weil die Lademenge geringer ist und ein Teil der Leistung durch Spülluft- und Ladepumpe verbraucht wird).

c) *Aufbau und Anwendung.* Gasmaschinen, insbesondere Großgasmaschinen werden als Ottomotoren nach dem Vier- und Zweitaktverfahren gebaut, wobei die kleineren nur einen (meist liegenden) einfach wirkenden Zylinder besitzen, manchmal auch 2 in Zwillinganordnung aufweisen; die Großgasmaschinen bestehen dagegen meist aus 4 doppeltwirkenden Zylindern (je 2 hinter- und nebeneinander). Sie sind mit Stromerzeugern gekuppelt, oder dienen, mit Gebläse-

zylindern vereinigt, zur Winderzeugung für Stahlwerke und Hochöfen. Verwertung der Wärme der Auspuffgase zur Dampferzeugung in Abhitzeesseln. Leichtölmotore finden in einfach wirkender, mehrzylindriger, stehender oder liegender Viertakt-, seltener Zweitakt-Bauart als Fahrzeugmotoren Verwendung; als Flugmotoren (Zylinder stehend, in V- oder Sternanordnung) fast ausschließlich in Viertakt-Bauart. Im Baubetrieb Leichtölmotore ganz kleiner Leistung zuweilen für den Antrieb von Betonmischern und fahrbaren Bandförderern.

Die Steuerung der Ein- und Auslaßventile erfolgt durch Nocken oder Exzenter (Großgasmaschinen), die auf der mit derselben (Zweitakt) oder halben (Viertakt) Drehzahl wie die Kurbel laufenden Steuerwelle sitzen. Zur Regelung der Brennstoffzufuhr entsprechend der Belastung werden durch einen Fliehkraftregler oder von Hand beeinflusst: Hub und Öffnungszeit des Einlaßventils (bei kleinen Gasmaschinen), das Mischventil und damit die Zusammensetzung des Gasgemisches (bei Großgasmaschinen), eine Drosselklappe im Luftansaugestutzen des Vergasers zur Änderung des Gas-Luftgemischstromes (bei Leichtölfahrzeug- und -flugmotoren).

d) *Gesamtwirkungsgrad* bei Vollast: bei Gasmaschinen etwa 24 bis 28 %, entsprechend einem bezogenen Wärmeverbrauch von 2630 bis 2250 kcal/PS_h; bei bestdurchgebildeten Fahrzeug- und Flugmotoren von 24 bis 31 % entsprechend 2630 bis 2030 kcal/PS_h.

2. Dieselmotoren.

Bei dem von DIESEL angegebenen Verfahren wird Luft angesaugt und auf hohen Druck verdichtet (über 32 atü); in diese hochverdichtete und dadurch heiße Luft wird Brennstoff in feinerstäubter Form (Gasöl oder Kohlenstaub) „eingespritzt“, der sich an der heißen Luft entzündet und unter gleichbleibendem Druck verbrennt; die sich entspannenden Verbrennungsgase geben ihren Arbeitsinhalt an den Kolben ab und werden nach der Arbeitsleistung aus dem Zylinder entlassen bzw. ausgeschoben. Durchführung dieses Arbeitsvorganges im Vier- oder Zweitakt.

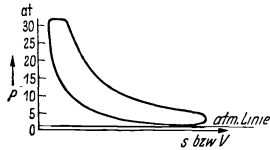


Abb. 75.

a) Viertaktverfahren (Abb. 75).

1. Hub: Ansaugen von Luft von Atmosphärendruck; Ansaugventil geöffnet, Auslaßventil geschlossen.
2. Hub: Verdichten der angesaugten Luft. Ansaug- und Auslaßventil geschlossen.
3. Hub: Einspritzen des Brennstoffs; Verbrennen desselben und Ausdehnung der Verbrennungsgase; kurz vor Hubende Öffnen des Auslaßventils und Auspuff der Verbrennungsgase. Arbeitshub.
4. Hub: Ausschleppen des Restes der Verbrennungsgase durch das geöffnete Auslaßventil; Ansaugventil geschlossen.

b) Zweitaktverfahren.

1. Hub: Einspritzen des Brennstoffs und Verbrennung, Ausdehnung der Verbrennungsgase; vor Hubende Öffnen von Auslaßschlitzen (durch den Kolben selbst überdeckt) und Auspuff der Verbrennungsgase. Arbeitshub.
2. Hub: Ausspülen des Zylinders und Laden mit Frischluft bis Auslaßschlitze wieder überdeckt sind (Spülluftpumpe); Verdichten der Frischluft.

Zweitakt Dieselmotor, arbeitend nach dem Einspritzverfahren, mit 2 gegenläufigen Kolben: *Junkersmotor*.

c) *Feinste Zerstäubung des Brennstoffs* und innige Vermischung mit der Verbrennungsluft durch Einblasen mittels Preßluft (Einblaseverfahren), die in einem an den Dieselmotor angebauten 2 bis 3stufigen Verdichter (50 bis 80 at Enddruck) erzeugt wird: Dieselmotor mit Kompressor. Jetzt bevorzugt: kompressorlose Dieselmotoren; Einspritzen durch Brennstoffdruck allein (100 bis 400 at) durch feinstzerstäubende Düse (Einspritzverfahren) oder Verteilen des zerstäubt zunächst in eine Vorkammer eingeführten Brennstoffes durch Verbrennungsgasstrahl, der durch Teilverbrennung in der Vorkammer entsteht und den Brennstoff in den Zylinder bläst (Vorkammerverfahren).

d) *Steuerung* der Luftansaug- und Auslaßventile durch Nocken, bzw. der Auslaß- und Spülluftschlitze durch den Arbeitskolben selbst. Brennstoffzufuhr durch Brennstoffpumpe. *Regelung* der Brennstoffmenge entsprechend der Belastung durch Fliehkraftregler oder von Hand.

e) *Anwendung des Dieselmotors.* Ortsfeste Motoren zum Antrieb von Stromerzeugern (größte Einheit 15000 PS), Pumpen und Verdichtern; als Antriebsmaschine für Krane, Bagger, Baumaschinen aller Art; als Fahrzeug- und Flugmotor.

f) *Gesamtwirkungsgrad* bei Nennlast 32 bis 40% je nach Motorgröße und Verfahren, entsprechend einem bezogenen Wärmeverbrauch von 2000 bis 1600 kcal/PS_h (an der Kupplung), und einem bezogenen Brennstoffverbrauch von 200 bis 160 g/PS_h (bei einem Heizwert des Gasöls von 10000 kcal/kg). *Schmierölverbrauch* ≈ 2 g/PS_h; *Kühlwasserverbrauch* ≈ 15 l/PS_h.

Der stündliche Brennstoffverbrauch kg/h läßt sich in Abhängigkeit von der Belastung angenähert darstellen durch eine gerade Linie, die durch den Punkt des Vollastverbrauchs und einen Punkt auf der Ordinate geht (Leerlaufverbrauch), der durch $\frac{1}{3}$ des Vollastverbrauchs gegeben ist; Wirkungsgradkurve dann gleichseitige Hyperbel.

Alle Verbrennungskraftmaschinen bedürfen einer besonderen *Anlaßvorrichtung*: Bei kleineren Motoren Ankrübeln von Hand; bei Fahrzeug- und Flugmotoren Anlassen mittels Elektromotor, gespeist von Batterie; bei großen Motoren Anlassen mittels Preßluft.

Die Berechnung der *inälzierten Leistung* aus dem Indikatordiagramm erfolgt in derselben Weise wie bei Kolbendampfmaschinen; es ist nur zu beachten, daß beim Viertaktmotor ein Arbeitsspiel 2 Kurbelumdrehungen erfordert. Unter Verwendung derselben Bezeichnungen wie bei Kolbendampfmaschinen folgt für einen Zylinderraum:

$$\text{Viertakt: } N_i = p_i \cdot \frac{D^2 \pi}{4} \cdot \frac{s n}{75 \cdot 2 \cdot 60} = p_i \cdot \frac{D^2 \pi}{4} \cdot \frac{s n}{9000} \text{ [PS];}$$

$$\text{Zweitakt: } N_i = p_i \cdot \frac{D^2 \pi}{4} \cdot \frac{s n}{75 \cdot 60} = p_i \cdot \frac{D^2 \pi}{4} \cdot \frac{s n}{4500} \text{ [PS];}$$

und die effektive Leistung aus: $N_e = \eta_{\text{mech}} N_i$, wobei $\eta_{\text{mech}} = 0,75$ bis $0,9$ ist.

III. Wasserkraftmaschinen.

A. Leistung und Arbeitsweise.

Die aus einer Wasserkraft gewinnbare *Leistung* N [PS] ist gegeben durch den Wasserstrom J_G [kg/s], die nutzbare Fallhöhe H [m] und den Wirkungsgrad der Wasserkraftmaschine η :

$$N = J_G H \eta / 75.$$

Wird der Wasserstrom nicht in kg/s, sondern, wie meist, in m³/s angegeben (J_V), so ist:

$$N = \gamma J_V H \eta / 75,$$

wobei γ [kg/m³] das Raumbgewicht des Wassers bedeutet.

Mit $\gamma = 1000$ kg/m³ und $\eta = 0,825$ (für Wasserturbinen bei Nennlast) erhält man: $N = 11 J_V H$; erzielbar ist, bei sorgfältigster Ausführung der Maschine, η noch über $0,9$.

Wasserräder für kleine Fallhöhen (bis zu 12 m) und kleine Leistungen (bis etwa 30 PS) werden trotz recht guten Wirkungsgrades wegen großen Gewichts und Raumbedarfs, sowie geringer, und dazu unvollkommen regelbarer Drehzahl nur noch selten angewendet.

In den *Wasserturbinen* wird zunächst die Energie der Lage des Wassers (Fallhöhe) in Energie der Bewegung (Geschwindigkeit) umgesetzt und ihm dann entzogen. Je nachdem, ob das Laufrad nur Strömungsenergie oder auch noch Druckenergie verarbeitet, unterscheidet man *Freistrahlturbinen* und *Überdruckturbinen*.

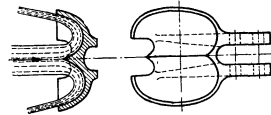


Abb. 76.

B. Freistrahlturbinen.

Der aus einer oder mehreren Düsen mit einer der Fallhöhe H [m] entsprechenden mittleren Geschwindigkeit c [m/s] austretende Wasserstrahl ($c \approx 0,98 \sqrt{2gH}$; $g = 9,81$ m/s²) trifft auf die Schneide der gleichmäßig am Umfang einer Radscheibe angebrachten Laufradschaufeln („Becher“, Abb. 76). Er wird hier ohne Stoß abgelenkt, wobei das Wasser seine Absolutgeschwindigkeit abgibt, bis auf

einen Rest, der zum Verlassen der Schaufeln erforderlich ist. Das Wasser fällt dann frei auf den dadurch stark bewegten Unterwasserspiegel, so daß der Laufradumfang 1 bis 1,5 m darüber angeordnet werden muß („Freihang“, auch erforderlich, um bei Hochwasser dessen Hochsteigen aus dem Unterwassergraben bis zu den Schaufeln zu verhindern).

Die Düsen besitzen eine kreisrunde Öffnung, deren freier Querschnitt durch eine Nadel („Pilz“) geregelt wird, wodurch sich die Strahldicke und damit der Wasserstrom der jeweiligen Belastung anpassen läßt. Das Verschieben der Nadel geschieht von Hand oder durch den Arbeitskolben eines mittels Druckwasser oder Drucköl betätigten Kraftübersetzers (Servomotors), dessen Steuerkolben mit dem Fliehkraftregler verbunden ist. Wegen der Gefahr von Wasserstößen in der Zuführungsrohrleitung muß die Nadel langsam bewegt werden; deshalb betätigt der Regler bei plötzlichen Entlastungen zunächst einen Ablenker, der ein weiteres Auftreffen des Wasserstrahls auf die Laufradschaufeln verhindert, und schiebt dann erst langsam die Nadel in die der verringerten Belastung entsprechende Stellung vor, unter gleichzeitigem Zurückschwenken des Ablenkers.

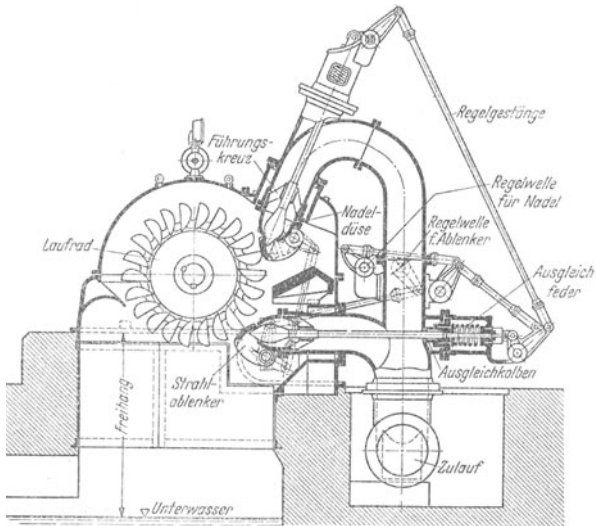


Abb. 77.

Abb. 77 zeigt eine Freistrahlturbine mit 2 Düsen, Bauart J. M. Voith, Heidenheim.

Infolge der nur teilweisen Beaufschlagung des Laufrades eignet sich die Freistrahlturbine auch für kleine Wasserstromstärken, wegen der erforderlichen großen Wassergeschwindigkeiten für hohe Gefälle (bis 1200 m). Der Wirkungsgrad bei Nennlast beträgt 0,8 bis 0,85 und hält sich auch bei Teillasten herunter bis zu $\frac{1}{4}$ der Nennlast noch auf ungefähr derselben Höhe.

C. Überdruckturbinen.

An die Stelle der Düse der Freistrahlturbine tritt bei der Überdruckturbine ein Leitschaufelkranz; in ihm nimmt das Wasser eine Geschwindigkeit an, die nur einem Teil der Fallhöhe entspricht, während der andere Teil am Eintritt in das Laufrad noch als Überdruck vorhanden ist. Das Wasser durchströmt den Leitschaufelkranz radial, um zwischen den räumlich gekrümmten Laufschaufeln allmählich in axiale Richtung umgelenkt zu werden (Francis-Turbinen). Wird

das Laufrad nur in Achsrichtung durchströmt (Propeller- und Kaplan-turbinen), so ist zwischen Leitvorrichtung und Laufschaufeln ein schaufelfreier Raum vorhanden. Das aus dem Laufrad austretende Wasser wird durch das Saugrohr in das Unterwasser abgeführt. Die Turbine liegt daher in einem ununterbrochenen Wasserstrom.

Zur Regelung des Wasserstroms entsprechend der von der Turbine verlangten Leistung sind die Leitschaufeln um einen Bolzen oder Zapfen drehbar. Ihre Verdrehung erfolgt gemeinsam und gleichzeitig von einem Regelring aus, mit dem sie durch Lenker verbunden sind, und der wiederum durch 2 an einem Hebel der Regelwelle angreifenden Lenkstangen verdreht wird. Wegen der großen Kräfte Betätigung der Regelwelle durch Servomotor.

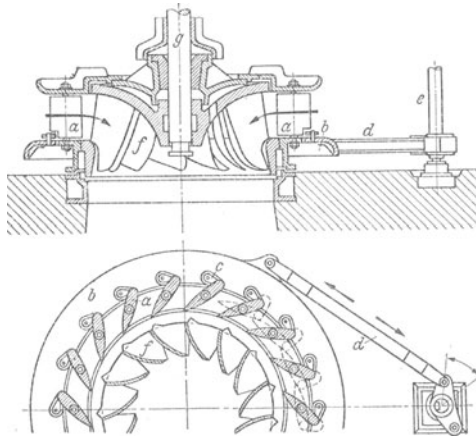


Abb. 78.

In Abb. 78 ist eine Francis-Turbine im Schnitt dargestellt (J. M. VOITH); *a* Leitschaufel, *b* Regelring, *c* Lenker, *d* Lenkstange, *e* Regelwelle, *f* Laufrad, *g* Laufradwelle.

Die Francis-Laufradbauart, bei der 10 bis 20 Schaufeln zwischen 2 Kränzen befestigt oder mit diesen aus einem Stück gegossen sind, ist bis zu einer Fallhöhe von 300 m verwendbar; sie ergibt aber bei kleinen und kleinsten Fallhöhen sehr geringe Drehzahlen und große Reibungsverluste, also verhältnismäßig schlechte Wirkungsgrade. Hierfür hat sich die schiffsschraubenähnliche Propellerbauart mit in einer Nabe festen oder, nach KAPLAN, auch während des Betriebes verstellbaren Laufschaufeln (4 bis 6) als besonders geeignet erwiesen (bis 30 m Fallhöhe).

Beim Propellerrad erhält man zwar bereits größere Drehzahlen, einen guten Wirkungsgrad aber nur für eine einzige Belastung; das KAPLAN-Laufrad ergibt dagegen durch Verdrehen der Laufschaufeln auch bei Teillast, also bei geringerer Wasserstromstärke, günstige Durchströmverhältnisse, so daß der gute Vollastwirkungsgrad auch über einen großen Bereich der Teillasten ungefähr aufrecht erhalten bleibt.

Abb. 79 gibt die Gesamtanordnung einer KAPLAN-Turbine, Bauart J. M. Voith, für 8,1 m Fallhöhe, 72 m³/s Wasserstromstärke, 125 U/min und 6550 PS wieder. *a* Leitschaufeln, *b* Laufschaufeln, *c* Servomotor zur Verstellung der Leitschaufeln, *d* Servomotor zur Verstellung der Laufschaufeln, *e* Regler, *f* Stromerzeuger, *g* Betonspirale, *h* Saugrohr.

Die Überdruckturbinen werden bei kleineren Fallhöhen entweder in eine offene Wasserkammer oder in eine unmittelbar mit dem Oberwasser in Verbindung stehende Betonspirale gesetzt; bei größeren Fallhöhen (etwa über 25 m) Einbau

in eine Guß- oder Blechspirale, der das Wasser durch eine Rohrleitung zugeführt wird. Anordnungsmöglichkeiten und Bezeichnungen DIN 33. Bei geringen Fall-

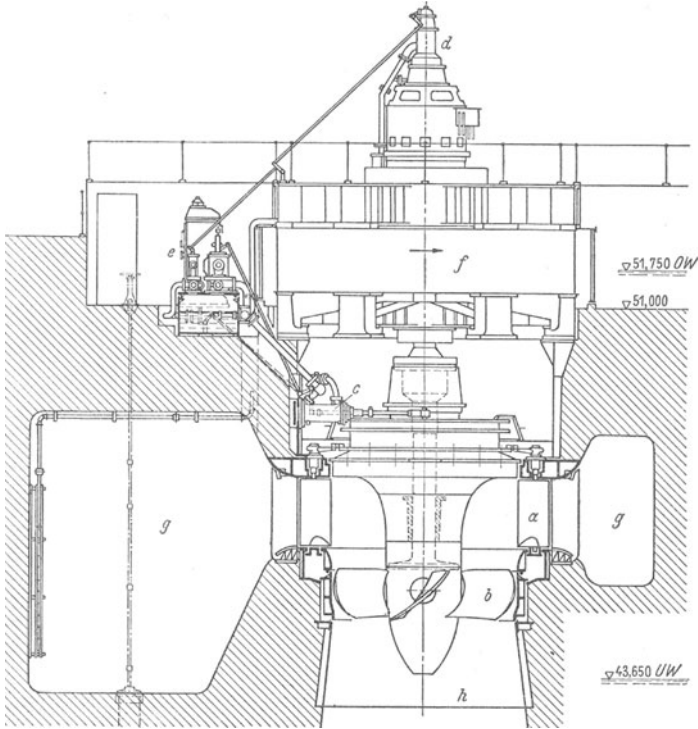


Abb. 79.

höhen neuerdings Aufstellung einschließlich Stromerzeuger unter Wasser; eröffnet wegen Billigkeit der Gesamtanlage auch Aussichten auf wirtschaftlichen Ausbau kleiner Wasserkräfte.

IV. Pumpen und Verdichter.

Zusammenhang der Druckeinheiten:

Eine techn. Atmosphäre, 1 at = 1 kg/cm² = 10000 kg/m² = 10000 mm Wassersäule = 10 m WS = 735,56 mm Quecksilbersäule von 0° = 984 Millibar.
 1 mm Quecksilbersäule heißt auch „1 Torr“ (von TORRICELLI).
 Eine physik. Atmosphäre, 1 Atm = 1,0332 kg/cm² = 10332 kg/m² = 10332 mm WS = 10,332 m WS = 760 Torr = 1013 Millibar.

A. Pumpen¹.

1. Allgemeines: Förderhöhe, Nutzleistung, Wirkungsgrad.

Die gesamte (manometrische) *Förderhöhe* H_{man} [m Flüssigkeitssäule] einer Pumpe setzt sich zusammen aus der statischen Förderhöhe H_{stat} [m Fl.-S.] (Höhenunterschied zwischen Saug- und Druckwasserspiegel, auch geodätische oder nivellierte Höhe genannt) und der Widerstands- oder Reibungshöhe H_w

¹ PFLIEDERER: Die Kreiselpumpen, 2. Aufl., Berlin 1932.

[m Fl.-S.] (verursacht durch die Reibung der Flüssigkeit in der Rohrleitung). Es ist also:

$$H_{\text{man}} = H_{\text{stat}} + H_w.$$

Die außerdem von der Pumpe aufzubringende Geschwindigkeitshöhe H_v [m Fl.-S.] = $v^2/2g$ (zur Aufrechterhaltung der Durchflußgeschwindigkeit v [m/s]) ist meist vernachlässigbar klein und bleibe deshalb auch hier unberücksichtigt.

Die Förderhöhenanteile werden oft für die Saugrohrleitung vor und die Druckrohrleitung hinter der Pumpe gesondert berechnet und ergeben dann die manometrische Saug- bzw. Druckhöhe, H_s bzw. H_d [m Fl.-S.].

Die Widerstandshöhe (der geraden Rohrleitung) folgt aus:

$$H_w = \lambda \frac{l v^2}{d^2 g},$$

worin noch bedeutet:

- l m Länge der Rohrleitung,
- d m Durchmesser der Rohrleitung,
- v m/s mittlere Durchflußgeschwindigkeit $\left(v = \frac{J}{d^2 \pi/4}, J \text{ [m}^3/\text{s] Flüssigkeitsstrom} \right)$,
- g m/s² Erdbeschleunigung (= 9,81),
- λ Widerstandsziffer; für überschlägige Rechnungen nach LANG: $\lambda = 0,020 + 0,0018/\sqrt{v d}$.

Die durch Richtungs- und Querschnittsänderungen verursachten Reibungshöhen sind bei zweckmäßiger Ausbildung dieser Rohrteile vernachlässigbar klein (scharfe Krümmer und starke Einschnürungen vermeiden!).

An einer im Betrieb befindlichen Pumpenanlage ermittelt man die manometrische Förderhöhe (gemäß den „Regeln für Leistungsversuche an Kreiselpumpen“, Berlin 1928, VDI-Verlag durch Messung der Drucke im Saug- und Druckstutzen (p_e [kg/cm²] Unterdruck, p_a [kg/cm²] Überdruck) mittels Manometern und des Höhenunterschiedes e [m] der beiden Ebenen, auf die ihre Angaben sich beziehen, aus:

$$H_{\text{man}} = (p_a + p_e) 10000/\gamma + e + (v_a^2 - v_e^2)/2g.$$

γ [kg/m³], Raumbgewicht der Flüssigkeit (Wasser = 1000).

Der letzte Summand ist nur dann von Null verschieden, wenn der Saug- und Druckstutzen verschiedene Querschnitte F_e bzw. F_a [m²] haben. ($v_e = J/F_e$; $v_a = J/F_a$).

Bei Kolbenpumpen sitzen die Manometer an den Lufträumen der Saug- und Druckwindkessel, so daß für e der Höhenunterschied zwischen den Windkessel-Flüssigkeitsspiegeln einzusetzen ist.

Saughöhe. Der Pumpe wird die Flüssigkeit durch die Saugleitung von dem über dem Saugwasserspiegel herrschenden Druck (meist also vom äußeren Luftdruck) zugeedrückt. Dieser muß die statische Saughöhe, die Widerstände in der Saugleitung, aber auch noch den der Flüssigkeitstemperatur entsprechenden Druck des gesättigten Dampfes überwinden. Hieraus folgt die größtmögliche Aufstellungshöhe einer Pumpe über dem Saugwasserspiegel.

Wasserpumpen in Baugruben ergeben betriebssichere Verhältnisse, wenn sie nicht mehr als 4 bis 5 m über dem Wasserspiegel aufgestellt und mit einer kurzen, also möglichst senkrechten Saugleitung von einem Durchmesser entsprechend dem Saugstutzen der Pumpe angeschlossen werden. Saugleitung muß dicht sein! Saugkorb zur Vermeidung grober Unreinigkeiten, mit Fußventil (bei den nicht selbstansaugenden Kreiselpumpen unbedingt erforderlich) zur Auffüllung der Pumpe vor Inbetriebsetzung.

Die von einer Pumpe abgegebene *Nutzleistung* N_{ab} PS beträgt:

$$N_{\text{ab}} = \gamma J H_{\text{man}}/75;$$

J m³/s Flüssigkeitsstromstärke;

H_{man} m Manometrische Förderhöhe;

γ kg/m³ Raumbgewicht der Flüssigkeit (Wasser = 1000).

Die ihr an der Welle oder Riemenscheibe zuzuführende Leistung N_{zu} PS errechnet sich mit Hilfe des Wirkungsgrades der Pumpe zu: $N_{\text{zu}} = N_{\text{ab}}/\eta$.

Werte für η (nach PFLEIDERER): 0,8 bis 0,9 bei Kolbenpumpen,
0,5 bis 0,85 bei Kreiselpumpen.

2. Kolbenpumpen.

a) Die *Wirkungsweise* einer Kolbenpumpe und der Druckverlauf im Zylinderraum gehen aus der grundsätzlichen Darstellung (Abb. 80) hervor. Der äußere Luftdruck A hebt in der vollständig mit Wasser gefüllten Pumpe beim Hingang des Kolbens infolge Absinkens des Druckes im Zylinderraum (Linie $d a$), das Saugventil an und drückt Wasser in den Pumpenraum (Linie $a b$). Da das Wasser nicht zusammendrückbar ist, erfolgt bei der Bewegungsumkehr eine plötzliche Drucksteigerung (Linie $b c$), die das Saugventil schließt und das Druckventil öffnet; der Kolben schiebt dann das von ihm verdrängte Wasser in die Druckleitung (Linie $c d$). Die Linien $d a$ und $b c$ verlaufen in dem gezeichneten, der Wirklichkeit entsprechenden Indikator-diagramm deshalb nicht genau senkrecht, weil im Wasser immer geringe Mengen Luft enthalten sind. Die Welligkeit beim Beginn der Linien $a b$ und $c d$ rührt von den Ventilwiderständen her.

Um die bei jedem Hub zu beschleunigende Wassermenge gering zu halten und dadurch eine gleichmäßige Wasserförderung (ohne Schläge) zu erzielen, werden möglichst nahe an der Pumpe

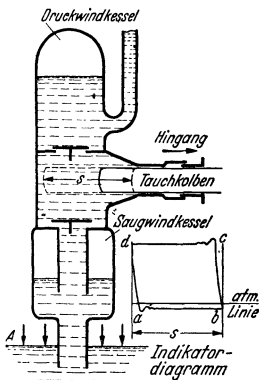


Abb. 80.

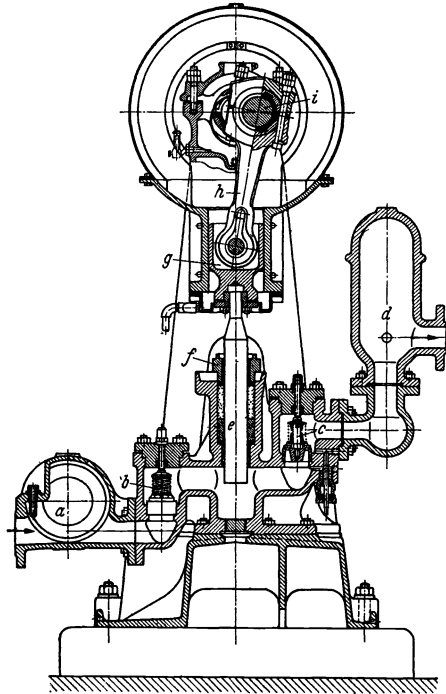


Abb. 81.

luftefüllte Räume angeordnet: Saugwindkessel vor dem Saugventil, Druckwindkessel hinter dem Druckventil.

Der Kolben ist meist als Tauchkolben (Plunger), selten als Scheibenkolben ausgeführt; die selbsttätigen Ventile sind Klappen, die durch ihr Gewicht wirken oder federbelastete Teller- oder Ringventile.

b) *Bauart* der Kolbenpumpen einfach- oder doppeltwirkend in stehender nur bei kleinerer Leistung) oder liegender ein- oder mehrzylindriger Ausführung.

In Abb. 81 ist ein Querschnitt durch einen Zylinder einer einfachwirkenden, stehenden Drillingspumpe dargestellt (Weise u. Monski, Halle). Plungerdurchmesser: 65 mm, Hub 120 mm, Betriebsdruck 35 atü, Wasserstromstärke 0,140 m³/min, Wassertemperatur 60°. a Saugwindkessel, b Saugventil, c Druckventil, d Druckwindkessel, e Plunger, f Stopfbüchse, g Kreuzkopf, h Schubstange, i Kurbelwelle.

Eine doppeltwirkende, liegende, einzylindrige Plungerpumpe mit 125 mm Plungerdurchmesser und 260 mm Hub derselben Firma zeigt Abb. 82 a vom Saugwindkessel, b Saugventile, c Druckventile, d Druckwindkessel, e Plunger, f Stopfbüchse.

c) *Flüssigkeitsstrom*. Theoretisch wird durch einen Zylinderraum ein Flüssigkeitsstrom gefördert von: $J_{th} = F s n/60$ [m³/s],

wobei bedeutet:

F m² Verdrängender Kolbenquerschnitt,
 s m Hub,
 n 1/min Drehzahl.

In Wirklichkeit wird aber wegen des Wasserverlustes durch Undichtigkeiten, verfrühtes Öffnen und verspätetes Schließen der Ventile nur v -mal soviel gefördert

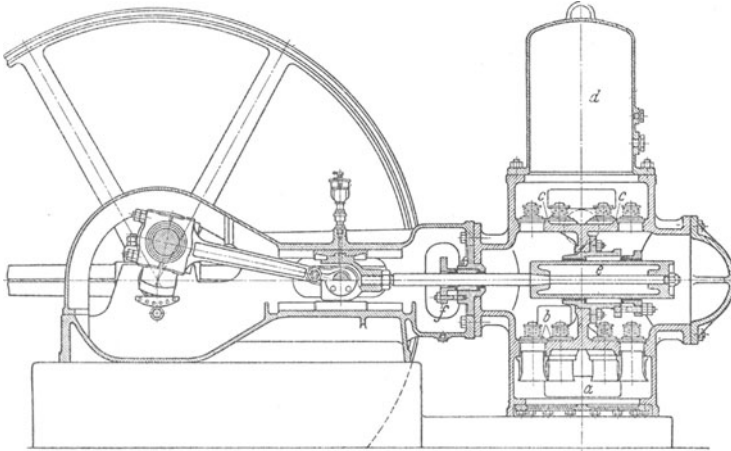


Abb. 82.

' heißt der Liefergrad der Kolbenpumpe und beträgt 0,93 bis 0,98, je nach Größe und Güte der Ausführung der Pumpe; der wirklich durch einen Zylinderraum erzielte Wasserstrom beträgt daher $J = v F s n/60$ [m³/s].

d) Der *Antrieb* erfolgt entweder unmittelbar durch eine Kolbendampfmaschine (mit Schwungrad; bei Kesselspeisepumpen auch schwungradlos, wobei ein größerer Dampfverbrauch mit in Kauf genommen wird), oder durch einen Elektromotor, der bei unmittelbarer Kupplung wegen der erforderlichen niedrigen Drehzahl (60 bis 200 U/min) große Ausmaße annimmt und bei Drehstrom einen schlechten Leistungsfaktor aufweist; kleinere Kolbenpumpen daher häufig mit Elektromotor und Riemen und Vorgelege, in Ausnahmefällen auch Dieselmotor und Riemen.

e) *Anwendung*: hauptsächlich für große Wasserstromstärken und verhältnismäßig niedrige Drücke oder für kleine Flüssigkeitsströme und hohe Drücke; Wasserwerks- und Abwasserpumpen, Preßwasserpumpen, Brennstoffpumpen an Dieselmotoren.

In ihrer Wirkungsweise den Kolbenpumpen gleichzustellen sind die *Membranpumpen*, bei denen eine durch das Pumpengestänge bewegte, leicht verformbare Wand (Gummi oder Leder) die Raumänderung hervorbringt: Handbaupumpen.

Eine andere Abart der Kolbenpumpe ist die *Flügelpumpe*; hier ist der Kolben ersetzt durch den in einem Zylinder um die Mittelachse schwingenden, von Hand betätigten Flügel, der auch die selbsttätigen Druckventilklappen trägt.

Mit umlaufendem Verdrängerkörper arbeiten die *Kapselpumpen* (ohne Ventile, ohne Windkessel); hierzu gehören auch die *Zahnradpumpen*, bei denen die ineinandergreifenden Zähne eines Räderpaares als Verdrängerkörper für die zu fördernde Flüssigkeit wirken; Anwendung zur Druckförderung für Lagerschmierung und -kühlung.

3. Kreiselpumpen.

Die Mehrzahl der üblichen Pumpaufgaben wird heute mittels Kreiselpumpen durchgeführt. Trotz des im allgemeinen niedrigeren Wirkungsgrades werden sie

wegen der Möglichkeit unmittelbaren Antriebs durch einen schnellaufenden Elektromotor, des geringen Raumbedarfs, der meist geringeren Anschaffungs- und Wartungskosten, sowie der einfachen Regelung des Förderstromes den Kolbenpumpen vorgezogen; der etwas schlechtere Wirkungsgrad fällt daher erst bei großer täglicher Betriebsdauer ins Gewicht.

a) In ihrer *Wirkungsweise* können die Kreiselpumpen als die Umkehrung der Wasserturbinen aufgefaßt werden.

Die Flüssigkeit tritt axial in ein umlaufendes Laufrad ein und wird zwischen den Schaufeln radial nach außen geleitet. Durch die Fliehkraft erfährt sie eine Geschwindigkeits- und Drucksteigerung; die Geschwindigkeitserhöhung wird nach Verlassen des Laufrades ebenfalls in eine Druckerhöhung umgewandelt, entweder im Spiralgehäuse oder in eigens dafür vorgesehenen Leitkanälen (besserer Wirkungsgrad).

Durch die Umlenkung der Flüssigkeit im Laufrad von der Achs- in die Umfangsrichtung tritt ein Axial Schub auf, der durch besondere Drucklager aufgenommen oder durch spiegelbildliche Anordnung eines zweiten Laufrades aufgehoben wird (zweiseitiges Laufrad).

b) *Bauarten*. Während zur Erzeugung einer Förderhöhe bis etwa 30 m ein Laufrad genügt (Niederdruckpumpen Abb. 83, Weise Söhne, Halle), müssen zur

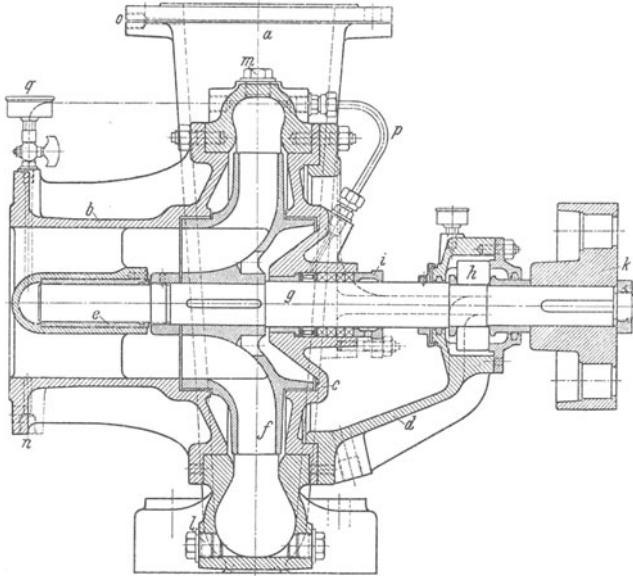


Abb. 83.

- | | |
|---------------------|---|
| a Gehäuse | k Pumpenkupplungshälfte |
| b Saugseitendeckel | l Ablasspfropfen |
| c Druckseitendeckel | m Verschlusspfropfen |
| d Traglagerkörper | n Vakuummeteranschluß |
| e Lagerbuchse | o Manometer- und Anfultrichteranschluß |
| f Laufrad | p Stopfbuchsenwasserleitung |
| g Welle | q Staufferschmierung oder Stopfbuchsenwasserleitung |
| h Kugellager | |
| i Stopfbuchsbrille | |

Erzielung größerer Förderhöhen mehrere (gleiche) Laufräder hintereinander geschaltet werden; diese werden auf eine Welle gesetzt, getrennt durch dazwischenliegende, untereinander gleiche Gehäuseteile, in denen die Flüssigkeit so unge-

lenkt wird (Umkehrleiträder), daß sie, aus dem einen Laufrad radial austretend, dem nächsten wieder axial zufließt (Abb. 84, mehrstufige Kreiselpumpe, Weisse Säbner Werke)

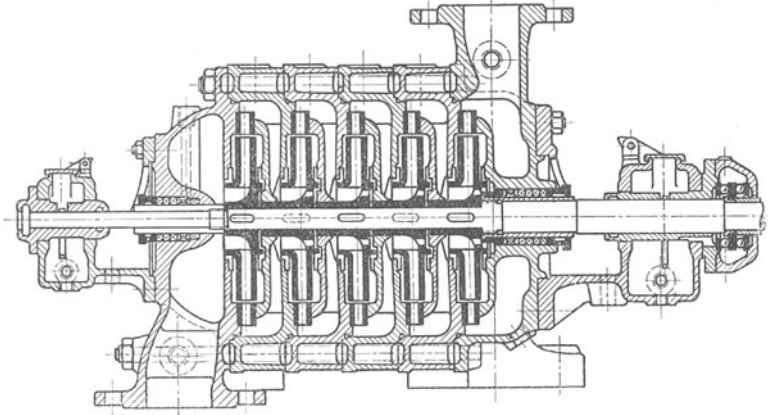


Abb. 84.

Eine Sonderbauart der mehrstufigen Kreiselpumpen stellen die *Tauchpumpen* dar, bei denen die einzelnen Stufen mit geringstmöglichem Durchmesser ausgeführt und mit dem Antriebsmotor zu einem rohrförmigen Körper zusammengebaut sind; sie werden, an der Rohrleitung hängend, in den Schacht oder das Bohrloch eingebracht und arbeiten unter Wasser.

c) Das *Verhalten einer Kreiselpumpe im Betrieb* wird gekennzeichnet durch die „Drosselkurven“ oder „Kennlinien“ (Abb. 85). Sie geben die Abhängigkeit der Förderhöhe H [m Fl.-S.] vom Flüssigkeitsstrom J [m³/s] bei einer bestimmten Drehzahl an; sie sind für verschiedene Drehzahlen (bei ein und derselben Pumpe) kongruent. Man erhält sie durch Messung der zusammengehörigen Werte von J und H , die durch Drosseln mit Hilfe eines in die Druckrohrleitung eingebauten Schiebers verändert werden können. Die für eine Rohrleitung und drei bestimmte Schieberöffnungen geltenden Kennlinien der Rohrleitung sind in die Abb. 85 ebenfalls aufgenommen. Ihre Ordinaten bestehen aus dem unveränderlichen Wert H_{stat} und der Widerstandshöhe H_w , die etwa proportional mit J^2 wächst, so daß diese Kurven Parabeln sind, die je nach der Schieberöffnung verschiedene Steilheit aufweisen. (Auch die Ordinate kann als eine Kennlinie der Rohrleitung aufgefaßt werden mit der Schieberöffnung 0: geschlossener Schieber.)

Der Betriebspunkt, auf den sich eine mit einer bestimmten Rohrleitung zusammen arbeitende Kreiselpumpe einstellt, und damit die wirklich geförderte Wasserstromstärke, ist also gegeben durch den Schnittpunkt der Kennlinie der Pumpe für die betreffende Drehzahl mit derjenigen der Rohrleitung (Punkt A_0 , bzw. A_1 , bzw. A_2 , bzw. A_3).

Mißt man noch die zu den Wertepaaren $J-H$ gehörige Leistungsaufnahme N_{zu} [PS] der Pumpe, so läßt sich auch der jeweilige Wirkungsgrad errechnen: $\eta = \gamma J H_{\text{man}} / (75 N_{\text{zu}})$.

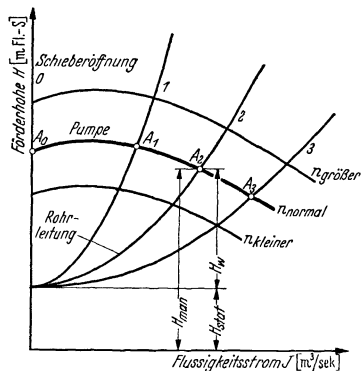


Abb. 85.

Sind für eine Drehzahl n_1 die Werte J_1, H_1, N_{Zu1} bekannt, so ergibt sich für eine andere Drehzahl n_2 angenähert ein. neue Gruppe aus: $J_1/J_2 = n_1/n_2; H_1/H_2 = (n_1/n_2)^2; N_{Zu1}/N_{Zu2} = (n_1/n_2)^3; \eta_1 = \eta_2$. Bei einer Kreiselpumpe ändert sich also die Wasserstromstärke mit der 1. Potenz, die Förderhöhe mit dem Quadrat, und die zuzuführende Leistung (bei gleichbleibendem Wirkungsgrad) mit der dritten Potenz der Drehzahl.

4. Sonderbauarten von Pumpen.

a) Bei den *Wasserstrahlpumpen* tritt Druckwasser (meist Wasserleitungswasser von 3 bis 4 at Druck) in einem geschlossenen Gehäuse durch eine Düse aus, saugt (zunächst durch Mitreißen der Luft und Erzeugung einer Luftleere) aus dem damit verbundenen Saugrohr die zu hebende Flüssigkeit an und fördert das Gemisch über eine Fangdüse, in der die Geschwindigkeit wieder in Druck umgesetzt wird, durch ein Druckrohr ab (Abb. 86).

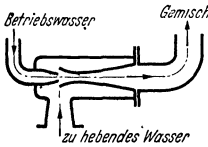


Abb. 86.

Wirkungsgrad nur 0,1 bis 0,3; trotzdem bei Entwässerungs- und Gründungsarbeiten kleineren Ausmaßes wegen Einfachheit vielfach angewendet.

b) Wird ein Dampfstrahl zum Fördern der Flüssigkeit benutzt, so erhält man die *Dampfstrahlpumpen*; Anwendung als Lenzpumpe, zum Heben von Säuren und Laugen, als Kesselspeisepumpe (Injektor).

Beim Injektor kann der zu überwindende Druck höher sein als der Betriebsdampfdruck; da dieser Dampf bei der Mischung mit dem Förderwasser kondensiert, wodurch das verfügbare Druckgefälle erhöht wird. Der an sich schlechte Wirkungsgrad erweist sich hier als nicht nachteilig, da das Speisewasser im Injektor auf 70 bis 90° C vorgewärmt wird, diese Wärme also wieder in den Kessel kommt.

c) Die Druckluft wird zur Hebung von Flüssigkeiten herangezogen bei den *Mammutpumpen*. In einem, in die Flüssigkeit vom Raumgewicht γ eintauchenden, unten offenen Steigrohr wird, durch Preßluftzufuhr am Eintauchende, ein Flüssigkeitsluftgemisch vom Raumgewicht γ_1 gebildet. Ist die Eintauchtiefe h , so ergibt sich die Förderhöhe über dem Flüssigkeitsspiegel h_f aus: $\gamma_1 h_f + \gamma_1 h = \gamma h$. Wirkungsgrad bezogen auf die Antriebsleistung des Kompressors: 0,15 bis 0,3. Anwendung bei der Grundwasserabsenkung und zur Förderung mechanisch oder chemisch verunreinigten Wassers, oder heißer Flüssigkeiten.

B. Verdichter.

1. Allgemeines.

Die Verdichtung von Gasen (wobei Luft in diesen Begriff mit eingeschlossen sei) ist erforderlich: zur Benutzung als Arbeitsübertragungsmittel (Preßluft 4 bis 8 atü), zur Fortleitung auf weite Entfernungen (Gasfernleitung, etwa 5 atü) zur Begünstigung und Herbeiführung chemischer Reaktionen (bis 1000 atü), zur Förderung fester Stoffe im Gastrom (0,1 bis 0,5 atü bei Niederdruckanlagen, 2,5 bis 6 atü bei Anwendung von Preßluft), zur Erzielung einer Gasbewegung (Lüfter mit nur wenigen mm WS Druck). Die Verdichtung geschieht in Kolben- oder Kreiselmachines.

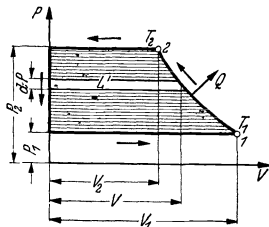


Abb. 87.

Die beiden Grenzfälle, nach denen die Verdichtung eines Gases vom Zustand 1 (Volumen V_1 [m³], Druck P_1 [kg/m²] oder p_1 [kg/cm²], absolute Temperatur $T_1 = 273 + t$ [°K] (Abb. 87), auf einen Zustand 2 (Volumen V_2 , Druck P_2 bzw. p_2 , absolute Temperatur T_2) vor sich gehen kann, sind:

a) *Adiabatische Zustandsänderung*. Während des Verdichtungs Vorgangs wird Wärme (Q [kcal]) von außen weder zu, noch nach außen abgeführt; dann gilt:

$$Q = 0; \quad P_1 V_1^\kappa = P_2 V_2^\kappa = \text{const}; \quad T_2 = T_1 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\frac{\kappa - 1}{\kappa}} = T_1 \left(\frac{V_1}{V_2} \right)^{\kappa - 1},$$

wobei $\kappa = 1,4$ (für vollkommene Gase und Luft).

b) *Isothermische Zustandsänderung.* Während des Verdichtungsvorgangs bleibt die Temperatur unverändert. (Abfuhr der entstehenden Wärme durch Kühlwasser); hierbei gilt:

$$P_1 V_1 = P_2 V_2 = \text{const}; T_1 = T_2 = T = \text{const}.$$

Isothermische Verdichtung erfordert den geringsten Arbeitsaufwand; sie wird deshalb angestrebt. In Wirklichkeit erfolgt die Zustandsänderung bei den Verdichtern weder adiabatisch noch isotherm, sondern polytropisch nach $P_1 V_1^n = P_2 V_2^n$, wobei $1 < n < \kappa$.

Der Wirkungsgrad eines Verdichters η_{is} wird aber durch Vergleich der wirklich aufgewendeten Arbeit L_{zu} [mkg] mit der bei isothermischer Verdichtung in einer verlustlosen Maschine aufzuwendenden Arbeit L'_{is} [mkg] errechnet: $\eta_{is} = L'_{is}/L_{zu}$.

Die Arbeit L' [mkg], die allgemein von einem verlustlosen Verdichter für Ansaugen beim Zustand 1, Verdichten auf Zustand 2, und Fortdrücken beim Zustand 2 einer beliebigen Menge

Gas zu verrichten ist, ergibt sich gemäß Abb. 87 zu: $L' = \int_{P_1}^{P_2} V dP$; erfolgt die Zustandsänderung von 1 nach 2 isothermisch ($P_1 V_1 = P_2 V_2$), so wird:

$$L'_{is} = P_1 V_1 \ln \frac{P_2}{P_1} = 2,303 P V_1 \log \frac{P_2}{P_1} = 23030 p_1 V_1 \log \frac{p_2}{p_1} \text{ [mkg]}.$$

Wird diese Arbeit auf 1 kg Gas (vom spezifischen Volumen v_1 [m³/kg]) oder auf 1 m³ Gas vom Anfangszustand bezogen, wobei sie mit L'_{is} kg bzw. L'_{is} m³ bezeichnet sei, so errechnet sie sich aus:

$$L'_{is} \text{ kg} = P_1 v_1 \ln \frac{P_2}{P_1} = 2,303 P_1 v_1 \log \frac{P_2}{P_1} = 23030 p_1 v_1 \log \frac{p_2}{p_1} \text{ [mkg/kg]};$$

$$L'_{is} \text{ m}^3 = P_1 \ln \frac{P_2}{P_1} = 2,303 P_1 \log \frac{P_2}{P_1} = 23030 p_1 \log \frac{p_2}{p_1} \text{ [mkg/m}^3\text{]}.$$

Bei der Ermittlung des Wirkungsgrades können anstatt der Arbeiten auch die Leistungen verglichen werden. Die dem Verdichter zuzuführende Leistung sei N_{zu} [PS]; die bei verlustloser isothermischer Verdichtung eines Gasstromes J_V [m³/s] (vom Anfangszustand) aufzuwendende Leistung wird: $N_{is} = J_V L'_{is} \text{ m}^3/75$ [PS] und damit $\eta_{is} = N_{is}/N_{zu}$.

Bei Lüftern oder Ventilatoren mit ihren geringen, nur bis zu einigen Hundert mm WS betragenden „Gesamtpressungen“ ΔP [mm WS] werden abgegebene Arbeit und Leistung wegen des während der Verdichtung fast gleichbleibenden Raumgewichts (im Mittel γ [kg/m³]) genau genug errechnet aus:

$$L' = V \Delta P \text{ [mkg]}; N_{ab} = J_V \Delta P/75 \text{ [PS]}.$$

Die Gesamtpressung ΔP ergibt sich aus dem Druckunterschied am Aus- und Eintrittsstutzen des Lüfters ($P_a - P_e$) [mm WS] und den Geschwindigkeiten v_a und v_e [m/s] an diesen Stellen zu:

$$\Delta P = P_a - P_e + \gamma (v_a^2 - v_e^2)/2g.$$

Der Wirkungsgrad ist hierbei schließlich $\eta = N_{ab}/N_{zu}^1$.

Der Gasstrom in kg/s (J_G , „Gasgewichtstrom“) ist mit dem in m³/s ausgedrückten (J_V , „Gasvolumenstrom“) verbunden durch das zu letzterem gehörige Raumgewicht γ [kg/m³] gemäß: $J_G = J_V \gamma$. Die Raumgewichte bei verschiedenen Zuständen ergeben sich aus der Beziehung: $\gamma_2 = \gamma_1 \frac{T_1 P_2}{T_2 P_1}$. Für Luft von 0° C = 273° K und 760 Torr ist $\gamma = 1,293 \text{ kg/m}^3$.

2. Kolbenverdichter².

a) *Wirkungsweise.* Beim Hingang des Kolbens wird in einem Zylinderraum durch ein Einlaßventil (Saugventil) Gas angesaugt, beim Rückgang zunächst auf einen bestimmten Druck verdichtet und im letzten Teil desselben, nach Öffnen eines Auslaßventils (Druckventils), in die Abgangsleitung ausgeschoben. Beim abermaligen Beginn des Hingangs dehnt sich zunächst das im schädlichen Raum verbliebene Gas bis zum Erreichen der Ausgangsspannung aus; erst dann öffnet das Saugventil und das Spiel beginnt von neuem.

Abb. 88, Indikatoridiagramm eines einstufigen Kolbenverdichters, der Luft aus der Atmosphäre ansaugt und in ein Druckluftnetz fördert; er ist mit selbsttätigen, federbelasteten Ventilen — wie meist üblich — ausgerüstet, so daß die Verdichtung etwas über den Gegendruck, die Ausdehnung etwas unter die Saugspannung erfolgen muß, bis die Ventile angehoben werden.

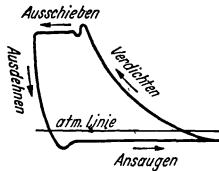


Abb. 88.

¹ Regeln für Abnahme- und Leistungsversuche an Verdichtern, DIN 1945. Berlin 1934.

² БУСЪКЪ: Kolbenverdichter. Berlin 1937.

b) Aufbau. Da sich das Gas bei der Verdichtung erwärmt, ist die Durchführung des Verdichtungs Vorganges in *einem* Zylinderraum nur bei geringen Enddrücken möglich (Kolbengebläse); dabei wird dann auch auf eine Kühlung des Zylindermantels durch Wasser verzichtet. Bei größeren Enddrücken (Kolbenkompressoren) erfolgt aber zur Vermeidung unzulässig hoher Erwärmung und Verringerung des Arbeitsbedarfs die *Verdichtung in mehreren Stufen*, unter Zwischenschaltung von Kühlern zwischen den Stufen und gleichzeitiger Wasserkühlung der Zylindermäntel. Schon bei Erzeugung von Druckluft von 5 bis 7 atü, wie sie auf Baustellen zum Betrieb von Preßluftwerkzeugen Verwendung findet, erfolgt bei Kompressoren mittlerer und größerer Leistung die Verdichtung in 2 Stufen unter Zwischenkühlung; bei kleinen Leistungen begnügt man sich mit einer Stufe und Mantelkühlung. Bei Kolbenkompressoren für hohe und höchste Drücke findet die Verdichtung in 5 bis 6 Stufen unter jedesmaliger Zwischenkühlung statt.

Zum Ausgleich der stoßweisen Förderung, wie auch einer ungleichmäßigen Entnahme, wird hinter den Kolbenverdichter ein *Windkessel* geschaltet. In ihm kann sich auch infolge der Verdichtung ausgeschiedener Wasserdampf niederschlagen und mitgerissenes Schmieröl abscheiden. Manometer und Sicherheitsventil am Windkessel.

c) Die Regelung des zu fördernden Luftstromes geschieht bei unmittelbarem Antrieb des Verdichters durch eine Dampfmaschine durch Vergrößerung oder Verringerung der Drehzahl. Bei elektromotorischem Antrieb können bei Überschreiten eines gewünschten Druckes im Windkessel Motor und Kompressor selbsttätig stillgesetzt und beim Absinken dieses Druckes unter eine untere Grenze ebenso wieder angelassen werden, oder aber, es wird die Gaslieferung eingestellt, entweder durch selbsttätiges Absperrn der Ansaugleitung, oder durch Offenhalten des Saugventils auch während des Verdichtungshubes; diese beiden Regelarten werden auch bei Antrieb durch Verbrennungsmotor angewendet. Eine weitere, allerdings nur bei großen Einheiten gebräuchliche Regelmöglichkeit besteht in dem selbsttätigen Zu- und Abschalten von schädlichen Räumen, wodurch ebenfalls eine Verringerung bzw. Vergrößerung des geförderten Luftstroms eintritt.

d) Der Wirkungsgrad, bezogen auf isothermische Verdichtung, liegt zwischen 0,65 und 0,72. Der Arbeitsbedarf eines Kompressors bei Verdichtung von Luft von 1 auf 6 atü kann bei mittlerer Maschinengröße mit 1 PSh/10 m³ angesaugte Luft angesetzt werden.

In Abb. 89 ist ein einstufiger, zweizylindriger Kolbenverdichter dargestellt, der unmittelbar mit einem zweizylindrigen Viertakt Dieselmotor gekuppelt und zusammen mit dem Windkessel, Brennstoffbehälter und Kühlern auf einem zweirädrigen Fahrgestell angeordnet ist (Bauart Flottmann, Herne). Der Kompressor verdichtet 3,4 m³/min Luft von Atmosphärendruck auf normal 5 atü bei 1050 U/min. Dieser Preßluftstrom reicht bei dem üblichen aussetzenden Betrieb aus für 2—3 mittelschwere Bohrhämmer oder 3—4 Aufreißhämmer. Der Brennstoffverbrauch beträgt bei Vollast etwa 5,8 kg/h, bei Leerlauf 3,2 kg/h. *a* Brennstoffbehälter; *b* Dieselmotorzylinder; *c* Auspufftopf; *d* Verdichterzylinder, links Schnitt durch das Saug-, rechts durch das Druckventil; *e* Wabenkühler nebst Lüfter; *f* Rohrgitter zur Kühlung der heißen Preßluft; *g* Schmierölpumpe; *h* Windkessel mit *i* Sicherheitsventil und *k* Schlauchanschluß.

e) Für mittlere Gasstromstärken, bis etwa 70 m³/min angesaugte Luft, haben sich *Verdichter mit kreisendem Kolben* eingeführt; sie gewähren die Möglichkeit der unmittelbaren Kupplung mit raschlaufenden Elektro- oder Dieselmotoren. Diese Rotationsgebläse und -kompressoren werden bis 4 atü einstufig, bis 8 atü zweistufig ausgeführt. Eignung auch für fahrbare Anlagen. Verbreitet ist die Bauart mit exzentrisch in einem zylindrischen Gehäuse gelagerter Trommel (vgl. Abb. 90); der sichelförmige Arbeitsraum ist in Kammern („Zellen“) durch Stahlblechschieber unterteilt, die in Schlitzen der Trommel geführt sind und durch die Fliehkraft gegen das Gehäuse dichten. Bei jeder Umdrehung verringert sich der Rauminhalt jeder Kammer von einem Größtwert an der Ansaugstelle zu einem Kleinstwert am Druckstutzenanschluß; durch diese Verkleinerung der Zelle erfolgt die Verdichtung ihres Gasinhalts.

Abb. 90 zeigt die Ausführung eines einstufigen Rotationskompressors der Firma Klein, Schanzlin und Becker, Frankenthal/Pfalz, in 2 Schnitten. *a* Rollenlager; *b* Trommel; *c* wassergekühltes Gehäuse; *d* Arbeitskammer; *e* Stahlblechschieber; *f* Saugstutzen; *g* Druckstutzen;

h Abdichtung der Saug- und Druckseite durch die Trommel; *i* Rückschlagventil; *k* Laufringe, die ein Schleifen der Stahlschieber an der Gehäusewand verhindern; *l* Schmierölpumpe. Bei zweistufiger Anordnung sitzen zwei derartige Maschinen über oder nebeneinander unter Einschalten eines Zwischenkühlers.

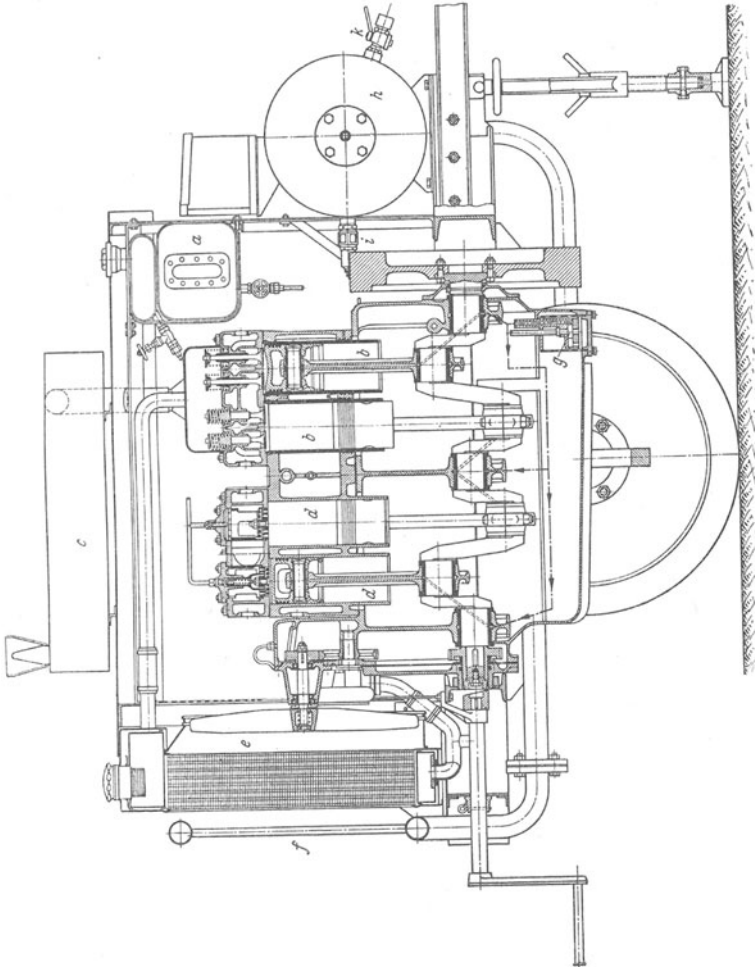


Abb. 89.

3. Kreisverdichter.

Durch ein oder mehrere hintereinander geschaltete, mit Schaufeln versehene Laufräder erfolgt eine Geschwindigkeits- und Drucksteigerung des durchströmenden Gases. Nach dem Verlassen des Laufrads wird durch eine stetige Erweiterung des Ausströmquerschnitts (Diffusor) oder durch entsprechend geformte Leitkanäle auch die erzeugte Geschwindigkeit noch teilweise in Druck umgesetzt.

a) Lüfter oder Ventilatoren erfordern zur Erzeugung der geringen Drücke nur ein Laufrad.

Wird das Gas axial angesaugt und verläßt das Laufrad radial, so spricht man von Schleuder- oder Zentrifugalventilatoren; das Laufrad sitzt dann in

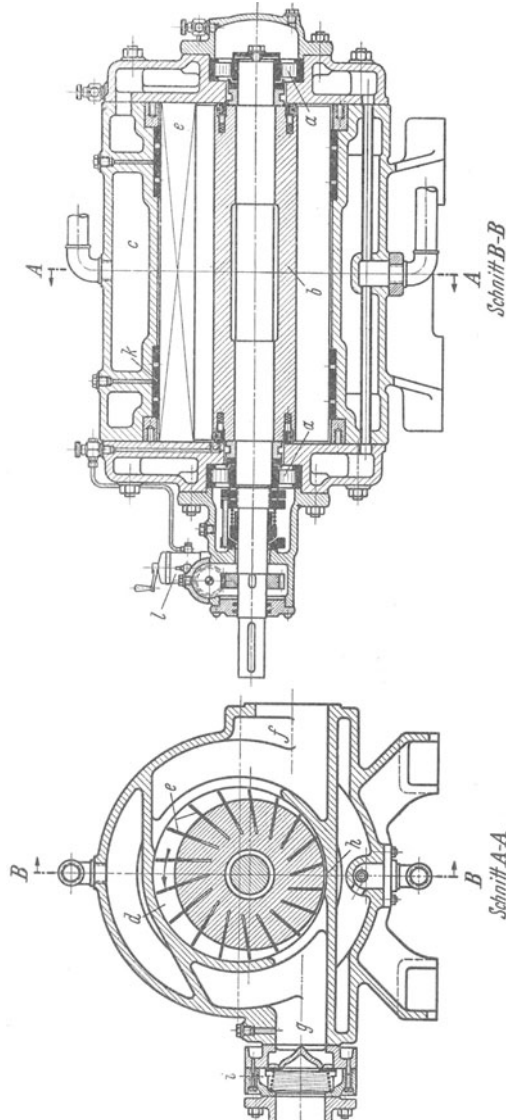


Abb. 90.

einem Spiralgehäuse. Pressungen bis zu 500 mm WS; Luftstromstärken bis zu 12000 m³/min (Grubenventilatoren); Wirkungsgrad bei kleinen 0,4, bei größten 0,8.

Lüfter für kleine Pressungen (einige mm WS) werden als Schraubnlüfter mit axialem Luftdurchtritt ausgebildet; das Laufrad besteht hierbei im

einfachsten Fall aus ebenen Blechflügeln; schiffsschraubenähnlich geformte Flügel oder Schaufeln mit Tragflügelquerschnitt ergeben bessere Wirkungsgrade (Siemens-Betz-Lüfter etwa 0,7), und ermöglichen auch Pressungen bis 100 mm WS.¹

Regelung des Luftstroms durch Drehzahlregelung; dabei gelten für Lüfter — infolge der geringen Verdichtung — angenähert die bei Kreiselpumpen angegebenen Beziehungen sinngemäß (vgl. S. 1846).

b) Bei *Turbogebäsen* für Drücke bis etwa $\frac{1}{4}$ at genügt ebenfalls ein Laufrad. Kühlung nicht erforderlich; auch Turbogebäse mit 3 bis 4 Laufrädern werden noch ungekühlt ausgeführt.

c) *Turbokompressoren* mit 10 bis 12 Laufrädern werden zur Versorgung großer Preßluftnetze für 6 at (bis 12 at) gebaut (größte Einheit: 100 000 m³/h von 1 auf 7 at abs). Sie sind erst wirtschaftlich von einer Luftstromstärke von etwa 6000 m³/h anges. Luft an, da bei kleineren Luftströmen sich zu kleine Lauf- radkanäle und damit zu große Reibungsverluste ergeben. Wasserkühlung erforderlich. $\eta_{is} \approx 0,62$; Arbeitsverbrauch etwa 1 kWh bei Verdichtung von 10 m³ Luft von 1 auf 7 ata.

Bei etwa 12000 m³/h sind Turbokompressoren den Kolbenkompressoren hinsichtlich Wirtschaftlichkeit gleichwertig, von da ab überlegen. Unmittelbare Kupplung mit Dampfturbine. Bei Antrieb mittels Elektromotor oft Zwischenübersetzung ins Schnelle.

V. Hebe- und Förderanlagen für Stück- und Massengut.

A. Winden und Krane².

1. Einzelheiten.

Neben den schon im Abschnitt „Maschinenteile“ besprochenen Einzelteilen weisen die Hebezeuge folgende kennzeichnenden Elemente auf: Haken und Schäkel, Kettenrollen, Seilrollen, Trommeln, Bremsen.

Der *einfache Lashaken* ist für Handhubwerke genormt; mit Zapfen oder mit Ring DIN 688. Für elektrisch angetriebene Hubwerke (Krafthubwerke) sind seine Hauptmessungen in DIN 687 zusammengestellt; diese Haken werden der leichten Drehbarkeit wegen auf Kugellagern gelagert. Sonderausführungen mit Abweinsnase, um ein Hängenbleiben beim Hochziehen des leeren Hakens zu verhindern, oder mit von Hand zu lösender Klinke, um ein unbeabsichtigtes Abhängen der Last aus dem Hakenmaul beim Absetzen unmöglich zu machen. *Doppelhaken* für große Lasten.

Geschlossene Ösen zum Anhängen von Lasten heißen *Schäkel*.

Zur Umlenkung von Rundeisenketten dienen unverzahnte *Kettenrollen*; ist eine Drehmomentübertragung von Rolle auf Kette erforderlich, so ist die Kettenrolle zu verzahnen: *Kettennüsse* oder *Daumenräder*. Die zum Aufwickeln einer Rundeisenkette bestimmten *Kettentrommeln* erhalten im einfachsten Fall einen glatten Mantel, oder besser eine Schraubenrille, so daß sich die einzelnen Kettenglieder satt auflegen können.

Zur Umführung von Hanf- und Drahtseilen werden gegossene, gepreßte oder geschweißte *Seilrollen* angewendet, meist auf festen Achsen mittels Büchsen oder Wälzlagern drehbar.

Zum Aufwickeln der Hubseile von Winden, Kranen, Baggern dienen mit Rillen versehene, gegossene oder geschweißte *Seiltrommeln*. Auf die seilschonenden Rillen wird nur dann verzichtet, wenn die große Länge des aufzuwickelnden Seils mehrere Lagen übereinander erfordert.

¹ Über Anwendung zur Raumbelüftung vgl. Richtlinien zur Bearbeitung von Lüftungsfragen. Berlin 1937.

² CAJAR: Die Baukrane. München u. Berlin 1930.

Abb. 91. Geschweißte Hub-Seiltrommel; die Trommel wird wie üblich auf einer festen Achse verlagert; die eine Laufbuchse sitzt in der Trommelnabe, die andere in der Nabe des angeschraubten, hier ebenfalls geschweißten Antriebszahnrades.

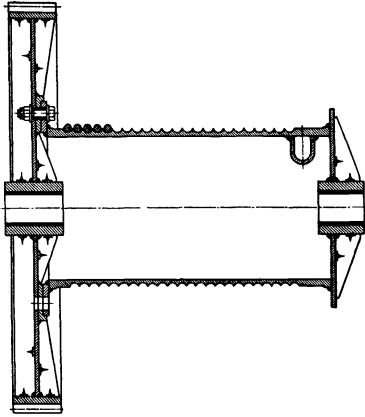


Abb. 91.

Bei weitest abgewickeltem Seil müssen noch einige Seilwindungen auf der Trommel bleiben, damit der Zug der Last nicht von der dafür nicht ausgebildeten Seilbefestigung an der Trommel aufzunehmen ist.

Die Mitnahme des Seils auf der Trommel kann auch ausschließlich durch Reibung erfolgen: Treibscheiben, Spills.

Die durch Reibung von der Treibscheibe oder dem Spill auf das Seil übertragbare Umfangskraft S_n [kg] ist abhängig vom Umschlingungswinkel α [Bogenmaß], dem Reibungsbeiwert μ zwischen Seil und Scheibe, und den Kräften S_1 und S_2 [kg] in den beiden Seiltrumen. Es bestehen die Beziehungen (vgl. bei Riemen S. 1818):

$$S_n = S_1 - S_2; \quad S_1/S_2 < e^{\mu\alpha}$$

$$\text{oder} \quad S_1/S_2 = c.$$

Anwendung der Treibscheiben bei Schachtfördermaschinen und Aufzügen. Erhöhung der Treibfähigkeit durch Ausfütterung der Seilrille mit Holz oder Reibbelag (Koesescheibe), besondere Gestaltung der Seilrille (Keilrille) oder mehrfache Umschlingung (Seilreibungstrommel).

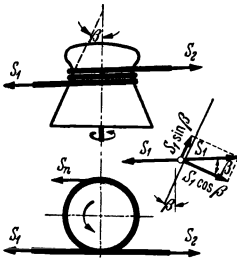


Abb. 92.

Der Kräfteangriff beim Spill ist in Abb. 92 dargestellt.

Aus ihr ist auch die Bedingung für das selbsttätige Nachrutschen der auflaufenden Seilwindungen in die Spillkehle ersichtlich; es muß sein: Verschiebekraft $S_1 \cdot \sin \beta >$ Reibungskraft $S_2 \cdot \cos \beta \cdot \mu$ oder $\text{tg } \beta > \mu$; führt man statt μ den Reibungswinkel ϱ ein, also $\mu = \text{tg } \varrho$, so ergibt sich $\beta > \varrho$.

Ein wichtiges Glied bei Winden, Baggern und Aufzügen sind die *Bremsen* (Band- oder Backenbremsen), die nach Wegnahme der Antriebskraft die Winde oder das Gerät stillsetzen und die Last festhalten müssen. Die Bremsscheibe wird bei elektrischen Antrieben meist auf die schnelllaufende Motorwelle aufgesetzt, um ein möglichst kleines abzubremsendes Drehmoment zu erhalten; oft wird die eine Hälfte der

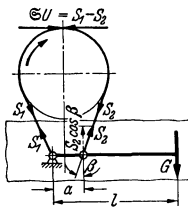


Abb. 93.

den Motor mit dem Getriebe verbindenden Kupplung mit einem Bremskranz versehen. Anziehen der Bremse erfolgt bei Hubwerken durch ein Gewicht, Lüften durch Anheben dieses Gewichts von Hand oder durch einen Bremslüftmagneten. Bei Fahr- und Drehwerken Anziehen der Bremse auch durch Hand oder Fußtritt. Bei Handwindwerken Ersatz oder Ergänzung der Bremsen durch *Gesperre*, meist Klinkengesperre.

Die *einfache Bandbremse* ist nur für eine Drehrichtung geeignet (also z. B. für Hubwerke). Die Kraft im Bremsband nimmt im Sinne der Drehrichtung vom Wert S_1 auf den Wert S_2 ab (vgl. Abb. 93), deren Verhältnis

$S_1/S_2 = e^{\mu\alpha}$ ist (μ Reibungsbeiwert zwischen Band und Scheibe, α Umschlingungswinkel). Die Bremskraft ist $S_1 - S_2$; soll sie gleich der Umfangskraft U mal einer Sicherheit \ominus werden, so folgt die erforderliche Kraft S_2 aus:

$$S_1 - S_2 = \ominus U \quad \text{und} \quad S_1/S_2 = e^{\mu\alpha} \quad \text{zu:} \quad S_2 = \frac{\ominus U}{e^{\mu\alpha} - 1}$$

und das Bremsgewicht G aus der Betrachtung des Gleichgewichts am Bremshebel:

$$G = \frac{a}{l} \cdot S_2 \cdot \cos \beta = \ominus U \frac{a}{l} \cdot \frac{\cos \beta}{e^{\mu \alpha - 1}}$$

Wird als Bremsband ein nacktes Stahlband verwendet, so ist $\mu \approx 0,15$; wird es mit Holz oder Fiber belegt, dann wird $\mu \approx 0,3$.

Die Ausbildung der Bandbremse für wechselnde Drehrichtung führt zur *Summenbremse*, die etwa ein sechsmal so großes Bremsgewicht erfordert wie die einfache Bandbremse; es wird für diesen Fall daher lieber die *Backenbremse* gewählt, und zwar mit *einem* Bremsbacken für kleine Bremsmomente, meist aber mit 2 Bremsbacken als *Doppelbackenbremse*.

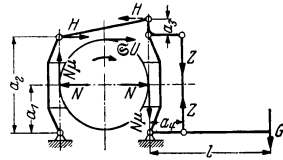


Abb. 94.

Bedeutet wieder $\ominus U$ die abzubremsende Umfangskraft, so ergibt sich bei einer Doppelbackenbremse gemäß Abb. 94 das erforderliche Bremsgewicht G mit den in die Abbildung eingeschriebenen Bezeichnungen aus:

$$\ominus U = 2 N \mu; \quad H = N \frac{a_1}{a_2} = Z \frac{a_1}{a_2} \quad \text{und} \quad Z a_2 = G l \quad \text{zu:}$$

$$G = \frac{\ominus U}{2 \mu} \cdot \frac{a_1}{a_2} \cdot \frac{a_2}{l}$$

Während bei Schienenfahrzeugen die Bremsbacken aus Gußeisen oder Stahlguß unmittelbar auf den Bremskranz arbeiten, werden sie bei den Hebezeugen zur Erzielung größerer Reibung mit einem Fiberbelag versehen oder sind ganz aus Holz.

2. Rollen- und Flaschenzüge.

Zum Heben größerer Lasten von Hand und zur Verteilung der Seilbelastung auf mehrere Seilstränge bei motorischen Windwerken werden Rollen- und Flaschenzüge angewendet. Die Wirkungsweise eines Rollenzuges geht aus der grundsätzlichen Darstellung (Abb. 95) hervor. Ist der Wirkungsgrad einer Rolle η und hängt die Last an n Strängen, so ist die für die Last Q aufzubringende Zugkraft

$$Z = \frac{Q}{\eta + \eta^2 + \eta^3 + \dots + \eta^n} \quad \text{oder} \quad Z = Q \frac{1 - \eta}{\eta - \eta^{n+1}}$$

Aus Abb. 95 ist ersichtlich, daß $Q = Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4$ und $Z = Z_4/\eta = Z_3/\eta^2 = Z_2/\eta^3 = Z_1/\eta^4$, woraus die beiden oben gegebenen Ausdrücke folgen.

In Abweichung von Abb. 95 haben in Wirklichkeit die Rollen meist gleichen Durchmesser und sind oben und unten hintereinander liegend in einem „Kloben“ oder einer „Flasche“ zusammengefaßt: *einfacher Flaschenzug* mit Hanfseilen als Lastträger (bis etwa 200 kg Tragfähigkeit).

Zur Bewältigung größerer Lasten, bis zu 20 t, mit Ketten als Lastträger dient der *Schrauben- oder Schneckenflaschenzug*. Das Absinken der Last wird selbsttätig verhindert entweder durch Anwendung einer eingängigen, selbst, hemmenden Schnecke (schlechter Wirkungsgrad) oder durch Ausnutzung des beim Schneckenantrieb auftretenden Axialschubs zur Betätigung einer Kegel- oder Lamellenreibungsbremse (Lastdruckbremse).

Abb. 96 zeigt die Wirkungsweise einer solchen Anordnung. Durch die Last tritt an der Schnecke ein Axialschub in Pfeilrichtung auf, der den an der Schneckenwelle befestigten Reibkegel in seinen Sitz drückt. Dieser Satz im Flaschenzuggehäuse gelagert, wird durch eine ebenfalls dort befestigte Sperrklinke am Drehen im Senksinne verhindert. Beim Heben der Last dagegen dreht sich der Sitz unter der Sperrklinke hinweg, beim Senken muß durch den Handantrieb die Reibung zwischen Kegel und Sitz überwunden werden.

Auch bei *Flaschenzügen mit nur Stirnrädergetrieben* (zwei oder drei Räderpaare guter Wirkungsgrad), läßt sich durch besondere Maßnahmen der Zug der Last zur Erzielung einer Bremswirkung ausnutzen.

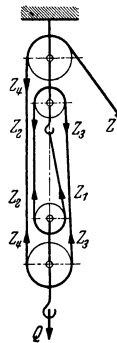


Abb. 95.

Weitverbreitet sind heute auch elektromotorisch angetriebene Flaschenzüge, *Elektrozüge* (normal bis 5 t Tragfähigkeit), mit Drahtseil als Lasträger und —

wegen Raumersparnis — in die Seiltrommel verlegtem Motor.

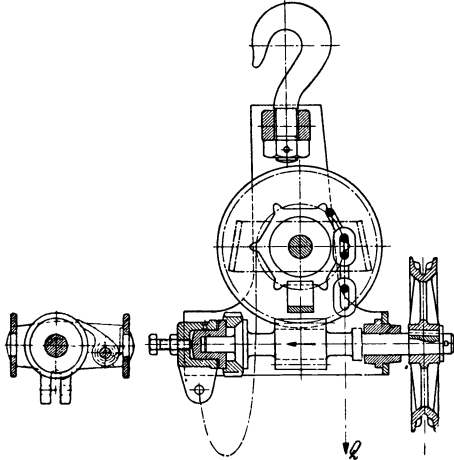


Abb. 96.

3. Bauwinden.

a) *Schraubenwinden* zur Ausübung großer Kräfte bei kleinem Hub (100 bis 300 mm) sind als Montagewinden und als Senkwinden für Lehrgerüste im Gebrauch. Die Last stützt sich auf die mit einem selbsthemmenden Gewinde versehene Schraubenspindel über ein drehbares Kronen- oder Hornstück. Betätigung mittels Handhebels, oft unter Verwendung einer Knarre als Zwischenglied. Wirkungsgrad 0,3 bis 0,4.

Das zum Heben der Last aufzuwendende Drehmoment setzt sich zusammen aus dem zum Verdrehen der Schraube (vgl. S. 1809) und dem zur Überwindung der Reibung zwischen drehbarem Horn und seiner Auflage erforderlichen Moment.

Größeren Hub bei geringer Höhe des Gerätes ergibt die Teleskopbauart mit zwei oder drei ineinander gesteckten Schraubenspindeln.

b) Zum Heben und Verschieben schwerster Lasten, insbesondere im Stahlhoch- und Brückenbau, dienen *Preßwasser-Hebeböcke* (20—300 t Tragkraft). Der die Last stützende Kolben wird mittels Preßwassers getragen und angehoben. Die Preßwasserpumpe ist häufig unmittelbar an den Zylinder des Tragkolbens angebaut und wird dann von Hand betätigt; sonst gleichzeitige Versorgung mehrerer Hebeböcke durch eine gemeinsame Preßwasseranlage.

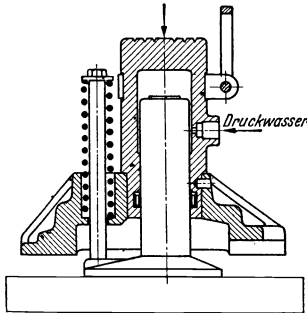


Abb. 97.

Der in Abb. 97 dargestellte Preßwasserhebebock „Perpetuum“ (Pützer und Defries, Dusseldorf), bietet noch den Vorteil einer ununterbrochenen Arbeitsmöglichkeit beim Hochbocken einer Last über eine den Hub überschreitende Höhe: Die Last wird hier vom Zylinder getragen und nach Preßwasserzufuhr mit ihm angehoben, während sich der Kolben gegen die Unterlage stützt. Nach Erreichen des vollen Hubes unterbaut man den Zylinder; wird jetzt das Preßwasser aus dem Zylinderraum abgelassen, so ziehen Federn den Kolben nach. Stützt man dann den Kolben ab, so kann das Spiel von neuem beginnen.

c) Ein vielfach auf Baustellen angewandtes Hebemittel ist die *Zahnstangenwinde*; Tragkraft 1 bis 25 t, Hub 300 bis 500 mm. Die Kraft wird von der Handkurbel über ein mehrfaches Zahnradvorgelege auf die Zahnstange übertragen. Der Lastangriff erfolgt entweder am oberen Zahnstangenende über ein drehbares Horn oder am unteren auf einer Tragpratze. Ein Klinkengesperre verhindert unbeabsichtigtes Absinken der Last. Wirkungsgrad 0,55 bis 0,7. Führung der Zahnstange und Lagerung der Vorgelege in Stahlblechgehäuse. Ausbildung der kleinen Zahnräder zur Erzielung eines möglichst großen Übersetzungsverhältnisses auf kleinstem Raum als „Trieblinge“ mit nur 4 Zähnen.

d) Bei der Zahnstangenwinde, wie auch bei den nachher noch zu besprechenden *Handkabelwinden* ist der Zusammenhang zwischen der an der Handkurbel aufzuwendenden Kraft K [kg] und der zu hebenden Last Q [kg] gegeben durch die Beziehung:

$$\text{Kraftmoment} \times \text{Übersetzungsverhältnis} \times \text{Wirkungsgrad} = \text{Lastmoment},$$

oder:
$$K \cdot r_k \cdot i \cdot \eta = Q \cdot r_l,$$

worin noch bedeutet:

r_k cm Kurbelradius; η Wirkungsgrad;
 i Übersetzungsverhältnis (z. B. 56:1); r_l cm Hebelarm der Last.

Handkabelwinden werden gebaut von geringer Tragfähigkeit an (50 kg, Dachdeckerwinde) bis zu 6000 kg; Lastträger ist ein Drahtseil, häufig in Kabelschlag (wegen besserer Biegsamkeit), das auf eine glatte Seiltrommel aufgewunden wird. Je nach Tragfähigkeit ist ein einfaches, doppeltes oder dreifaches Zahnradvorgelege vorhanden. Handkurbelantrieb mit meist 2 Kurbeln.

Um bei wesentlich unter der Nennlast liegenden Lasten eine größere Hubgeschwindigkeit zu erzielen, ist das erste Vorgelege überbrückbar, entweder durch Umstecken der Handkurbeln auf die nächste Vorgelegewelle, oder durch Ausrücken des ersten Ritzels und Einrücken eines zweiten, sofort auf das zweite Vorgelege arbeitenden Zahnrads (durch axiale Verschiebung der Antriebskurbelwelle). In jedem Fall kann die Antriebskurbelwelle noch so verschoben werden, daß überhaupt kein Antriebszahnrad in Eingriff ist, so daß das Lastsenken ohne Drehung der

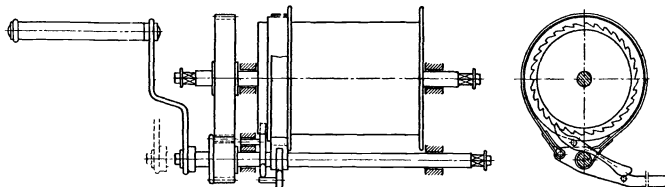


Abb. 98.

Kurbelwelle vor sich geht. Festhalten der Last durch Sperrad und Klinke, die beim Senken auszuheben ist, unter gleichzeitigem Anziehen einer Bandbremse, mit der die Senkgeschwindigkeit geregelt wird.

In Abb. 98 ist eine Dachdeckerwinde dargestellt, bei der Klinkengesperre und Bandbremse, axial verschiebbare Antriebswelle und versteckbare Kurbeln, wie oben beschrieben, angeordnet sind.

e) Für Bauaufzüge und Baukrane finden zur Beschleunigung des Arbeitsvorganges *motorisch angetriebene Windwerke* Verwendung; als Antriebsmaschine dienen Elektro- oder Verbrennungsmotoren, die mit der Winde durch einen Riementrieb oder durch ein Zahnradvorgelege verbunden sind.

Bei der mit *Reibradvorgelege* arbeitenden Bauart wird, wie Abb. 99 zeigt, das große Trommelreibrad für Heben gegen das ständig umlaufende kleine Antriebsreibrad, für Senken gegen einen Bremsklotz gedrückt. Diese wahlweise Anpressung wird ermöglicht durch an der Trommelachse exzentrisch sitzende Lagerzapfen, um die diese Achse mittels eines Handhebels gedreht wird. Tragfähigkeit 400 bis 1500 kg, große Fördergeschwindigkeit bis 50 m/min.

Auch bei den *Winden für Mastenkrane (Derrickwinden)*, die meist nur Zahnradvorgelege enthalten, läuft der Motor dauernd mit derselben Drehrichtung durch; die jeweils zu betätigende Seiltrommel wird durch eine einrückbare Kupplung zu- oder abgeschaltet; Festhalten der Last und Regelung der Senkgeschwindigkeit bei ausgerückter Kupplung durch Klinkengesperre und Bandbremse. Erzielung mehrerer Hubgeschwindigkeiten mittels umschaltbarer Rädervorgelege.

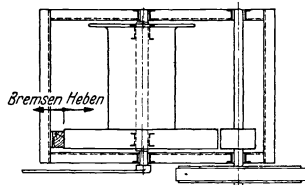


Abb. 99.

Elektromotorisch angetriebene *Windwerke von Turmdrehkränen und Fahrzeugdrehkränen* haben meist keine Möglichkeit der Trennung von Antriebsmotor und Seiltrommel; es erfolgt daher ein Anlassen und Stillsetzen des Motors bei jedem Abeitsspiel (Umkehr der Motordrehrichtung beim Senken).

In Abb. 100 ist das Hubwindwerk für einen Turmdrehkran, Abb. 103 (Bauart Wolff, Heilbronn) in Grund- und Aufriß gezeichnet. Der Elektromotor *A* treibt über eine elastische Kupplung *B*, das im Ölbad laufende 1. Rädervorgelege *CD*, ein Umschaltgetriebe *EF* bzw. *GH*, das Trommelvorgelege *IK* und damit die Hubseiltrommel an. Beim Einschalten des Motors wird die auf der einen Kupplungshälfte schleifende Doppelbackenbremse durch einen Bremsluftmagneten angehoben. Das Senken kann entweder durch den in anderem Drehsinn einzuschaltenden Elektromotor oder, ohne Strom, durch Anlüften der Backenbremse von Hand geschehen, wobei dann die Last die gesamte Getriebereibung überwinden muß. Zum Schnellablassen kleiner Lasten oder des leeren Hakens ohne Strom besteht noch die Möglichkeit, das Trommelritzel *I* auszurücken, unter gleichzeitigem Anziehen einer Bandbremse, mit der die Senkgeschwindigkeit geregelt wird.

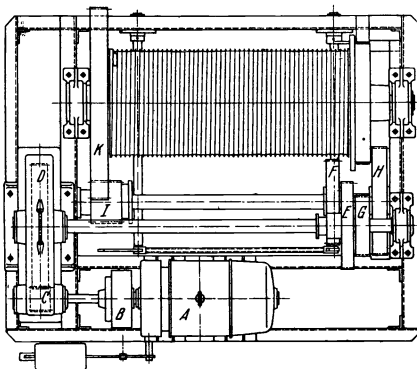
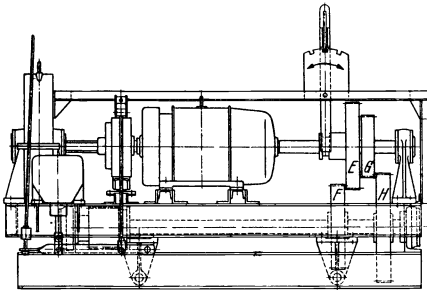


Abb. 100.

4. Krane für Bauzwecke.

a) Krane auf dem Gerüst.

Der einfache *Pfosten-Schwenkkrane* entsteht durch Anbringung eines Fuß- und Halslagers für

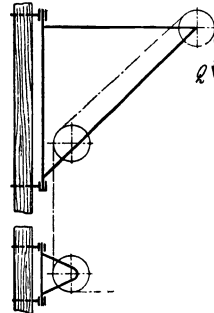


Abb. 101.

einen drehbaren Ausleger und einer Seilführungsrolle an einer senkrechten Stütze des Gerüsts (Abb. 101); Ausladung 1,2 bis 1,5 m bei 300 bis 2000 kg Tragkraft.

Für Hochbauten in Straßenzügen findet ein auf dem Boden und einem Hilfsgerüst abgestützter *Turm-Schwenkkrane* Verwendung (Bauart Voß und Wolter, Berlin). Der Mast läuft auf einem zweirädrigen mit Ballast beschwerten Einschienenfahrgerüst und braucht daher im untern Teil nur wenig Platz. Die waagrechten Kräfte werden durch die Spurkränze der Laufrollen dieses Fahrgerüsts und im Hilfsgerüst laufende Stützrollen aufgenommen (vgl. Abb. 102). Hubhöhe bis zu 35 m, Tragfähigkeit 1,5 t bei etwa 7 m Ausladung des Schwenk- auslegers.

b) Freistehende Turmdrehkrane.

Sie haben sich bei Hochbauten zur Einsparung des Baugerüsts, bei Talperrerbauten, beim Bau von Wasserkraftanlagen und Brücken wegen ihrer vielseitigen Verwendbarkeit gerade in der letzten Zeit gut eingeführt. Der Kran wird von einem, auf vier oder acht Laufrädern abgestützten Portal getragen,

wird, ist ein mittels Rollenzug heb- und senkbarer Ausleger angelenkt. Dieser Ausleger ist gewöhnlich mit dem Mast oder auch um ihn drehbar angeordnet. Beim Bock-Derrick ist durch die Bockstützen der Schwenkwinkel auf etwa 280° beschränkt, während beim Trossen-Derrick sich bei zweckmäßiger Ausführung ein Schwenken im vollen Kreis erzielen läßt. Die Last hängt an einem Rollenzug, dessen Zugseil zur Winde geführt ist. Dieselbe Winde vollführt auch das Schwenken und Einziehen des Auslegers. Bei Anordnung einer weiteren Windentrommel ist auch Greiferbetrieb möglich. Bock und Ausleger werden sowohl in Holz mit eisernen Beschlägen, als auch in Eisenkonstruktion ausgeführt. Tragfähigkeit normaler Holz-Derricks bis 20 t.

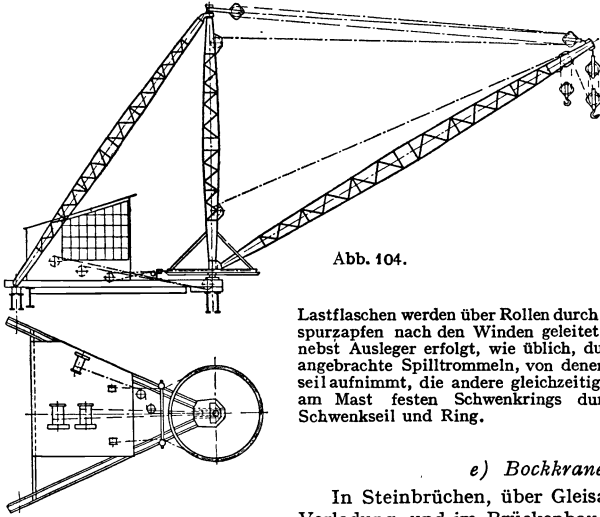


Abb. 104.

Lastflaschen werden über Rollen durch den durchbohrten Kugelspurzapfen nach den Winden geleitet. Das Drehen von Mast nebst Ausleger erfolgt, wie üblich, durch zwei am Windwerk angebrachte Spilltrommeln, von denen die eine das Schwenkseil aufnimmt, die andere gleichzeitig abgibt. Mitnahme des am Mast festen Schwenkrings durch Reibung zwischen Schwenkseil und Ring.

Ein eiserner Bock-Derrickkran für 20 und 5 t Tragfähigkeit ist in Abb. 104 wiedergegeben (Schmidt-Tychsen, Kiel). Der drehbare Mast wird von 2 Bockstreben in einem Halslager gefaßt und stützt sich unten auf einen Kugelspurzapfen; das Zugseil des Flaschenzugs für Heben und Senken des Auslegers, sowie die Zugseile der beiden

e) *Bockkrane.*

In Steinbrüchen, über Gleisanlagen wird für die Verladung, und im Brückenbau für Montagezwecke der als fester oder fahrbarer Rahmen ausgebildete, handbetriebene *Bockkran* angewendet; auf dem waagrechten Querträger ist eine Laufkatze angeordnet. Vergrößerung dieser Kranbauart führt zur Verladebrücke.

f) *Kabelkrane.*

Wie Abb. 105 (Bleichert, Leipzig) grundsätzlich zeigt, sind ein oder mehrere Trageile, die einer Laufkatze als Fahrbahn dienen, zwischen zwei Türmen aus Holz- oder Eisenkonstruktion gespannt; die Katze wird durch ein Fahrseil hin- und herbewegt; die Last hängt mehrsträngig am Hubseil; der Abstand der Seile wird durch Reiter gewahrt, die von einem Knotenseil getragen und von der Laufkatze selbsttätig ausgegeben und eingesammelt werden. Das Windwerk für Fahr- und Hubseil ist auf einem der Türme untergebracht.

Bauarten: *Zwei feststehende Türme*; Arbeitsbereich ein schmaler Geländestreifen (schmale Viadukte, gerade Talsperrenmauern, Wehre, Brücken). Verbreitert wird der bestreichbare Platz durch Anwendung von seitlich neigbaren, an Trossen abgespannten Masten an Stelle der festen Türme.

Zwei fahrbare Türme (gemäß Abb. 105), von denen der eine als Pendelturm ausgeführt wird, zum Bestreichen eines rechteckigen Arbeitsfeldes (Schleusen- und Hafengebäuden).

Für unregelmäßig gestaltete (dreieckige) Arbeitsplätze wählt man *einen feststehenden und einen auf einer Kreisbahn verfahrbaren Turm* (Schwenk-Kabelkran).

Größte ausgeführte Spannweite etwa 800 m; Tragfähigkeit 2 bis 5 t, aber auch bis zu 20 t und mehr; Katzfahren 200 bis 300 m/min, Heben 40 bis 120 m/min. Ausbildung von Katze

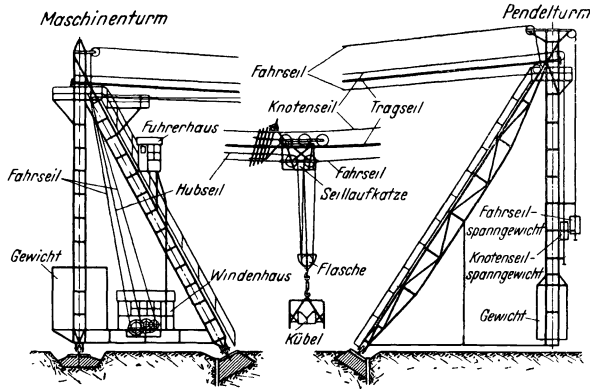


Abb. 105.

und Hubwinde zum Betrieb von einfacher Hakenflasche, Klappkübel und Greifer, sowie Gieß- und Arbeitsbühnen bei Gußbetonanlagen; der Kabelkran wird zum *Kabelbagger*, wenn Katze und Winde einen Schürfkübel bedienen, der durch Neigen und Wiederaufrichten einer an einem Turm befestigten Schwinge in die Schürf- bzw. Verfahrstellung gebracht wird.

B. Stetige Förderer.

1. Bandförderer.

Anwendung auf Baustellen als *fahrbarer Bandförderer* für waagrechte und schräge Förderung beim Aushub von Baugruben, Ziegelsteintransport, bei Abbruch- und Verladearbeiten.

Das endlose Band (meist Gummigurt mit Baumwollereinlagen) wird an den Enden des Förderers um je eine Trommel geführt und sowohl im oberen, das Fördergut tragenden als auch im unteren rücklaufenden Trum durch Tragrollen unterstützt. Trommeln und Tragrollen sind in einem fahrbaren, teilweise oder ganz neigbaren Gerüst verlagert (vgl. Abb. 106 „Fahrband“-Bleichert, Leipzig).

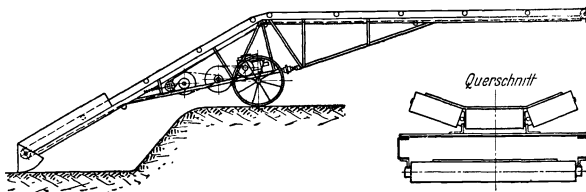


Abb. 106.

Der Antrieb erfolgt durch Elektro- oder Verbrennungsmotor, der, im Gerüst über dem Fahrgestell sitzend über Zahnräder, Ketten, Riemen auf die vordere Umlenktrommel oder aber auf eine vom Untertrum umschlungene Antriebstrommel treibt. Verlagerung von Antriebsmotor nebst Getriebe auch in vorderer Umlenktrommel: „Elektrobandtrommel“.

Das Band wird im Obertrum als Flach- oder — zur Vergrößerung des Füllquerschnitts — als Muldenband geführt. Gemäß DIN Berg 2107 wird die Muldung durch drei Tragrollen durchgeführt, von denen die beiden außen liegenden um 20° gegen die Waagrechte geneigt sind.

Bedeutet:

B m Bandbreite (Schüttbreite $\approx 0,8 B$),
 v m/s Bandgeschwindigkeit,
 β ° Steigungswinkel des Bandes,
 γ_1 t/m³ Schüttgewicht des Fördergutes,

so ergibt sich der Fördergutstrom J_V [m³/h] oder J_G [t/h] nach DIN Berg 2101 und ENRT¹ für die beiden Bandverlagerungsarten zu

Flaches Band

Gemuldetes Band:

$$J_V = 154 B^2 v \cos^3 \beta$$

$$J_V = 282 B^2 v \cos^3 \beta$$

$$J_G = 154 B^2 v \gamma_1 \cos^3 \beta$$

$$J_G = 282 B^2 v \gamma_1 \cos^3 \beta$$

Bei Bandneigungen $\beta > 20^\circ$ ist in diese Formeln an Stelle von $\cos^3 \beta$ einzusetzen: $\cos^4 \beta$!

Die sich hieraus ergebende Leistungsfähigkeit von Förderbändern kann bei Handbeschickung und den bei den fahrbaren Bandförderern für den Baubetrieb üblichen Bandbreiten ($B = 400$ und 500 mm) und Geschwindigkeiten ($v = 0,6$ bis $1,3$ m/s) nur selten ausgenutzt werden.

Heben und Senken oder Knicken des Bandtraggerüsts durch Seilzugwinde, Spindeln, Zahnstangen oder hydraulisch. Räder (mit zweckmäßig breitem Laufkranz) bis zu 90° schwenkbar. Erleichterung des Beladens durch Aufgabeschurre.

Band-Sonderbauarten für steiles Fördern und mit besonders großem Füllquerschnitt: Keilrillenförderband², Trogband³.

2. Becherwerksförderer (Elevatoren).

Hauptsächliche Anwendung im Baubetrieb für steile und senkrechte Zwischenförderung in Aufbereitungsanlagen für Sand, Kies und Schotter; kleine fahrbare Becherwerke für Ladezwecke.

Die selbstschöpfenden Becher (Inhalt V [m³]) sind an einem endlosen Laschenkettenspaar, das oben über ein angetriebenes Kettensternrad, unten über ein nachstellbares Umlenksternrad läuft, in regelmäßigen Abständen a [m] befestigt. Kettengeschwindigkeit v [m/s]; Füllungsgrad φ (wirkl. Füllung / theor. Becherinhalt). Der Fördergutstrom J_G [t/h] ergibt sich bei einem Schüttgewicht des Fördergutes γ_1 [t/m³] zu:

$$J_G = 3600 V \gamma_1 \varphi v / a.$$

Die Becher laufen meist im geschlossenen Schacht, an dem unten der Aufgabetrichter, oben die Abgabeschurre angebracht ist. Becherform und Abstand mit Rücksicht auf gute Entleerung. Becherinhalt 10 bis 100 Liter; Geschwindigkeit 0,4 bis 1,0 m/s; Füllungsgrad 0,6 bis 0,8 bei kleinstückigem, 0,4 bis 0,5 bei grobstückigem Gut.

C. Baggermaschinen.

Alle Geräte, die sich auf dem Lande fortbewegen sollen als *Trockenbagger*, die auf Wasserfahrzeugen eingebauten als *Naßbagger* bezeichnet werden.

1. Trockenbagger.

a) Mehrzweck (Universal)-Bagger.

Um die Beschaffungskosten für Baggergeräte möglichst niedrig zu halten, wurde der Mehrzweckbagger (auch Umbaubagger) entwickelt: ein auf einem Raupen-, seltener Schienen- oder gummibereiften Fahrzeug angeordneter Drehkran, der durch Auswechslung von Ausleger und Grabgeräten in einen *Hochlöfflbagger*, *Tieflöfflbagger*, *Greifbagger*, *Schürfkübelbagger*, *Schrapper*, ja auch in ein *Planiergerät*, eine *Windenramme*, einen *Stampfer* umgewandelt werden kann. Das Windwerk wird dabei von vornherein so ausgebildet, daß es für alle diese

¹ EHRT: Untersuchungen an fahrbaren Förderbändern für den Baubetrieb. Berlin 1932.

² Z. VDI 79 (1935) S. 1413.

³ „Fördertechnik“ 30 (1937) S. 181.

Kran- und Baggerarten brauchbar ist. Die hauptsächlichsten Umbauformen des Mehrzweckbaggers sind in den Abb. 107 bis 110 (nach Unterlagen der Menck und Hambrock G.m.b.H., Altona-Hamburg) dargestellt.

α) Beim **Hochlöffelbagger** (Abb. 107) wird ein Vollwandausleger verwendet, an dem der Grablöffel mit seinem aus zwei Kastenträgern, 2 Rohren, oder auch nur einem Rohr gebildeten Stiel vorschleubar gelagert ist; durch die Vorschubeinrichtung wird der Löffel in das Grabgut gestoßen und gleichzeitig durch die über den Auslegerkopf geführten Hubseile hochgezogen. Entleeren des Löffels durch (gebremste) Bodenklappe oder Pendelschieber. Der Löffel besitzt auf der Grabseite Reißzähne aus Hartstahl, die oft zum Schutz der Vorderwand über deren ganze Höhe herabgeführt sind. Das Vorschubwerk besteht aus der am Löffelstiel angebrachten Zahnstange, deren Ritzel entweder über Vorgelege durch auf dem Ausleger sitzende Vorschubmaschine (Vorschubmotor), oder vom Hauptwindwerk aus durch Seilzug, Ketten- oder Kegelradübertragung angetrieben wird. Seilvorschub auch ohne Zahnstange möglich.

Kleine Löffelbagger neuerdings mit unmittelbar an dem Ausleger drehbar angelenkten Löffelstiel: Vorstoßen und Rückziehen des Löffels erfolgt durch Wippen des Auslegers.

Üblich sind natürlich auch Hochlöffelbagger, die nur für diesen einen Zweck vorgesehen sind, insbesondere bei Löffelinhalt größer als 3 m^3 (in USA. bis 25 m^3 ; Löffelseiten- und -rückenwand dann aus Leichtmetall).

Antrieb des Hochlöffelbaggers meist (insbesondere wenn Mehrzweckbagger) durch *einen* Dieselmotor, von dem aus durch ein- und ausrückbare Kupplungen alle Bewegungen: Löffelneben- und -senken, Löffelvor- und -zurückziehen, Schwenken, Fahren abgeleitet werden; an Stelle des Dieselmotors auch *ein* Elektromotor; bei Dampftrieb (Dampfkessel vgl. Tabelle 4, S. 1827) außer der Hauptmaschine eigene Löffelvorschubmaschine; bei elektrischem Antrieb auch für jede Bewegung ein Motor, oder aber Heben und Fahren durch denselben Motor (Dreimotorentrieb). Große Löffelbagger werden auch mit dieselektrischem Antrieb ausgerüstet; der Dieselmotor treibt einen Generator, der dann die Einzelmotoren speist, oder aber einen Satz von Gleichstromgeneratoren, von denen jeder den zugehörigen Einzelmotor in Leonardschaltung versorgt; Antrieb des Leonardumformersatzes auch durch einen Drehstrommotor an Stelle des Dieselmotors.

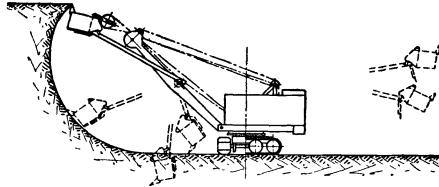


Abb. 107.

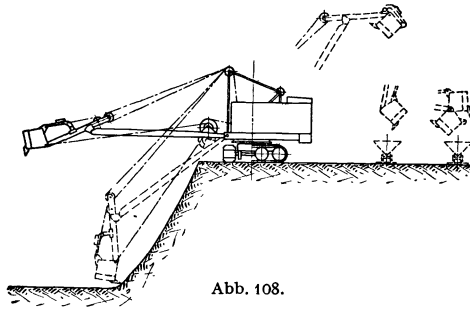


Abb. 108.

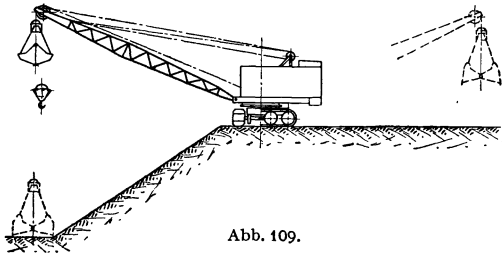


Abb. 109.

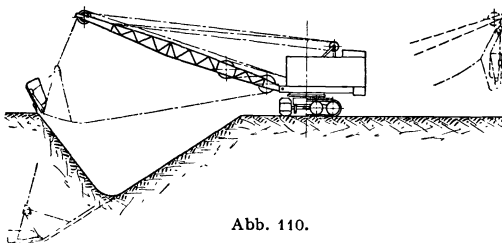


Abb. 110.

Hochlöfflbagger verwendbar für alle Bodenarten, auch für gesprengten Fels, daher verbreitetstes Baggergerät (vgl. auch Erdbau, Abschnitt II B 2).

β) Die Arbeitsweise des bei uns wenig verwendeten **Tieflöfflbaggers** geht aus Abb. 108 hervor; der Löffelstiel ist hier an der Auslegerspitze angelenkt der Löffel selbst am Stiel drehbar. Anwendung für Aushub von Baugruben, Kanälen und Gräben.

γ) Häufiger wieder trifft man den **Greifbagger** (Abb. 109) an, der für Baggerarbeiten bei beengten Platzverhältnissen besonders geeignet ist (Brunnen-ausschachtung, Arbeiten an Ufermauern usw.). Der als Fachwerkträger ausgebildete Ausleger trägt einen Greifer, der für die Baggerung von gewachsenem Boden geeignet ist; er ist meist als Zweischalengreifer, ohne oder mit Reißzähnen, ausgeführt (Abb. 111); Unterteilung der beiden Schalen führt zum Polypgreifer.

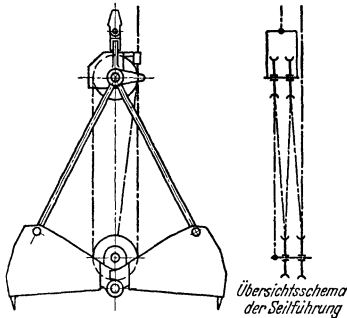


Abb. 111.

Rasches Arbeiten ermöglicht der **Zweiseilgreifer**. Er wird betätigt durch ein Hub- und ein Halteseil, die beide auch paarweise vorhanden sein können („Vierseilgreifer“). Schließ- und Hubbewegung werden durch Anziehen des Hubseils vollführt, während beim Öffnen der Greifer am Halteseil hängt und das Hubseil nachgelassen wird; auch beim geöffneten Senken trägt das Halteseil den Greifer. Das Windwerk erfordert daher 2 Seiltrommeln, die wahlweise miteinander gekuppelt oder abgebremst werden. Zur Erhöhung der Grab- und Schließkraft ist das Hubseil im Greifer durch einen Rollenzug geführt (Abb. 111).

Nur mit Hubseil arbeitet der **Einseilgreifer**; er bedarf zum Öffnen einer besonderen Haltevorrichtung, an der er während des Nachlassens des Hubseils festgehalten wird; sie muß nach dem Entleeren selbsttätig oder von Hand gelöst werden, was den Arbeitsvorgang verzögert.

δ) In Arbeitsweise und Anwendung dem Tieflöfflbagger ähnlich ist der **Schürfkübelbagger (Eimerseilbagger)**, Abb. 110. Der muldenförmige, vorne mit Reißzähnen versehene Schürfkübel wird durch Schürfseil und Hubseil betätigt.

Wird das Hubseil nicht über die Spitze eines Auslegers geleitet, sondern als „Rückzugseil“ um eine auf einem Bock im Gelände verlagerte Rolle umgeführt, so ergibt sich der **Schrappbetrieb**. Das Schrappergefäß besteht nur aus Rücken- und Seitenwänden, ohne Boden und schleift das geschrappte Gut über eine Schurre in die Förderwagen.

Tabelle 5. Förderleistung der Mehrzweckdieselbagger der Demag-Duisburg¹.

Typ	Als Löfflbagger				Als Greifbagger				Als Schürfkübelbagger			
	Löffelinhalt m ³	Schneithöhe m	Arbeitspiele je Minute	Leistung bei 75% Löffelfüllung m ³ /h	Greiferinhalt m ³	Hub- höhe m	Arbeitspiele je Minute	Leistung bei 60% Greifer- füllung m ³ /h	Kübelinhalt m ³	Grab- weg m	Arbeitspiele je Minute	Leistung bei 70% Kübel- füllung m ³ /h
K	0,4	3,0	3,7	65	0,4	4,5	2,5	35	0,4	4,5	2,5	40
E 30	0,6	3,4	3,8	100	0,55	5,5	2,4	48	0,55	5,5	2,4	56
E 31	0,9	4,0	3,5	140	0,8	6,5	2,15	62	0,8	6,5	2,15	72
E 32	1,35	4,75	2,9	175	1,2	7,8	1,8	78	1,2	7,8	1,8	90
E 33	2,0	5,5	2,4	215	1,8	9,3	1,5	97	1,8	9,3	1,5	115

¹ Bei den angegebenen Förderleistungen ist ein mittlerer Schwenkwinkel von 120° zugrunde gelegt und der Inhalt der Abfuhrwagen etwa gleich dem vierfachen Inhalt des Grabwerkzeuges angenommen. — Zur besseren Anpassung der Bagger an die verschiedenen Bodenarten liefert die Demag zu den Löffleinrichtungen nicht nur die in der Tabelle aufgeführten Normallöffel, sondern auch einen um etwa 30% größeren Löffel für leichte Bodenarten und einen um 20% kleineren Löffel für schwere Böden, Steine u. dgl. — Außerdem können unter Verkleinerung der Reichweite auch noch Löffel mit besonders hoher Reißkraft oder solche mit um 50% größerem Inhalt verwendet werden.

Angaben über von der Orenstein u. Koppel AG. gebaute Mehrzweckbagger s. Abschnitt *Erdbau*, Tabelle 7.

b) *Eimerketten-Trockenbagger.*

Zusammenstellung der Ausführungsarten: DIN Berg 2266. Für Bauzwecke kommen nur die kleineren und mittelgroßen Geräte in Frage.

Wie der in Abb. 112 dargestellte *Raupenbagger* (Typ RI der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft) erkennen läßt, sind die muldenförmigen, offenen, mit

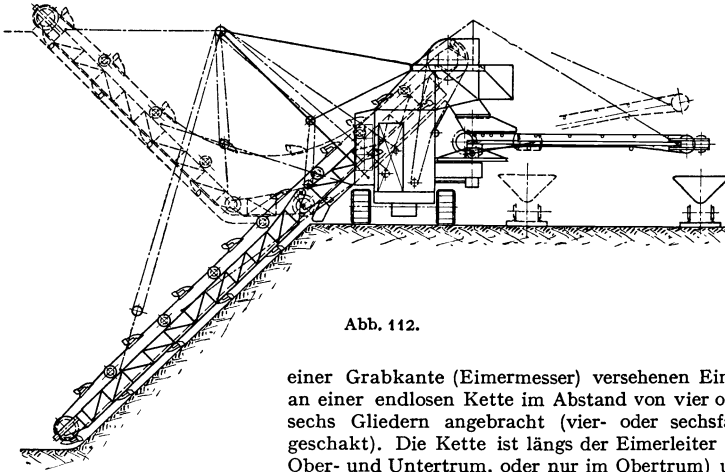


Abb. 112.

einer Grabkante (Eimermesser) versehenen Eimer an einer endlosen Kette im Abstand von vier oder sechs Gliedern angebracht (vier- oder sechsfach geschakt). Die Kette ist längs der Eimerleiter (im Ober- und Untertrum, oder nur im Obertrum) über einen oberen (Antriebs-) und unteren (Umkehr-) Turas geführt. Die Eimerleiter sitzt, für verschiedene Neigungen und meist auch für Tief- und Hochbaggerung einstellbar, und zuweilen mehrfach knickbar, am Baggerhaus. Dieses ist auf Raupenfahrgestellten (Raupenbagger) oder auf Gleisen (Gleisbagger) verfahrbar.

Beim Arbeiten wird die laufende Eimerkette durch ihr eigenes (bei durchhängender Eimerkette) und das Gewicht der Eimerleiter (bei Führung auch im Untertrum) an den Boden gedrückt und gleichzeitig durch die Bagger-Fahrbewegung seitlich vorwärtsbewegt.

Die Eimer schütten am oberen Turas über ihre Hinterkante in einen Schüttrumpf aus. Von da gelangt das gebaggerte Gut durch gesteuerte Klappen auf die hinter dem Bagger auf dem Abfuhrgleis stehenden Wagen (*Seitenschütter*);

Die Eimer schütten am oberen Turas über ihre Hinterkante in einen Schüttrumpf aus. Von da gelangt das gebaggerte Gut durch gesteuerte Klappen auf die hinter dem Bagger auf dem Abfuhrgleis stehenden Wagen (*Seitenschütter*);

Tabelle 6. *Eimerketten-Trockenbagger mit Raupenfahrwerk und Bandausleger* (Lübecker-Maschinenbau-Ges.).

Typ	Eimerinhalt Liter	Baggertiefe bei 45° Böschung m	Abtragshöhe bei 45° Böschung m	Schüttungen je min	Theoretische Leistung m³/h	Wirkl. Leistung		Länge des Förderbandes m	Antriebsleistung (install.) kW ¹	Gewicht ohne Eit-Anlage mit Ballast etwa t	Dienstgewicht etwa t	Mittlerer spezifischer Bodendruck kg/cm²
						in leichtem Boden (90% Eimer- füllung)	in mittelschwerem Boden (75% Eimer- füllung)					
						m³/h	m³/h					
RZ	15	4	3,5	25	22,5	20	17	4	6	7,8	8,8	0,7
RO	15	5	4	35	31,5	28	23	5	9	12	14,3	0,7
RI	25	6	5	32	48	43	36	6	13	18	20,5	0,7
RIV	35	6	5	32	67	60	50	6	20	23	26	0,8
R II	50	7	5,5	30	90	81	67	8	26	35,5	41	0,9
R III	75	8	6,5	30	135	121	100	10	56	48	56	1,0

¹ Typ RZ bis R II mit elektrischem Einmotoren-, Typ R III mit Mehrmotorenantrieb (Hauptfahr- und Bandmotor). Typen RZ bis R III auch mit Dieselantrieb, R II und R III auch mit Dampftrieb.

bei Raupenbaggern ist ein schwenkbares Förderband zwischengeschaltet. Ist das Abfuhrgleis zwischen den Baggerstützen durchgeführt, so spricht man vom *Eintorbagger*; die Anbringung eines 2. Abfuhrgleises ermöglichen der *Doppeltorbagger* und der *Großtorbagger*. Beim *Schwenkbagger* ist Baggerhaus nebst Eimerleiter schwenkbar angeordnet.

Bei Gleisbaggern ist, nach mehrmaligem Schnitt längs der Baggerstrosse, das Gleis (von Hand oder mittels Gleisrückmaschine) zu rücken.

Einsatz des Eimerkettentrockenbaggers für die Bewältigung großer Erdbewegungen. Reiner, nicht zu harter Boden ist Voraussetzung; Baggerplanum muß vorbereitet werden. Er schneidet (bei geführter Eimerkette) saubere, genaue Böschung, daher für Kanalbauten besonders geeignet. In Sonderbauart Anwendung als Grabenbagger.

c) Schaufelradbagger.

Er hat im Baubetrieb noch recht wenig Eingang gefunden; nach seiner eingehenden erfolgreichen Erprobung im Braunkohlentagebau, sowohl in der Kohle als auch im Abraum, verdient er in Zukunft auch häufigeren Einsatz auf Baustellen.

Einfacher Aufbau, verhältnismäßig geringes Gewicht, geringer Leistungsbedarf (elektrischer oder Dieselantrieb), sowie weitgehende Anpassungsfähigkeit zeichnen ihn aus; infolge der stetigen Betriebsweise bewältigt er, insbesondere in gleichmäßigem, nicht backendem Boden, große stündliche Fördermengen.

Auf einem Raupen-, seltener Gleisfahrzeug, ist das Gerät schwenkbar verlagert. Das Schaufelrad sitzt am Ende eines heb- und senkbaren Auslegers; es trägt als Grabwerkzeuge am Umfang die mit Schneidkanten (auch Reißzähnen) versehenen Eimer, die das gebaggerte Gut über unmittelbar an sie anschließende,

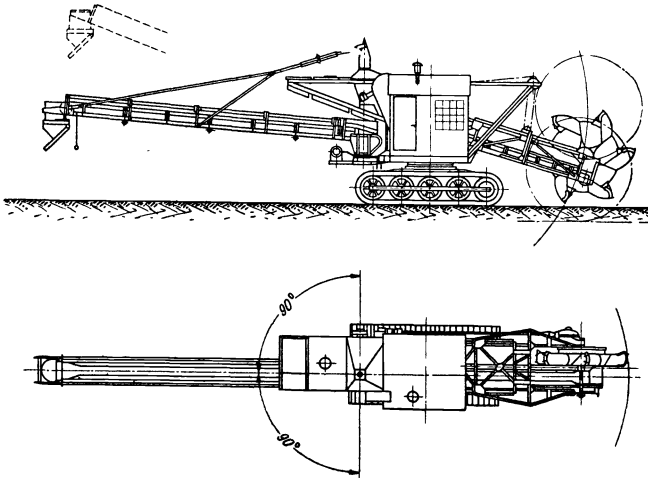


Abb. 113.

im Rad selbst eingebaute Gleitbleche auf das neben dem Rad im Ausleger verlagerte Förderband schütten. Dies gibt es im Baggerhaus auf ein zweites, meist noch gesondert schwenkbares Band ab, von dem es in die Abfuhrwagen gefördert wird (Abb. 113). Das Gerät arbeitet im Hochschnitt.

Eine Art des Schaufelradbaggers stellt der erst 1938 auf den Markt gebrachte Kugelschaufler (Bleichert) dar.

d) Abfuhr des Baggergutes; Absetzer; Planiergeräte.

Das Baggergut wird meist durch Gleisfahrzeuge abgefahren (Spur 600 und 900 mm); bei kleineren Arbeiten in eisernen Mulden-Kipploren von Hand oder

Tabelle 7. Schaufelradbagger (Mitteldeutsche Stahlwerke AG., Lauchhammer).

Größe	Schaufelrad- durchmesser m	Inhalt eines Schaufel- eimers Liter	Theoretische Leistung m ³ /h	Dienst- gewicht etwa t	Fahr- geschwin- digkeit m/min	Install. Leistung PS
R 5 $\frac{50}{0,5}$ · 4	2,5	50	80	18	6 u. 20	30
R 5 $\frac{100}{0,5}$ · 6	3,2	100	160	28	6 u. 20	50
R 5 $\frac{150}{0,5}$ · 8	3,7	150	240	56	8	75

mit Spill, bei großen Mengen und Entfernungen durch Zugförderung in eisernen Mulden-Kipploren, hölzernen oder eisernen Kastenkippern, Selbstentladern (vgl. Abschnitt *Erdbau*, Bodenförderung, Tabelle 11).

Bei Arbeiten mit Greif- und Löffelbaggern ist zur Erzielung guter Leistung Wert auf ein günstiges Verhältnis zwischen dem Inhalt des Grabwerkzeuges und dem der Abfuhrwagen zu legen (1:2 bis 1:4).

Absetzgeräte nehmen das vom Abraumzug herangebrachte und gekippte Baggergut durch eine kurze Eimerkette auf und geben es über einen Förderbandausleger auf die „Kippe“. Einsatz nur bei größten Erdbewegungen.

Einfachste maschinelle Einebnung des gekippten Baggergutes durch *Planierpflüge*, die auf Gleisen selbstfahrend sind oder von einer Lokomotive geschoben werden.

Planiergeräte auch in Verbindung mit Raupenschleppern; so ist z. B. bei der „Planierraupe“ von Menck und Hambrock, Altona-Hamburg (für Einebnungs- und Baggararbeiten mit geringer Abtraghöhe) ein Brustschild an einem Raupenschlepper heb- und senkbar angeordnet. Der Menck-„Schurfwagen“, ein auf Rädern fahrendes, aufricht- und kippbares, birnenförmiges Schürfgefäß wird von einem Raupenschlepper gezogen.

2. Naßbagger¹.

Auf Schiffskörpern aufgebaute *Greifbagger* (selten *Löffelbagger*) dienen zum Austiefen bei beengten Platzverhältnissen (in Hafenanlagen, an Ufermauern, Spundwänden) und bei ungleichmäßigem Baggergrund. Aufnahme des Baggergutes häufig im Schiffsraum selbst.

a) Eimerketten-Naßbagger.

Für den besonderen Zweck der Naßbaggerung entwickelt, sind beim Eimerketten-Naßbagger Schiffskörper und Baggergerät zu einer Einheit verschmolzen. Durch den bei Flußbaggern vorne offenen, bei Seebaggern wegen besserer See- und Fahrtüchtigkeit geschlossenen Schlitz im Schiffskörper (mit geringem Tiefgang) tritt die gerade, heb- und senkbare (bis 45° Neigung) Eimerleiter. Sie trägt auf Leitrollen die oben um den 4- oder 5eckigen Antriebsturas, unten um den 5- oder 6eckigen Umlenkuras umgelenkte endlose, im Untertrum frei durchhängende Eimerkette mit den geschlossenen Eimern (25 bis 800 Liter Inhalt; Füllungsgrad bei Kies und Sand 0,6 bis 0,8); diese graben und schöpfen bei der Umföhrung um den Unterturas und geben das Baggergut am Oberturas in einen Schütttrichter ab; von dort gelangt es durch eine Schurre über das Heck des Schiffes (Hinterschütter) oder wahlweise über die linke oder rechte Bordwand (Seitenschütter Abb. 114) in das Abfuhrfahrzeug (Schute oder Pramm).

Beim Arbeiten ist der Bagger an einem 200 bis 500 m langen Vortau und 2 Seitentauen verankert. Durch eine Winde wird er mit Hilfe der Seitentau über die beabsichtigte Breite des Schnittes geföhrt und nach jedem Schnitt durch Aufwinden des Vortaus etwas gegen den Strom verholt (Scheren).

Der Antrieb der Eimerkette erfolgt über Rutschkupplung, Vorgelege, Riemen von einer Dampfmaschine oder einem Dieselmotor. Verholwinden und Eimerleiterwinde (meist zusammengebaut) werden entweder von der Hauptmaschine aus oder durch kleine Einzelmaschinen angetrieben. Selbstfahrend sind nur Seebagger.

¹ PAULMANN u. BLAUM: Die Naßbagger, 2. Aufl. Berlin 1923.

Abb. 114 zeigt einen Motorkleinbagger (Lübecker Maschinenbau-Ges.) für 25 m³/h; Länge 12,15 m; Breite 4,05 m; Seitenhöhe 1,1 m; Tiefgang 0,65 m; Baggertiefe 4,0 m; Eimerinhalt 25 Liter; Dieselmotor 14 PS.

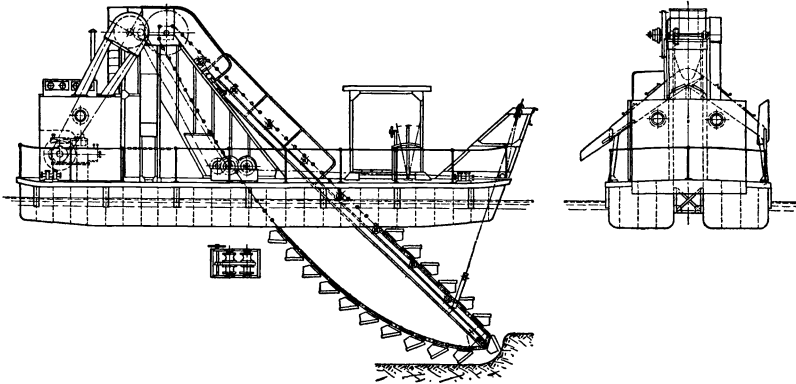


Abb. 114.

Eignung des Eimerketten-Naßbagger für jeden Baggergrund ausgenommen festen Fels. Schneiden einer genauen Sohle. Stündliche Fördermenge bis zu 1000 m³/h. Leistungsbedarf $\approx 0,5$ PSh/m³.

b) Saugbagger.

Bei breiigem Grund büßt der Eimerkettenbagger an Leistungsfähigkeit ein; dann Anwendung des Saugbagger, der auch noch den Vorteil einfacheren Aufbaus bietet. Während der Bagger schert, oder mit eigener Kraft fährt, saugt eine Kreiselpumpe durch das trichterförmige Mundstück eines meist seitlich des Schiffskörpers auf den Grund abgesenkten Rohres das Wasser-Gut-Gemisch (3:1 bis 6:1) an und drückt es durch eine Rohrleitung in eigene Laderäume (Schacht- oder Hopperbagger), eine Abfuhrschute oder an Land. Stündliche Fördermenge bis etwa 1000 m³/h.

Ist der Baggergrund nicht ohne weiteres absaugbar, so wird er vor der Saugöffnung durch einen quirlartigen Fräser gelöst (*Schneidsaugkopf*). Der *FRÜHLINGSche Schleppsaukopf* (Z. VDI 1931, S. 215) schürft auf der Baggersohle, unterstützt durch Druckwasserzufuhr an der Schneidkante; das Saugrohr führt dabei durch einen am Heck offenen Schlitz des Schiffes.

Für wahlweisen Einsatz als Eimerketten- oder Saugbagger je nach dem vorhandenen Baggergrund werden beide Baggerarten auch in einem Schiffskörper vereinigt.

VI. Sondermaschinen für Bauzwecke.

A. Schlag-, Meißel-, Bohr- und Stampfgeräte.

1. Rammen, Felsbrecher, Pfahlzieher.

Die zum Eintreiben von Pfählen aus Holz und Beton, sowie Spundwandisen dienende *Ramme* arbeitet mit folgenden Schlagwerkzeugen:

a) *Mit Freifallbar*. Ein Fallgewicht, der „Bär“, wird längs einer Schienenführung (Läuferruten, Mäkler) an einem Seil von Hand oder durch eine Dampf-, Diesel-, oder Elektrowinde hochgezogen und auf den Pfahl herunterfallen lassen (Fallhöhe bis 4 m, je nach Pfahlwerkstoff).

Bedeutet:

G kg Bärgewicht,
 h m Fallhöhe,
 η Wirkungsgrad der Führung ($\approx 0,9$),
 m kg s²/m Bärmasse ($= G/g$),
 g m/s² Erdbeschleunigung ($= 9,81$),
 v m/s Auftreffgeschwindigkeit ($= \sqrt{2gh\eta}$),

so ist die Schlagarbeit A [mkg] beim Auftreffen des Bären auf den Pfahl:

$$A = G h \eta = m v^2 / 2;$$

und die Schlagleistung N bei n Schlägen je Minute: $N = A n$ [mkg/min].

Die Schlagarbeit wird nur zum Teil für das Eindringen des Pfahles nutzbar; Rest: Stoßverlust und Formänderungsarbeit.

Der Freifallbar wird benutzt bei der *Windenramme ohne Auslösung*: Einleitung der Fallbewegung durch Ausrücken einer Kupplung an der Winde; der fallende Bär muß also Seil und Windwerk bis zur Kupplung mitziehen; dadurch Arbeitsverlust von etwa 10%. Bis zu 10 Schlägen je Minute. Pfahlheben mittels zweiter Trommel. Übliche Umbauform des Mehrzweckbaggers.

Bei der *Windenramme mit Auslösung* ist zwischen Seil und Bär die „Nachlaufkatze“ angeordnet, an der eine durch Seilzug von Hand oder durch Anschlag auslösbare, gewichtsbelastete Klinke die Verbindung zwischen Katze und Bär herstellt. Nur 3 bis 5 Schläge je Minute.

b) Mit Dampfbar. Der als Zylinder ausgebildete Bär wird durch den über dem feststehenden Kolben (beim Menck-Bären durch die hohle Kolbenstange) eintretenden Dampf angehoben und fällt dann frei herunter. Schlagzahl 30 bis 40 je Minute. Dampzufuhr durch Schlauch oder Gelenkrohre.

c) Mit Dieselbar. (Abb. 115, Ausführung Menck und Hambroek G.m.b.H., Altona-Hamburg, nach Prof. SEIDL.)

Der auf dem Pfahl aufsitzende Barunterteil a trägt in sich Brennstoffbehälter und -pumpe und auf seiner Oberseite den festen Kolben b . Zu beiden Seiten des Kolbens sind zwei Führungsstangen c im Unterteil befestigt, an denen der Baroberteil (Fallkörper) d , der die unten offene Zylinderbohrung enthält, auf und ab gleitet. Die Führungsstangen sind an ihrem oberen Ende durch ein Querstück e verbunden. Eingeleitet wird der Rammvorgang durch Hochziehen des Baroberteils mittels des Hilfsquerstücks f durch die Winde und Fallenlassen durch Betätigung der Ausklinkung g . Beim Fallen stülpt sich der Zylinder über den Kolben und verdichtet die Verbrennungsluft unter Erwärmung auf die für die Zündung des jetzt eingespritzten Brennstoffs erforderliche Temperatur (Betätigung der Brennstoffpumpe durch Steuerschiene h und Winkelhebel i). Der bei der Zündung des Brennstoffs und Ausdehnung der Verbrennungsgase entstehende Druck schleudert dann den Fallkörper wieder hoch, wobei die Verbrennungsgase auspuffen und der Zylinder sich mit Frischluft füllt. Schlag und Zündung erfolgen fast gleichzeitig. Fallhöhe des Baroberteils zwischen 600 und 1250 mm veränderbar (je nach Menge des eingespritzten Brennstoffs). Schlagzahl 54 bis 72 je Minute. Schlagleistung etwa gleich der eines Freifallbaren gleichen Fallkörpergewichts und gleicher Fallhöhe. Weicher Schlag.

Der Bar kann an einem Rammgerüst geführt oder frei am Seil hängend Verwendung finden. Brennstoffverbrauch: Bei siebenstündiger reiner Schlagzeit und den in Tabelle 8 aufgeführten Modellen etwa 5,5 bis 20 kg Gasöl; Schmieröl: 1,5 bis 3 kg Motorenöl.

d) Mit Schnellschlagbär (Rammhammer). In dem an Laufnuten geführten oder auch frei an einem Kranseil hängenden Bärzylinder wird ein Schlagkolben (selbsttätig kraftschlüssig mittels Kolbenschieber gesteuert) durch Frischdampf oder Preßluft angehoben, dann durch sein Eigengewicht und das jetzt über ihn tretende Treibmittel nach unten geschlagen. Der Schlag trifft unter Zwischenschaltung eines Amboßbolzens oder unmittelbar auf eine Rammplatte und von da auf den Pfahlkopf. Bis über 200 Schläge je Minute. Demag-Rammhammer Abb. 116.

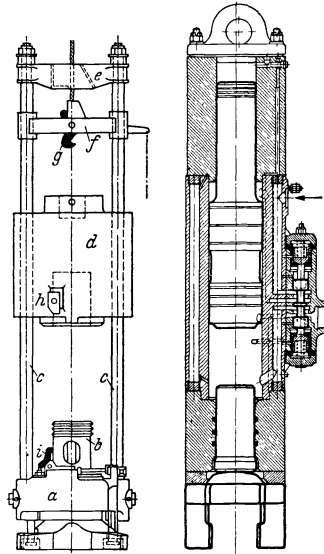


Abb. 115.

Abb. 116.

Die Schlagarbeit in mkg ist hier $A = (G + F p_u) h \eta$, wobei bedeutet:

- G kg Schlagkolbengewicht,
 F cm² oberer (beaufschlagter) Schlagkolbenquerschnitt,
 p_u kg/cm² mittlerer Überdruck beim Schlaghub,
 h m Hub des Schlagkolbens,
 η mechanischer Wirkungsgrad ($\approx 0,95$).

Da die Arbeit je Schlag verhältnismäßig klein ist, wird beim Rammen die Umgebung wenig erschüttert; die Schlagleistung ist groß infolge der hohen Schlagzahl; bei der raschen Schlagfolge ergibt sich auch ein geringerer Eindringwiderstand, da der Pfahl keine Zeit hat, zwischen den einzelnen Schlägen festzukleben.

Eignung des Rammhammers auch für Unterwasserrammen (nur mit Preßluft) und Schrägrammen.

e) Ein *Rammgerüst*, gestaltet aus Stahlrohren durch Schweißung als Dreigurträger, in der Höhe zweimal unterteilt, ist in Abb. 117 dargestellt und in Tabelle 8 in seinen Hauptabmessungen in Verbindung mit verschiedenen Bärarten wiedergegeben (Menck-Rohrgerüstramme).

Die ebenfalls geschweißten, kastenförmigen Laufruten bestehen aus 2 Hälften, an der Stoßstelle verschraubt und am Gerüstkopf und Fuß verschiebbar geführt. Das Gerüst ist mit Hilfe einer Gewindespindel im Verhältnis 1:6 nach vorn und 1:2,5 nach hinten neigbar (für Schrägrammen). Außerdem ist die Ramme durch die Antriebsmaschine verfahrbar und drehbar, und der Laufrutenfuß in Richtung von Windwerk zum Rammbaren verstellbar. Geringe seitliche Verschiebbarkeit des Laufrutenfußes von Hand erlaubt rammen in seitlicher Neigung bis 1:20. Die Ramme ist auch als Kran benutzbar. In Abb. 117 ist sie als Windenramme mit Dieselmotorantrieb und Freifallbär gezeigt.

Beim Umbau des Mehrzweckbaggers in ein Rammgerüst werden die Laufruten an der Auslegerspitze angelenkt und durch eine vom Baggerhaus ausgehende waagrechte Brücke abgestützt.

f) Der in Abb. 116 dargestellte Demag-Rammhammer kann auf einfache Weise in einen *Felsbrecher* umgewandelt werden, indem Rammplatte und Amboßbolzen durch einen Spitz- oder Flachmeißel mit rundem Einsteckende und Haltevorrichtung ersetzt werden. Am Rammgerüst oder Kran hängend dient er zur Beseitigung von Fels (auch unter Wasser) und als Abbruchwerkzeug.

g) Zum Ziehen von Pfählen und Spundwand-eisen wird der von der Demag-A.G., Duisburg in 2 Größen gebaute *Pfahlzieher* verwendet. Er lockert und zieht die Pfähle durch rasch aufeinander folgende nach oben wirkende Schläge, wobei seine Arbeit durch stets straffes Nachziehen des Windenseils, an dem er hängt, unterstützt wird.

Gelegentlich kann (für leichtere Zieharbeit) auch der Rammhammer gebraucht werden, der, jetzt auf den Kopf gestellt am Kran hängend, seine Schläge nach oben ausübt, und sie von der oben liegenden „Rammplatte“ durch zwei seitlich an ihm vorbeigeführte Zuglaschen auf den zu ziehenden Pfahl überträgt.

2. Meißel- und Bohrhämmer.

Wird von dem Werkzeug nur eine schlagende (hin- und hergehende) Bewegung ausgeführt, so spricht man vom *Meißelhammer*, vollführt es außerdem während oder, wie meist, nach jedem Schlag eine (kleine) Drehung, wird es also „umgesetzt“, so heißt das Gerät *Bohrhammer*.



Abb. 117.

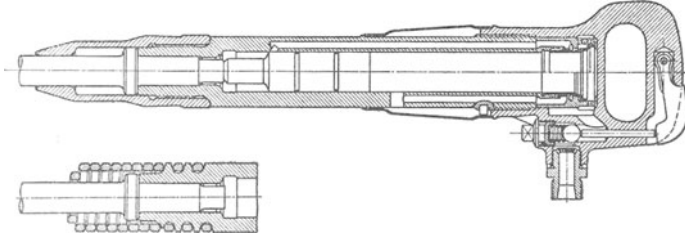
Tabelle 8. Rohgerüststrahlen mit verschiedenen Erbauarten. (Menck und Hambrock G.m.b.H., Altona-Hamburg.)

Rahmenmodell		MR 8	MR 12	MR 18	MR 27	MR 40	MR 60	MR 90
Freifallbar (Windenramme ohne Auslösung)	Barfallgewicht kg	1200	1650	2500	3700	5400	8000	11500
	Schlagzahl je Minute (bei 1250 mm Fallhöhe) etwa m	21	20	19	18	17	16	15
	Nutzhöhe m	13,8	16,4	19,0	22,0	25,4	29,4	34,3
Dampfbar (Fallhöhe 1250 mm)	Bargewicht kg	1200	1700	2550	3800	5400	8200	12000
	Fallgewicht kg	800	1200	1800	2700	4000	6000	9000
	Schlagzahl je Minute etwa m	37	36	36	35	35	34	33
	Nutzhöhe m	12,5	15,0	17,5	20,5	24,0	28,0	33,0
Dieselbar (nach Prof. Seiml) Fallhöhe regelbar zwischen 600 und 1250 mm	Bargewicht kg	1250	1750	2500	3400	5000	—	—
	Gewicht des Baroberteils (Fall- körpers) kg	500	800	1200	1800	2700	—	—
	Schlagzahl je Minute etwa m	72 bis 54	72 bis 54	72 bis 54	72 bis 54	72 bis 54	—	—
	Baulänge insgesamt m	3,1	3,2	3,3	3,5	3,8	—	—
	Nomale } Rammplatte } Länge mm	640	640	700	760	800	—	—
		400	445	505	580	670	—	—
	Nutzhöhe } Breite mm	12,5	15,0	17,5	20,5	24,0	—	—
		1100	1650	2475	3625	5400	8000	—
	Schlagkolbengewicht kg	230	350	535	800	1225	1850	—
	Schlaghub mm	300	330	360	400	440	500	—
Schlagzahl je Minute etwa m	205	175	150	130	110	97	—	
Schnellschlagbar (Rammhammer) Für Dampf von 8—10 atü oder Predluft von mindestens 6 atü	Dampfkesselbezfläche für mehr- stündiges Rammen m ²	7,5	10,0	13,5	17,5	24,5	32,5	—
	Kompressorgroße m ³ /min	5,0	6,5	8,0	11,0	16,0	21,0	—
	Anges. Luftstrom } Normale } Länge mm	560	600	640	700	760	800	—
	Rammplatte } Breite mm	330	375	445	505	580	670	—
		14,1	16,7	19,1	20,0	25,4	29,4	—
	Nutzhöhe m	2,5	2,95	3,4	3,9	4,5	5,15	5,95
	Leistung der Windwerks-Antriebsmaschine (Dampfmasch. Dieselmotor, Elektromotor) } etwa PS	15	20	28	37	50	70	95
	Tragkraft als Kran kg	1400	2000	3200	4600	7000	10000	15000
	Ausladung hierbei m	7,0	8,3	9,65	11,25	13,2	15,4	18,0
		10,25	15,3	22,85	34	50	75	115

a) Meißelhämmer.

Die leichtere Ausführungsform der *druckluftgetriebenen* (4,5 bis 7 atü) Meißelhämmer, der *Pickhammer* dient zu Stemmarbeiten, die schwerere, der *Aufreißhammer* zur groben Abbruch- und Aufreißarbeit.

In dem, mit einer zylindrischen Bohrung versehenen Hammergehäuse gleitet der Schlagkolben hin und her und trifft auf das Einsteckende des Meißel-, Stock-



oder Stempfwerkzeuges; dies wird durch eine Kappe oder Überwurffeder im Hammergehäuse gehalten (Abb. 118, Pickhammer der Flottmann A.G., Herne). Kraftschlüssige Steuerung; Drucklufteinlaß gesteuert durch Rohrschieber (Abb. 118) oder Ventil (Kugel, Teller), Auslaß auch durch Schlagkolben selbst. An- und Abstellen durch Hebel im Griff oder selbsttätig beim Andrücken des Werkzeuges.

Tabelle 9. Pick- und Aufreißhämmer. (Flottmann A.G., Herne.)

	Typ	Ausführung	Ohne Einsteckwerkzeug		Bei 5 atü Luftdruck		
			Gewicht	Länge	Arbeit je Schlag	Schlagzahl je Minute	Luftverbrauch m ³ /min anges. L. etwa
Pickhämmer	CE 07	mit Feder	7,0	415	2,8	1500	0,69
	CE 08	mit Feder	8,9	385	3	1440	0,96
		mit Kappe	9,2	470			
Aufreißhammer	CE 10	mit Feder	10,2	490	4,5	1070	0,99
	CU 37	mit Kappe	10,5	580			
Aufreißhammer	CU 43	mit Halteklinke	35,5	695	7	1250	1,26
			40	790	10	900	1,44

Für die grobe und feine Steinbearbeitung, wie Schlagen von Keillöchern (Spaltlöchern), Ankerben von Blöcken, Spitzen, Stocken, Scharriern usw. wird der *Keillochhammer*, ein besonders für diese Zwecke geeigneter Meißelhämmer, verwendet.

b) Bohrhämmer.

In mittelhartem und hartem Gestein werden Sprenglöcher (bis zu 8 m Tiefe) durch schlagendes Bohren mittels Bohrhämmern eingearbeitet, Abb. 119. Umsetzen des Bohrers erfolgt durch den als Drallspindel ausgebildeten Schlagkolben. Für normale Schlag- und Drehzahl und mittlere Schlagstärke Einkugelsteuerung. Hartsteinhämmer auch mit Rohrschiebersteuerung. Spülung des Bohrloches mittels Druckluft oder Wasser während des Bohrvorganges.

Bei *massivem*, nicht durchbohrtem Schlagkolben Verwendung von Schlangenbohrern für waagrechte und wenig geneigte Bohrlocher, von Vollbohrern für stark ansteigende Bohrlocher, von Sonderbohrern für Wasserspülung bei abwärts gerichteten Bohrlochern; für diese auch Hammer mit *durchbohrtem* Schlagkolben und Hohlbohrer (*blasende* Hämmer); nach unten gerichtete Löcher größerer Tiefen werden zweckmäßig mit *stark blasenden* Hämmern hergestellt, bei denen dem Hohlbohrer die Blasluft ebenfalls durch den durchbohrten Schlagkolben oder durch eine besondere, mittels Drosselscheibe einstellbare Bohrung über die Drallnuten zugeführt wird (wie in Abb. 119, Blasluftbohrung f).

Umsetzvorgang (gemäß Abb. 119): Schlagkolben *a* wird durch Gewinde in Drallmutter *b* geführt, die in einer Richtung drehbar (beim Schlaghub des Kolbens), in der andern durch

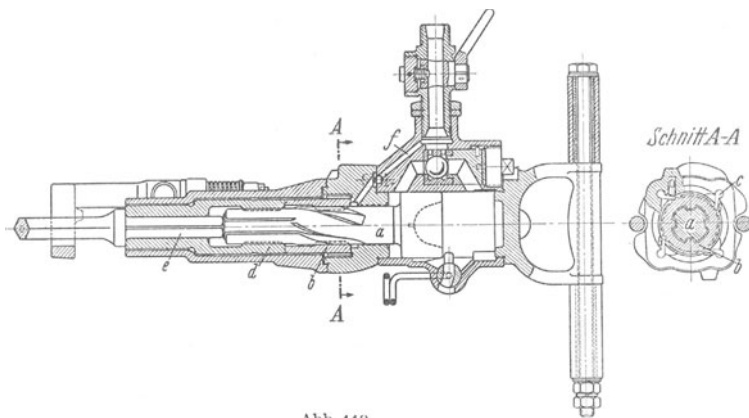


Abb. 119.

Klinken *c* festgestellt ist (beim Rückgang des Kolbens), so daß sie dann den Schlagkolben zur Drehung zwingt, der über die Bohrerhülse *d* den in sie mittels Vierkant eingesteckten Bohrer *e* mitnimmt.

Tabelle 10. Bohrhämmer. (Flottmann A.-G., Herne.)

Typ		Gewicht etwa kg	Bei 5 atü Luftdruck		
			Schlagzahl je Minute etwa	Drehzahl je Minute etwa	Luftverbrauch m ³ /min anges. L.
AT 18	massiv	16,3	1900	340	1,50
	blasend				1,74
	stark blasend	18,9			
AT 26 ¹	stark blasend	26	1700	270	2,46
AN 55	massiv	15,3	1800	320	1,38
	blasend				1,50
	stark blasend	18,0			1,50
AN 75	stark blasend	35,5	1500	270	2,22

¹ Dargestellt in Abb. 119.

Gesamte Bohrlochlänge in 8 Stundenschicht je nach Härte des Gesteins und Bohrlochdurchmesser 6 bis 30 m.

Schwerste Borhämmer werden auf einem Gerüst (Dreibock oder Spannsäule) aufgebaut.

Der Versuch, die Elektrizität als Antriebsenergie zu verwenden, führte zum *Bosch-Elektro-Bohr- und Meißelhammer* (Abb. 120).

Der 2polige Hauptstrommotor *A* (9000 bis 13000 U/min, etwa 600 Watt Leistungsaufnahme) treibt die mit dem Motoranker fest verbundene Hülse *B* an; diese erteilt dem Schlagler *C* — unter Vermittlung der in ihm in radialen Bohrungen sitzenden und infolge der Fliehkraft nach außen strebenden Treibkugeln *D* — durch ihre nach vorn sich vertiefenden Drallnuten die Dreh- und Vorwärtsbewegung; der Schlagler trifft mit seinen Schrägflächen auf die Gegenflächen des Schlagstocks *E* auf, gibt den größten Teil seiner Wucht an ihn und das in ihm steckende Werkzeug ab und wird wieder in die Hülse zurückgestoßen. Schlagstock *E* und damit das Werkzeug erhalten also ebenfalls eine Vorwärts- (Schlag-) und Drehbewegung. Beim reinen Meißeln wird die Drehbewegung durch eine Vierkantführung des Werkzeugschaftes aufgehoben. Die beiden Lüfterräder *F* kühlen sowohl Motor als Drallgetriebe. Arbeit je Schlag bis zu 1,2 mkg.

Beim Bohren tiefer Löcher (bis zu etwa 2 m) Anwendung von Hohlbohrern und Spülkopf. Ausblasluft für das Bohrmehl erzeugt getrenntes Gebläse; auch Wasserspülung möglich.

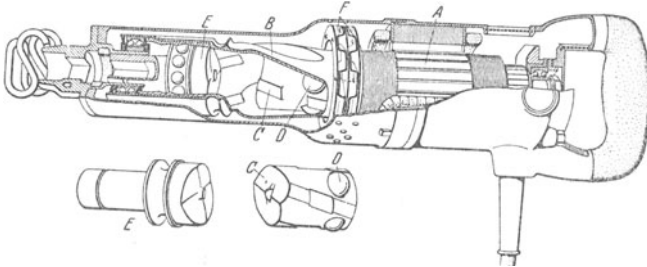


Abb. 120.

Hammerausführungen, bei denen die Drehbewegung des Elektromotors durch ein Kurbelgetriebe in eine schlagende umgewandelt wird, sind in der Entwicklung.

Für weiches Gestein (z. B. für Salz im Kalibergbau) genügt eine rein drehende Bewegung des Bohrers. Antrieb dieser *Drehbohrmaschinen* durch Elektro- oder PreBluftmotor.

3. Stampfgeräte.

a) Fallgewichtstampfer¹.

Eine am Kranseil hängende rechteckige Stampfplatte von 0,6 bis 1,3 m² Grundfläche und 2000 bis 4000 kg Gewicht wird durch Entkuppeln der Windentrommel aus 1 bis 2 m fallen lassen. Anzahl der möglichen Schläge etwa 16 bis 20 bei 1 m Fallhöhe und 12 bis 15 bei 2 m. Verdichtbare Fläche bis zu 200 m²/h. Steuerung des Stampfvorganges durch den Kranführer oder selbsttätig. Als Kran wird häufig der Mehrzweckbagger mit besonderem, kurzen Ausleger benutzt.

Die Horsche Erdstampfmaschine (Menck und Hambrock G.m.b.H., Altona-Hamburg) — ein auf Raupen fahrendes Stampfwerk mit 4 je 1500 kg schweren Stampfern, befestigt an Hebeln, die durch Daumen nacheinander angehoben und freigegeben werden (4 × 20 Schläge in der Minute) — verdichtet in der Stunde 500 bis 600 m² Boden. Fallhöhe einstellbar von 0,5 bis 2 m, Stampfbahnbreite 2,6 m; Arbeitsgeschwindigkeit 0,22 km/h, Marschgeschwindigkeit 2 km/h; Eigengewicht etwa 24 t, Flächenpressung 0,67 kg/cm²; Antrieb durch Dieselmotor 70 PS, 600 U/min. Bedienung 1 Mann. Gutes Durchstampfen von Schüttungen bis 1,2 m.

Nach dem Grundsatz des Ottomotors arbeitende Stampfer (Anheben durch Explosion eines Benzol-Luftgemisches) stellt die Delmag, Eßlingen her. Zum Einstampfen von Rohrgraben und zum Pflastern dienen die bis zu 100 kg schweren „Handexplosionsrammen“, während für größere Bodenverdichtungsarbeiten der „Frosch“ mit 500 und 1000 kg Gewicht verwendet wird. Die schwere Ausführung verdichtet bei 2maligem Überstampfen 120 m²/h, und zwar schweren tonigen Boden bei einer Schütthöhe von 70 bis 80 cm, sandigen noch bei 1,3 bis 1,5 m.

b) Bodenschwingungsrüttler.

Rasch aufeinanderfolgende Schwingungsstöße (1500/min) zur Verfestigung geschütteten Bodens vollführen die Bodenschwingungsrüttler (z. B. Losenhausenwerk). Bei einer Ausführung wird die zwischen den Fahrwerken eines Raupenfahrzeugs verlagerte schwere Stampfplatte über den zu verdichtenden Boden so hinweggeführt, daß das Gesamtfahrzeuggewicht von 30 t bei jeder Schwingung sich einmal auf die Stampfplatte, das andere Mal auf die Fahrtaupen abstützt; Antrieb durch Dieselmotor 100 PS. Als handgeführte Geräte ausgebildete Bodenschwingungsrüttler tragen auf einer kreisförmigen oder rechteckigen Stampfplatte einen durch Diesel- oder Elektromotor angetriebenen Schwingschlagerzeuger.

¹ Z. VDI 79 (1935) S. 1095; 80 (1936) S. 63.

c) Walzen.

Als Bodenverdichter sollen sie ebenfalls unter den Stampfgeräten aufgeführt werden.

Die vorherrschende Bauform ist die *Dreiradwalze*; sie besteht aus dem breiten, durch Zahnsegment und Schneckengetriebe (früher Ketten) lenkbaren Vorder- und zwei dessen Spur gut überdeckende schmalere, im Durchmesser etwas größere, mittels Schwingachsen beweglich gelagerte Hinterräder, zwischen denen der Führersitz angeordnet ist. Der Vorder- und Hinterwalzen verbindende Stahlrahmen trägt die Antriebsmaschine (nebst Kessel), die auf die Hinterräder über Zahnradvorgelege und ein Differentialgetriebe treibt.

Die schweren Walzen mit etwa 20 t Dienstgewicht erhalten *Dampf-antrieb*; Lokomotivdampfkessel mit Überhitzer, darauf liegend Zwillings- oder Verbunddampfmaschine in Zwillingsanordnung für Auspuffbetrieb, Kolbenschiebersteuerung für Vor- und Rückwärtsfahrt. Die leichteren Walzen (3 bis 15 t) werden häufig mit *Dieselantrieb* ausgeführt (normale Ein- und Zweizylindermotoren von 7 bis 40 PS); Fortfall der Anheizzeit, geringer Raumbedarf des Brennstoffs (Übernahme täglich nur einmal), geringer Wasserbedarf (Kühlwasser), dagegen Mehr-gang- und Wendegetriebe erforderlich.

Neuerdings an Stelle des Dieselmotors auch Ottomotor mit Holzgaszerzeuger; benzin- oder benzolgetriebene Ottomotoren nur für kleinste Dienstgewichte.

Leichtere Walzen bis etwa 8 t Dienstgewicht, werden auch als *Zweiradwalzen* gebaut mit zwei gleich großen Walzen (Tandemwalzen) oder einer, das Hauptgewicht tragenden großen, und einer im Durchmesser wesentlich kleineren Walze für die Lenkung; letztere auch unterteilt in zwei Hälften. Anwendung der Tandemwalze hauptsächlich beim Festlegen der Teer- oder Asphaltdecken im bituminösen Straßenbau.

Veränderungsmöglichkeit des Walzdruckes [kg/cm-Walzenbreite] bei allen Bauarten durch teilweise Sand- oder Wasserfüllung der Walzen, Anbringung von Ballastgewichten, Anschrauben von Verbreiterungen an den Hinterrädern, Austausch der Walzen gegen solche anderen Gewichts. Zur Verhinderung des Gleitens sowie zur Erzielung größerer Verdichtungsgrade auch Anklemmen von Greifern und Aufschauben von Rippen auf die Hinterräder.

B. Aufbereitungsmaschinen für Schotter, Splitt, Kies und Sand.

Die formgebende Aufbereitung der Baustoffe erfordert Maschinen für Zerkleinerung, Klassierung (Trennung nach Korngrößen) und Reinigung von unerwünschten Bestandteilen.

1. Zerkleinerungsmaschinen.

a) *Maschinen*

für Grob- und Mittelzerkleinerung.

α) Sowohl für Grob- und Mittel- als auch für Feinzerkleinerung gestaltbar ist der **Kreiselbrecher**. Seine Hauptvorteile sind große Leistung, großer Zerkleinerungsgrad (große Stücke auf feine Kornklassen, z. B. Splitt), erschütterungsarmer Lauf, gleichmäßiger Leistungsbedarf.

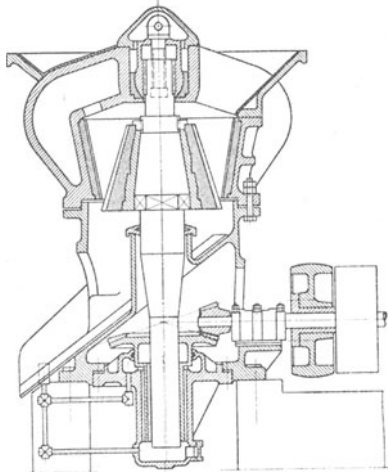


Abb. 121.

Abb. 121 zeigt einen Grobkreiselbrecher Bauart Esch-Werke, Duisburg-Hochfeld. Die Brecherachse ist oben auf einer Kugelfläche gelagert und wird am unteren Ende durch eine exzentrische Buchse über ein Kegelradvorgelege angetrieben; sie vollführt daher mit dem auf ihr befestigten Brechkegel eine taumelnde Bewegung, so daß die enge Stelle des Spaltes zwischen Brechrumpf und Brechkegel während einer Umdrehung der Exzenterbuchse langs des Brecherumfanges wandert, und so das eingebrachte Gut zerkleinert wird. Die aus Manganhartstahl bestehenden, mit Rippen versehenen Arbeitsflächen des Brechrumpfes und Brechkegels sind auswechselbar; ihre Abnutzung kann zunächst durch Höherziehen der Brecherachse samt Kegel ausgeglichen werden. Der Antrieb des Kegelritzels erfolgt vom Elektromotor über einen Riemen

Schleicher, Taschenbuch.

mit Los- und Festscheibe (letztere mit eingebautem Bruchsicherungsbolzen), oder über einen Keilriementrieb, oder unmittelbar über ein Zahnradgetriebe.

Tabelle 11. Grobkreiselbrecher. (Esch-Werke, Duisburg-Hochfeld.)

Modell	KB I	KB III	KB V	KB VII
Brechmauldurchmesser mm	950	1450	2000	2900
Brechmaulweite mm	280	450	600	950
Aufgabestückgröße mm	280 · 450	450 · 650	600 · 900	950 · 1350
Riemen-) Durchmesser mm	800	1300	1600	1800
scheiben / Breite mm	275	400	500	550
Umdr./Minute	400	350	325	300
Leistung in m ³ /Std. je nach				
Material und Spalt	15—25	45—90	80—200	225—375
Leistungsbedarf PS	15—20	35—50	100—150	160—250
Gesamtgewicht kg	11 500	29 000	62 000	135 000

Grob- und Feinzerkleinerung in einer Maschine vereinigt der Doppelkreiselbrecher, bei dem das durch den ersten oberen Brechrumpf und Brechkegel vorgebrochene Gut einem zweiten, unmittelbar darunterliegenden Brechrumpf zufällt und dort von dem auf derselben Achse sitzenden zweiten Brechkegel nachgebrochen wird (z. B. Bauart Humboldt-Deutz).

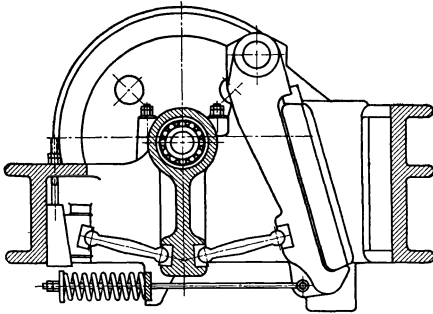


Abb. 122.

β) Der Backenbrecher dient zum Zerkleinern von großen Stücken zu Schotter, von vorgebrochenen Stücken zu Splitt. Bei gleichem Ausbringen an stündlich zerkleinertem Gut, kann er größere Gesteinsstücke verarbeiten als ein Kreiselbrecher. Im allgemeinen daher Anwendung des Kreiselbrechers

bei großen Leistungen, des Backenbrechers bei kleineren Leistungen und großer Aufgabestückgröße.

Ausgeführt wird der Backenbrecher als *Doppelkniehebelbrecher* (Abb. 122) und als *Einschwingenbrecher* (Abb. 123). (Beachte Anwendung von Wälzlagern gemäß Ausführung der Vereinigten Kugellagerfabriken A.-G., Schweinfurt). Bei ersterem beschreibt jeder Punkt der schwingenden Brechbacke einen kleinen Kreisbogen; übliche Ausführungsform für größere Einheiten. Bei letzterem sitzt die, die bewegliche Brechbacke tragende Schwinge unmittelbar auf einem exzentrischen Teil der Antriebswelle; das untere Ende dieser Schwinge wird von einer auswechsel- oder verstellbaren Stütze gegen den Maschinenrahmen abgestützt. Jeder Brechbackenpunkt beschreibt hier eine kleine Ellipse. Anwendung als Nachbrecher für Spliittherstellung (Granulator), auch in fahrbaren Anlagen.

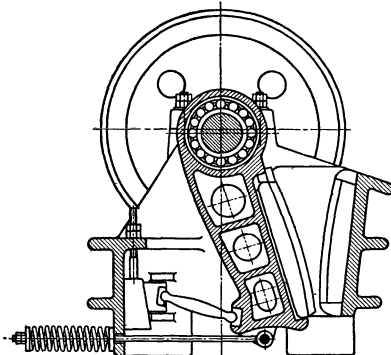


Abb. 123.

Vereinigung von 2 Backenbrechern (Vor- und Nachbrechern) in einer Maschine: *Doppelbackenbrecher*.

b) Maschinen für Feinzerkleinerung.

Zur Herstellung von Betonzuschlagstoffen in Sandfeinheit aus Hartgesteinen sind Feinmahlmaschinen erforderlich.

α) Von Walnußgröße auf feine Körnungen zerkleinern *Glattwalzwerke*; das Gut wird zwischen zwei, in entgegengesetztem Sinne umlaufenden glatten

Zylindern zerquetscht (Zylindermäntel auswechselbar). Antrieb der einen, festverlagerten Walze durch Riemen, Übertragung der Antriebskraft auf die andere durch grobverzahnte Kuppelräder; Abstützung dieser Walze gegen den Maschinenrahmen durch kräftige Federn oder Gummipuffer. Walzenspaltweite einstellbar.

β) Feinste Körnungen werden erzielt durch **Siebkgelmühlen**.

2. Siebe.

Nach Zerkleinerung des Brechgutes Absiebung zum Zwecke der Trennung nach Korngrößen: *Siebtrommeln* und *Flachsiebe*.

a) *Siebtrommeln*.

Die Siebbleche sind auf einem aus Profil- und Flacheisen zusammengesetzten Gerüst auswechselbar angeordnet und bilden ein im Innern glattes Rohr; gußeiserne Einlauf- und Auslaufstücke vermindern die Abnutzung an diesen Stellen. Der auf diese Weise gebildete Trommelkörper wird leicht geneigt verlagert; bei größeren Ausführungen ist dafür am Einlaufende (bei größten auch noch in der Mitte) ein Stahlgußlauftring angebracht, der sich auf Tragrollen abwälzt, während das Auslaufende durch ein Kugeldrucklager gestützt ist.

Kleinere Trommeln haben im Innern Armkreuze, mit deren Hilfe sie auf einer festen Achse gelagert sind.

Antrieb der Trommeln durch einen (am Einlaufende befestigten) Zahnkranz (Stirn- oder Kegelrad), in den das Antriebsritzel eingreift. Je nach Größe macht die Trommel etwa 20 bis 7 Umdrehungen in der Minute (kleine schnell, große langsam).

Zur Erzielung der verschiedenen Korngrößen sind die einzelnen (3 bis 4 oder mehr) Stöße des Siebblechmantels mit verschieden großer Lochung versehen; kleinste Lochung am Einlauf, größte am Auslauf. Um die Trommellänge zu verringern, wird häufig um den ersten Siebblechstoß in geringem Abstand ein weiterer Siebblechmantel gelegt, der dann die feinste Lochung trägt (Übersieb).

b) *Flachsiebe*.

Das alte Handwurfsieb ist in den Flachsiebbauarten mechanisiert.

Bei den einfachen Kurbelschwing- und Schüttelsieben wird die flache Siebblechbahn durch einen Kurbelantrieb in eine verhältnismäßig langsame und großhubige Schüttelbewegung versetzt. Die Siebbahn besteht aus Blechtafeln verschieden großer Lochung, und ist von der Gutaufgabe zum Austrag des nicht mehr absiebbaren Korns hin schwach geneigt.

Für das Absieben feiner Körnungen erweisen sich die Vibrationssiebe als leistungsfähiger. Das ebene oder hier auch oft schwach gewölbte und, in seiner Neigung verstellbare, nur mit einer Lochgröße versehene Siebblech wird in rasch aufeinanderfolgende Kreisschwingungen (1500/Min. und mehr) mit kleinem Schwingungsaussschlag versetzt. Soll eine Absiebung in mehrere Korngrößen erfolgen, so werden mehrere Siebbleche übereinander angeordnet („Mehrdecker“). Anwendung der Vibrationssiebe auch für grobe Körnungen.

3. Kies- und Sandwaschmaschinen.

Dem Kies und Sand anhaftende erdige, lehmige oder tonige Beimengungen müssen vor seiner Verwendung als Betonzuschlagstoff durch Auswaschen entfernt werden.

Die einfachste hierzu verwendbare Maschine, besonders für grobstückiges Gut geeignet, besteht aus einer langsam umlaufenden Blechtrommel mit eingebauter Blechschraube, in der das Waschgut bebraust und dem Wasserstrom entgegengewälzt wird. Im Anschluß an die Waschtrommel ist oft noch eine Siebtrommel angebaut.

Für geringe und leicht abspülbare Beimengungen sind Maschinen im Gebrauch, bei denen ein innen und außen mit einer Blechschraube versehener Siebzyylinder in einem Blechtrog gedreht und so das Waschgut unter Wasser entgegen dessen Stromrichtung bewegt wird; gleichzeitig erfolgt hierbei eine Trennung nach zwei Körnungen.

Bei stark mit Lehm und Ton verunreinigtem Material, stellt die Waschmaschine der Excelsior-Maschinenbau-Gesellschaft Stuttgart ein Hilfsmittel zur Erlangung reiner Zuschlagstoffe dar. Die Maschine besteht aus zwei Teilen: im ersten Teil wird das aufzugebene Gut mit Wasser aufgeschlämmt, im zweiten der aufgeschlämmte Lehm oder Ton vom Sand und Kies abgespült.

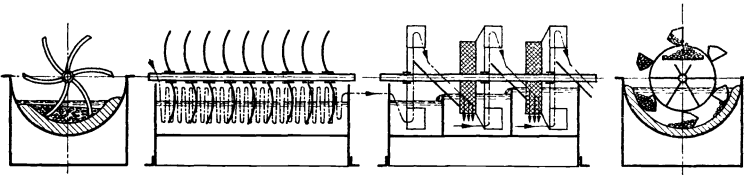


Abb. 124.

Abb. 124 gibt Längs- und Querschnitte durch eine Excelsior-Waschmaschine grundsätzlich wieder. Im linken Teil (Schwertauflöser) besorgen die türkensäbelartig geformten Rührarme eine innige Mischung von Wasser und Waschgut, somit ein gutes Zerreiben und Aufschlammern der Beimengungen, und unterstützen gleichzeitig die Bewegung des Gutes mit dem Wasserstrom. Der rechte Teil (Stufenwascher) besteht aus mehreren, auf einer gemeinsamen Welle sitzenden Becherrädern, denen kurze Siebtrommeln vorgebaut sein können. Jedes Becherrad bewegt sich in einer Trogkammer, die von der nächsten durch eine nach dem Austrag zu jeweils höhere Zwischenwand getrennt ist; diese dient gleichzeitig als Überfall für Waschwasser und verhindert, daß schmutziges Wasser zurückfließt. Das Waschgut läuft in Pfeilrichtung, das Waschwasser hier im Gegenstrom.

C. Geräte zur Mischung und Förderung von Beton.

1. Betonmischmaschinen.

Die Mischung von Zement, Zuschlagstoffen und Wasser zum fertigen Beton erfolgt in einem Blechtrog oder einer Blechtrommel, entweder im stetigen Betrieb (Durchlaufmischer) oder in aussetzender Arbeitsweise (Periodenmischer). Je nachdem, ob das Mischen durch ein Rührwerk im feststehenden oder auch noch selbst (entgegen gesetzt) umlaufenden Trog zwangsläufig erfolgt, oder aber im Innern der sich drehenden, mit Blecheinbauten versehenen Trommel allein durch den freien Fall vor sich geht, unterscheidet man *Zwangsmischer* oder *Freifallmischer*. Am häufigsten trifft man den periodisch arbeitenden Freifallmischer an.

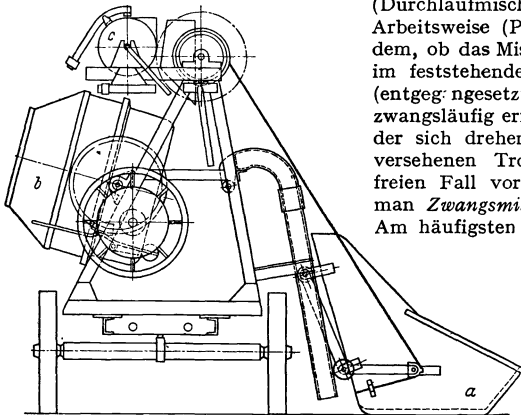


Abb. 125.

Als Beispiel für einen Periodenfreifallmischer ist in Abb. 125 ein JÄGER-Schnellmischer (Voegele A.G., Mannheim) wiedergegeben. Beschickaufzug *a*, Mischtrommel *b* und Wasserzumeßbehälter *c* sind nebst dem Antriebsmotor (Elektromotor, Ottomotor, Dieselmotor) oder bei Riemenantrieb nebst einer Voll- und Losscheibe auf einem fahrbaren Gerüst untergebracht. Die Mischtrommel ist in der Mischstellung gezeichnet und wird vom Antriebsmotor um ihre Längsachse

trieb nebst einer Voll- und Losscheibe auf einem fahrbaren Gerüst untergebracht. Die Mischtrommel ist in der Mischstellung gezeichnet und wird vom Antriebsmotor um ihre Längsachse

mit 22 bis 16 U/min gedreht. Durch das ebenfalls sichtbare Handrad wird sie ausgekippt oder in Beladestellung gebracht. Das Gerät wird für 100 bis 750 Liter Trommelfüllung gebaut und ergibt bei 40 bzw. 30 Füllungen in der Stunde 4 bis 23 m³/h fertigen Beton. Erforderliche Motorleistung: 2 bis 15 PS. Für Straßenbetonierungsarbeiten wird die Trommel auf eine die Breite der Fahrbahn überspannende Fahrbühne gesetzt und für noch größere Füllungen ausgeführt (z. B. 1250 Liter).

Bei den stetig arbeitenden Durchlaufmischern für Großbaustellen werden die in Bunkern getrennt nach Korngrößen lagernden Zuschlagstoffe und das Bindemittel selbsttätig abgemessen (Abmeßbänder) und zugeführt (Sammelband).

2. Geräte zur Förderung von Beton.

Die zu wählenden Fördergeräte richten sich nach dem Flüssigkeitszustand des Betons.

Gußbeton ist zähflüssig, so daß seine Förderung durch die Schwerkraft in unter 20 bis 30° geneigten Rohren, abgedeckten Blechrinnen von halbrundem oder halbelliptischem Querschnitt, möglich ist. Fließgeschwindigkeit des Betons 1 bis 3 m/s; der Rohrquerschnitt kann durch den Betonstrom etwa bis zur Hälfte ausgenutzt werden.

Das Rinnensystem wird mittels Drahtseilen, teilweise auf besonderen (schwenkbaren) Rinnenträgern („Fliegern“), am fest oder auch fahrbar angeordneten Gießmast bzw. Gießturm befestigt und von an bzw. in ihm laufenden Aufzugskübeln unter Zwischenschaltung eines Bunkers mit dem Gußbeton versorgt. Inhalt der außenlaufenden Gießmastkübel (bis zu vier an einem Mast) bis etwa 0,6 m³; der Aufzugskasten im Gießturm wird bis zu 2 m³ Inhalt ausgeführt. Aufzugsgeschwindigkeiten von 0,5 bis 2 m/s.

Beispiel einer Gießturmanlage: Aufzugskubelinhalt 1 m³, Aufzugsgeschwindigkeit 1,2 m/s, erforderliche Motorleistung etwa 50 kW; Turmhöhe 50 m, Arbeitsradius 40 m, Betonierhöhe 20 m, Förderleistung etwa 50 m³/h.

Eine andere Verteilungsmöglichkeit des Gußbetons ergibt sich durch die Kombination der Gießrinnen mit einer Kabelkrananlage. Das Rinnensystem wird beispielsweise an einem besonderen Trageisil verfahrbar und heb- und senkbar angeordnet und durch den Kübel des Kabelkrans beschickt. Einfacher wird die Anlage, wenn der Kabelkran ein durch ihn selbst aufnehmbares und versetzbares Verteilungssystem bedient, das aus einem leichten Stahlgerüst mit Einschüßtrichter und Abflußrinnen besteht.

Erdfeuchter und weicher Stampf- bzw. Rüttelbeton werden von der Mischanlage zum Verwendungsort häufig in Rollbahnwagen befördert und dort mittels Gleitschurren eingefüllt. Bei Entmischung durch lange Förderwege ist vor dem Einbringen Durchgang durch eine Nachmischtrommel erforderlich. Auch die Förderung über normale fahrbare Bandförderer ist stark verbreitet. Bei Hochbauten werden Turmdrehkrane zum Einbringen des Betons herangezogen.

In Sonderfällen werden festliegende oder fahrbare *Betonierbrücken in Holzbauweise* erstellt, auf denen die Mischgutloren verkehren; auch die Ausrüstung solcher Brücken mit Förderbändern ist denkbar.

Weicher Beton kann auch mit der *Betonpumpe* (Torkret G.m.b.H. Berlin), einer Kolbenpumpe, auf Entfernungen bis zu etwa 200 m und lotrecht bis zu etwa 40 m gefördert werden. Größtes Korn 40 mm; Förderleistung bis 10 m³/h.

Druckluft von 2,5 bis 3,5 atü wird als Fördermittel bei der *Torkret-Zementkanone* benutzt. Das durch ein Zellenrad stetig eingeschleuste *trockene* Mischgut (Korngröße bis 10 mm) wird vom Druckluftstrom erfaßt und durch einen Gummischlauch nach der Spritzduse getrieben. Dort wird kurz vor dem Austritt das erforderliche Wasser zugeführt und der fertige Brei mit großer Geschwindigkeit (etwa 60 bis 80 m/s) gegen die Auftragsflächen gespritzt. Das Verfahren gibt einen sehr dichten, festen und gut haftenden Beton Auftrag (Auskleidung von Tunneln, Schutzüberzug von Bauteilen).

VII. Elektrotechnik¹.

A. Grundlegende Begriffe und Formeln der Starkstromtechnik.

1. Einheiten und Formelzeichen².

Tabelle 12. (Technisch-internationales Maßsystem mit Ohm, Ampere, Zentimeter und Sekunde als Grundeinheiten.)

Formelzeichen	Begriff	Einheiten	
		Zeichen	Benennung
R	Elektrischer Widerstand	Ω	Ohm
I	Elektrische Stromstärke	A	Ampere
U	Elektrische Spannung	V	Volt
E	Elektromotorische Kraft (EMK)	V	Volt
G	Elektrischer Leitwert ($1/R$)	S	Siemens
Q	Elektrizitätsmenge	C, As	Coulomb = Ampersek.
		Ah	Amperestunde
A	Elektrische Arbeit	J, Ws	Joule = Wattsekunde
		kWh	Kilowattstunde
N	Elektrische Leistung	W, kW	Watt, Kilowatt
		VA	Voltampere
L	Induktivität (Koeffizient der Selbstinduktion)	H	Henry
C	Elektrische Kapazität	F	Farad

Nach dem *Reichsgesetz*, betreffend die elektrischen Maßeinheiten vom 1.6.1898, dessen Festlegungen seit 1908 international gültig sind, ist:

Das *Ohm* (Ω) die Einheit des elektrischen Widerstandes. „Es wird dargestellt durch den Widerstand einer Quecksilbersäule von der Temperatur des schmelzenden Eises, deren Länge bei durchweg gleichem, einem Quadratmillimeter gleich zu achtenden Querschnitt 105,3 cm und deren Masse 14,4521 g beträgt.“

Das *Ampere* (A) die Einheit der elektrischen Stromstärke. „Es wird dargestellt durch den unveränderlichen elektrischen Strom, welcher bei dem Durchgange durch eine wässrige Lösung von Silbernitrat in einer Sekunde 0,001118 g Silber niederschlägt.“

Das *Volt* (V) die Einheit der elektromotorischen Kraft. „Es wird dargestellt durch die elektromotorische Kraft, welche in einem Leiter, dessen Widerstand ein Ohm beträgt, einen elektrischen Strom von einem Ampere erzeugt.“

2. Grundgesetze und Wirkungen des elektrischen Stromes.

a) Ohmsches Gesetz.

$$I = \frac{U}{R}; \quad U = I \cdot R; \quad R = \frac{U}{I} \quad (\text{Abb. 126})^3.$$

Bei Gleichstrom stets gültig; bei Wechselstrom für Effektivwerte nur, wenn $\cos \varphi = 1$, sonst, wenn für R der Scheinwiderstand eingesetzt wird.

Der *elektrische Widerstand* R [Ω] eines Leiters ergibt sich aus seinem (gleichbleibenden) Querschnitt q [mm^2], seiner Länge l [m] und seinem *spezifischen Widerstand* ϱ [$\Omega \text{ mm}^2/\text{m}$] (oder spezifischem Leitwert $\kappa = 1/\varrho$ [$\text{Sm}/\text{mm}^2 = \text{m}/\text{mm}^2 \Omega$]) zu:

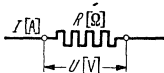


Abb. 126.

$$R = \varrho l/q \quad \text{oder} \quad R = \frac{l}{\kappa q}.$$

R ist außerdem temperaturabhängig; in dem praktisch wichtigen Temperaturbereich ist genau genug:

$$R_{\text{bei } t^\circ \text{C}} = R_{\text{bei } 20^\circ \text{C}} \cdot [1 + \alpha (t - 20)].$$

α heißt *Temperaturkoeffizient* (Änderung des spezifischen Widerstandes je 1°C bei 20°C).

¹ *Vorschriftenbuch* des Verbandes Deutscher Elektrotechniker, 24. Aufl. Berlin 1937.

² Zusammenstellung nach den Veröffentlichungen des Ausschusses für Einheiten und Formelzeichen (AEF).

³ Für die Abbildungen werden die in DIN-Taschenbuch 2: „Schaltzeichen und Schaltbilder“ festgelegten Symbole verwendet.

Tabelle 13. Spezifischer Widerstand ρ und Temperaturkoeffizient α bei 20° C.

Leiterwerkstoff	Spezifischer Widerstand	Temperaturkoeffizient
Kupfer	0,0175 = 1/57	0,0040
Aluminium	0,030 = 1/33,3	0,0040
Eisen	0,13 = 1/7,7	0,0045
Nickelin	0,4 = 1/2,5	0,0002
Konstantan	0,5 = 1/2	praktisch 0
Bogenlampenkohle	50 bis 100	negativ!

b) Kirchhoffsche Gesetze: Stromverzweigung bei Gleichstrom.

Am Verzweigungspunkt zufließende Stromstärke = abfließende Stromstärke; bei n Zweigen (Abb. 127, $n = 3$): $I = I_1 + I_2 + \dots + I_n$.

Die Zweigströme verhalten sich umgekehrt wie die Zweigwiderstände: $I_1/I_2 = R_2/R_1$; $I_2/I_3 = R_3/R_2$; usw.

Der Gesamtwiderstand R der Verzweigung folgt aus: $1/R = 1/R_1 + 1/R_2 + \dots + 1/R_n$ (Parallelschaltung von Widerständen; für hintereinander geschaltete Widerstände gilt dagegen: $R = R_1 + R_2 + \dots + R_n$).

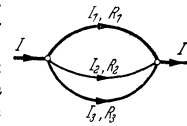


Abb. 127.

c) Joulesche Wärme (Leistung).

Die beim Durchtritt eines Stromes I durch einen Widerstand R aufzuwendende elektrische Leistung ist $N = I^2 R$ [Watt]; sie wird verlustlos in Wärme umgesetzt. Die in t Sekunden erzeugte Wärmemenge ergibt sich aus der Arbeit $A = I^2 R t$. [Joule, Wattsekunden] und dem Umrechnungsfaktor $1 \text{ J} = 1 \text{ Ws} = 0,239 \cdot 10^{-3} \text{ kcal}$ zu: $Q = 0,239 \cdot 10^{-3} \cdot I^2 R t$ [kcal].

Gültig für Gleich- und Wechselstrom; gleiche Wärmewirkung gibt die Grundlage für die Definition der „Effektivwerte“ bei Wechselstrom. Nutzung der Wärmewirkung des elektrischen Stromes in Heiz- und Kochgeräten, zur Schweißung, bei Huttenprozessen, in der Elektromedizin.

Bei Gleichstrom ist die elektrische Leistung auch gegeben durch $N = I U$ [W]; die Arbeit durch $A = I U t$ [Ws] oder (als Wärmemenge) $Q = 0,239 \cdot 10^{-3} \cdot I U t$ [kcal]. Praktisch Angabe der Leistung in kW (1 kW = 1000 W), der Arbeit in kWh (1 kWh = 3 600 000 Ws).

d) Chemische Wirkung.

Beim Durchgang von Gleichstrom durch Lösungen (und Schmelzen) von Säuren, Basen und Salzen (Elektrolyte) tritt eine Ionenwanderung ein, und zwar der Kationen (Wasserstoff-, Metallionen) mit dem Strom nach der Kathode, der Anionen (Sauerstoff-, Halogen-, Säurerestionen) nach der Anode. Die Stoffausscheidung G [mg] in der Zeit t [s] durch einen Strom I [A] ist: $G = g I t$ (Gesetz von FARADAY); g [mg/As], „elektrochemisches Äquivalent“, die durch eine Elektrizitätsmenge von 1 As abgeschiedene Stoffmenge in mg.

Es ist z. B. für Kupfer $g = 0,329$; Silber $g = 1,118$; Wasserstoff $g = 0,0104$.

In einem Element wandern bei Schließung des Stromkreises Wasserstoff und Metalle zwar wider mit dem Strom, aber an den Pluspol (Stromrichtung innerhalb eines Elements umgekehrt wie innerhalb einer elektrolytischen Zelle).

e) Magnetische Wirkungen.

α) Jeden stromdurchflossenen Leiter umgibt ein magnetisches Feld. Sichtbarmachung durch Eisenfeilspäne, die sich zu Linien ordnen (magnetische Feldlinien); Tangente an Feldlinie gibt in jedem Punkt die Richtung der dort herrschenden Kraft, der magnetischen Feldstärke an, daher auch „Kraftlinien“

- Bedeutet: w Windungszahl einer Spule,
- I [A] Strom in jeder Windung,
- l [cm] Länge des Feldlinienweges in der Spule,

so ist die magnetische Feldstärke (im technischen Maßsystem) gegeben durch $\mathfrak{H}' = w I/l$, also durch die Anzahl der „Amperewindungen“ je cm Feldlinienweg [A/cm].

Elektromagnetische Feldstärke auch vorstellbar durch Anzahl der Feldlinien, die durch 1 cm^2 einer sie senkrecht schneidenden Fläche hindurchtreten (Feldliniendichte, Feldlinien/cm²); hierbei ordnet man der *elektromagnetischen Einheit* der Feldstärke [Oersted] eine Feldlinie/cm² zu. Zusammenhang: Feldstärke ausgedrückt in Oersted: $\mathfrak{H} = 0,4 \pi \mathfrak{H}' = 1,257 \mathfrak{H}'$.

β) Wechselwirkung zwischen magnetischen Feldern. Im Magnetfeld eines stromdurchflossenen Leiters wird ein beweglicher Magnet in Richtung der Feldlinien abgelenkt.

Amperesche Schwimmerregel: Man schwimme mit dem Strom, blicke nach dem Nordpol des Magneten, strecke den linken Arm seitlich aus, so gibt dieser die Richtung an, in die der Nordpol gedrückt wird.

Umgekehrt wird ein beweglicher, stromdurchflossener Leiter durch das Feld eines festen Magneten abgelenkt.

Linke-Hand-Regel. Innere Handfläche den vom Nord- zum Südpol laufenden Feldlinien entgegenhalten, Fingerspitzen dabei in Stromrichtung zeigend; abgespreizter Daumen gibt Bewegungsrichtung des Leiters an.

Schließlich tritt auch zwischen stromdurchflossenen Leitern eine Kraftwirkung auf: elektrodynamische Wirkung.

Parallele stromführende Leiter ziehen sich an bei gleicher, stoßen sich ab bei entgegengesetzter Stromrichtung; gekreuzte wollen sich so parallel stellen, daß Stromrichtung in beiden dieselbe wird.

γ) Magnetische Induktion. Wird in ein Feld von der Stärke \mathfrak{H} weiches Eisen gebracht, so nimmt die Zahl der Linien im Eisen stark zu (Induktionslinien, Kraftlinien), da Eisen größere magnetische Leitfähigkeit (Permeabilität μ) hat als Luft. Die magnetische Induktion (\mathfrak{B} [Gauß] im elektromagnetischen Maßsystem) oder die Induktionsliniendichte (Induktionslinien/cm²) ist: $\mathfrak{B} = \mu \mathfrak{H}$; $\mu_{\text{Luft}} = 1$; μ_{Eisen} keine Unveränderliche, sondern stark abhängig von \mathfrak{H} . Im technischen Maßsystem wird die Induktion \mathfrak{B}' in Vs/cm² ausgedrückt (wenig üblich); $1 \text{ V s/cm}^2 = 10^8 \text{ Gauß}$.

Die Abhängigkeit zwischen \mathfrak{B} und \mathfrak{H} oder \mathfrak{B} und wI/l für eine bestimmte Eisensorte gibt die Magnetisierungskurve, die durch Messung aufgenommen wird (Abb. 128, *a* für Dynamoblech, *b* für Grauguß¹); mit zunehmender Induktion wird μ kleiner, schließlich bringt Verstärkung von \mathfrak{H} nur noch unwesentliche Zunahme der Induktionslinien/cm² (Sättigung).

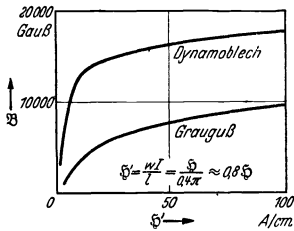


Abb. 128.

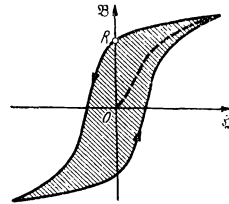


Abb. 129.

Gesamtzahl der Induktionslinien an einer Stelle eines Körpers vom Querschnitt q [cm²] heißt *magnetischer Induktionsfluß* $\Phi = \mathfrak{B} q$ [Maxwell]; im technischen Maßsystem $\Phi' = \mathfrak{B}' q$ [Vs]; $1 \text{ Vs} = 10^8 \text{ Maxwell}$.

Magnetische Induktion hinkt hinter den magnetisierenden Amperewindungen nach: *Hysteresis*. Bei vollem Ummagnetisierungsvorgang daher für Zu- und Abnahme von \mathfrak{H} zwei verschiedene Kurven für \mathfrak{B} : Hysteresisschleife (Abb. 129). Inhalt der Schleife gibt Ummagnetisierungsarbeit (Hystereseverlust, der sich in Wärme verwandelt; klein bei weichem Eisen). Für $\mathfrak{H} = 0$ wird $\mathfrak{B} = \overline{OR}$: *Remanenz*.

Wechselndes magnetisches Feld erzeugt im Eisen außerdem *Wirbelströme*, ebenfalls als Erwärmung und bei Eisenkernen von elektrischen Maschinen als Arbeitsverlust fühlbar. Herabsetzung der Wirbelstromverluste durch vielfache Unterteilung der dem wechselnden Induktionsfluß ausgesetzten Eisenkerne parallel zur Richtung der Induktionslinien; Aufbau aus 0,3 bis 0,5 mm starken Blechen, durch Papierzwischenlagen isoliert.

¹ Gezeichnet nach Werten der Tabelle 10, „Hütte“, 26. Aufl., Bd. 2, S. 973.

δ) Die in sich geschlossenen Induktionslinien bilden in den nacheinander sie durchsetzenden Körpern den **magnetischen Kreis**. Beim *eisengeschlossenen* magnetischen Kreis (z. B. beim Transformator) verlaufen fast sämtliche Linien im Eisen, nur wenige schließen sich durch die Luft (*Streuung*). Bei umlaufenden elektrischen Maschinen muß der Fluß des magnetischen Kreises auch kurze Luftzwischenräume überbrücken (Luftspalte).

Mit gegebener Amperewindungszahl wird im magnetischen Kreis möglichst großer Induktionsfluß erzielt durch Eisen hoher Permeabilität (μ) und reichlichen Querschnitts (q), sowie möglichst kleine Luftspalte.

Anwendung der magnetischen Wirkungen des elektrischen Stromes zur Erzeugung der magnetischen Felder in elektrischen Maschinen, bei Lasthebemagneten, Bremslüftmagneten, sowie bei elektrischen Meßinstrumenten.

f) *Spannungserzeugende Induktion*¹.

Ändert sich der mit einem Leiterkreis von w Windungen verkettete magnetische Induktionsfluß Φ [Maxwell] mit der Zeit t [s], so wird in dem Leiterkreis eine Spannung (EMK) induziert: $E = -w \cdot \frac{d\Phi}{dt} \cdot 10^{-8}$ [V]. Tritt diese Änderung durch Relativbewegung mit der Geschwindigkeit v [cm/s] zwischen einem magnetischen Feld von der Liniendichte \mathfrak{B} [Gauß] und einem Leiter von einer im Felde liegenden Länge l [cm] ein, so gilt auch: $E = -\mathfrak{B} \cdot l \cdot v \cdot 10^{-8}$ [V], wobei \mathfrak{B} , l , v im Raum zueinander senkrecht stehende Richtungen aufweisen müssen, andernfalls ihre Projektionen auf ein solches Koordinatensystem einzusetzen sind.

Letztere Schreibweise des Induktionsgesetzes auch ausdrückbar durch: 1 Volt entsteht durch je 10^9 Kraftlinienschnitte in der Sekunde. Die Stromstärke ergibt sich dann aus dem Widerstand des Leiterkreises gemäß dem Ohmschen Gesetz.

Diese von FARADAY entdeckte Induktionswirkung bildet die Grundlage für die Stromerzeugung in elektrischen Maschinen; Magnetpole werden an feststehenden Spulen vorbeibewegt (oder umgekehrt), so daß in diesen, nun von einem sich ändernden Induktionsfluß durchsetzten Spulen eine Spannung induziert wird.

Ein sich änderndes, magnetisches Feld ist auch dann vorhanden, wenn sich in einem stromdurchflossenen Leiter die Stromstärke (Augenblickswert i) mit der Zeit (t) ändert: z. B. beim Ein- und Ausschalten eines Gleichstromkreises; in jedem Wechselstromkreis. Dadurch wird in dem Leiter selbst eine EMK induziert, die dieser Änderung entgegenwirkt: *Selbstinduktion*; Augenblickswert: $e = -L \cdot \frac{di}{dt}$; L heißt *Induktivität* (Koeffizient der Selbstinduktion) [Henry]. Ein Leiter hat die Induktivität 1 Henry, wenn eine Stromstärkenänderung von 1 A/s in ihm eine Spannung von 1 V hervorruft.

Nur bei *eisenfreien* Spulen ist L eine Unveränderliche. Selbstinduktion bei geradem Leiter sehr gering, bei Spulen beträchtlich (L abhängig von w^2), mit Eisenkern noch erheblich größer (Öffnungsfunk bei Unterbrechung des Stromkreises von Erregerspulen, Elektromagneten).

g) *Elektrisches Feld, Kondensator*.

Werden zwei metallische, durch ein *Dielektrikum* (Luft, Öl, ölgetränktes Hartpapier, Glimmer, Hartporzellan) voneinander isolierte Körper (deren einer auch die Erde sein kann) an eine Spannung U gelegt, so entsteht zwischen ihnen ein elektrisches Feld (darstellbar durch Feldlinien, deren Dichte als Maß für die Feldstärke dient). Technische Einheit der Feldstärke \mathcal{E} : 1 V/cm.

Abb. 130 zeigt beispielsweise das elektrische Feld zwischen 2 an der Spannung U liegenden Platten, die sich mit den Oberflächen F [cm²] im Abstand a [cm] gegenüberliegen; Feldstärke $\mathcal{E} = U/a$ [V/cm].

Übersteigt die Feldstärke einen bestimmten Wert (Durchschlagsfestigkeit), so wird die Isolation durchschlagen. Durchschlagsfestigkeiten: Luft von 1 ata und 0°: ≈ 30000 V/cm (wird größer bei Druckerhöhung und Temperaturerniedrigung); Transformatoröl ≈ 100000 V/cm; Hartporzellan bis 200000 V/cm.

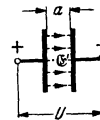


Abb. 130.

¹ Meist „Induktion“ schlechthin genannt; hier „Spannungserzeugende Induktion“, um Verwechslung mit „Magnetischer Induktion“ auszuschließen.

Die Elektrizitätsmenge (Ladung) Q , die die Körperanordnung, der *Kondensator*, aufnimmt, ist proportional der angelegten Spannung U : $Q = C U$; Proportionalitätsfaktor C heißt *Kapazität*.

Da im technischen Maßsystem Q in As, U in V gemessen wird, ist die Einheit der Kapazität 1 As/V; sie heißt 1 Farad. Da ein Kondensator mit der Kapazität 1 Farad sehr groß wäre, rechnet man in der Technik mit Millionstel-Farad (Mikrofarad = μF).

Beim Plattenkondensator (Abb. 130) beträgt die Kapazität $C = \frac{\epsilon F \cdot 10^{-9}}{36 \pi a}$ [μF]. ϵ heißt Dielektrizitätskonstante, für Luft = 1, sonst meist 2 bis 5.

Starkstromkondensatoren bestehen aus Aluminium- oder Kupferfolien mit Zwischenlagen aus getränktem Hartpapier. Die Belege sind parallel geschaltet: $C_{\text{gesamt}} = C_1 + C_2 + C_3$, bei Hintereinanderschaltung von Kondensatoren gilt $1/C_{\text{gesamt}} = 1/C_1 + 1/C_2 + \dots$ (vgl. dagegen parallel bzw. hintereinander geschaltete Widerstände S. 1879).

Bei Aufladung eines Kondensators durch Anlegen an Gleichspannung fällt Ladestrom vom Anfangswert sehr rasch auf Null ab; bei Wechselspannung (Augenblickswert u) fließt dauernd ein Strom, dessen Augenblickswert der zeitlichen Änderung von u proportional ist: $i = C \frac{du}{dt}$; er eilt der Spannung um 90° vor (vgl. Wechselstromkreis mit kapazitivem Widerstand).

3. Wechselstrom.

a) Augenblicks-, Scheitel- und Effektivwerte.

Ein in kurzen, regelmäßig wiederkehrenden Zeitabschnitten (Perioden) sich nach Stärke und Richtung ändernder Strom (Augenblickswert i [A]) heißt *Wechselstrom*. $i = f(t)$, Abb. 131. Scheitelwert i_0 [A] (bei Sinusform = Amplitude). Dauer einer Periode: T [s]. Anzahl der Perioden je Sekunde: Frequenz $f = 1/T$ [1/s oder Hertz (Hz)]; f meist 50 Hz ($T = 1/50$ Sekunde); für Bahnstrom $f = 16\frac{2}{3}$ Hz.

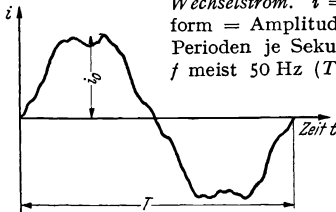


Abb. 131.

Voraussetzung für wechselnden Stromverlauf ebensolcher Spannungsverlauf, wenn auch Stromkurve gegen Spannungskurve meist zeitlich verschoben (Phasenverschiebung): Augenblickswert u ; Scheitelwert u_0 (bei Sinusform = Amplitude).

Auflösung der periodischen Funktionen $u = f(t)$ oder $i = f(t)$ nach FOURIER (S. 61) in sinusförmige Grund- und Oberschwingungen. Darstellung der Wechselstromkurven durch *einfache* Sinusform üblich, wenn auch in Wirklichkeit meist mehr oder weniger durch Oberschwingungen überlagert.

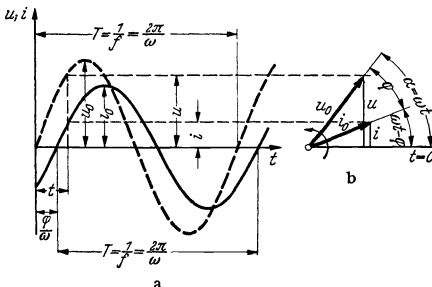


Abb. 132 a u. b.

In Abb. 132a und b ist *sinusförmiger Wechselstrom* wiedergegeben, Strom gegen Spannung in Phase verschoben. Die Zeiger-(Vektor-) Darstellung der Sinusfunktion in Abb. 132b führt zum Begriff der elektrischen Winkelgeschwindigkeit oder der *Kreisfrequenz* $\omega = 2 \pi f$; ($\alpha = \omega t = 2 \pi f t$; für $t = T = 1/f$ ist nämlich der Winkel $\alpha = 360^\circ = 2 \pi$, also $\omega T = 2 \pi$ oder $\omega/f = 2 \pi$). Es gilt:

$$u = u_0 \sin \alpha = u_0 \sin \omega t$$

und

$$i = i_0 \sin (\alpha - \varphi) = i_0 \sin (\omega t - \varphi).$$

Der Zeiger des Stromes eilt in der Abb. 132a und b dem Zeiger der Spannung nach um den Winkel φ oder um die Zeit φ/ω Sekunden (vgl. Wechselstromkreis mit induktivem Widerstand).

Effektivwerte. Derjenige Mittelwert der Wechselstromaugenblickswerte, der für die Berechnung von Arbeit und Leistung zugrunde zu legen ist, muß die gleiche Wärme- und elektrodynamische Wirkung ergeben, wie ein Gleichstrom derselben Größe; es ist der quadratische Mittelwert oder Effektivwert:

$$I = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T i^2 dt.}$$

Entsprechend gilt für den Effektivwert der Spannung:

$$U = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T u^2 dt.}$$

Die Meßinstrumente zeigen die Effektivwerte an; man meint sie immer, wenn im Sprachgebrauch von Wechselstrom(stärke) I und Wechselspannung U die Rede ist. Darstellung durch gerichtete Strecken (Zeiger, Vektoren), die den Winkel der Phasenverschiebung einschließen.

Bei Sinusform (nur dann) ergibt sich: $I = i_0/\sqrt{2}$ und $U = u_0/\sqrt{2}$.

b) Phasenverschiebung.

Besteht die Belastung eines Wechselstromkreises nur aus Glühlampen (reiner Ohmscher Widerstand), Abb. 133 a, so gehen die Augenblickswerte von Strom und Spannung gleichzeitig durch Null und erreichen gleichzeitig ihre Höchstwerte: Strom und Spannung sind „in Phase“; keine Phasenverschiebung der beiden schwingenden Größen gegeneinander; Darstellung durch die Effektivwerte in Abb. 133 b.

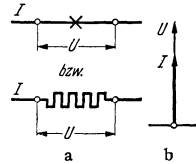


Abb. 133 a u. b.

Beim Vorhandensein von reiner Selbstinduktion (Spule mit vernachlässigbar kleinem Ohmschen Widerstand) geht der Augenblickswert des Stromes erst dann durch Null, wenn derjenige der Spannung seinen Höchstwert erreicht hat; der Zeiger des Stromes eilt dem Zeiger der Spannung um 90° nach, Phasenverschiebung $\varphi = 90^\circ$ (Abb. 134 a und b).

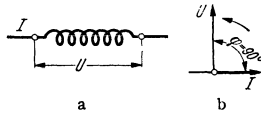


Abb. 134 a u. b.

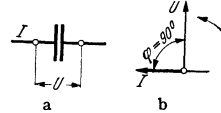


Abb. 135 a u. b.

Befindet sich nur ein Kondensator im Wechselstromkreis, so eilt der Zeiger des Stromes dem der Spannung um 90° vor; Phasenverschiebung $\varphi = 90^\circ$, Abb. 135 a und b.

Bei gemischter Belastung stellt sich eine bestimmte Phasenverschiebung φ des Stromes gegenüber der Gesamtspannung ein, je nach der Größe des vorhandenen Ohmschen, induktiven und kapazitiven Widerstandes.

c) Wirk- und Blindwerte von Spannung und Widerstand; Scheinwiderstand.

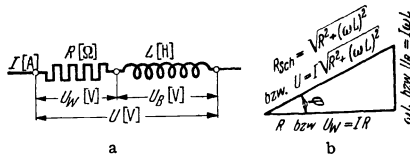


Abb. 136 a u. b.

Besteht die Belastung eines Wechselstromkreises aus Widerständen mit Selbstinduktion (Abb. 136a) (Motoren, gemischte Belastung aus Glühlampen und Motoren), so ist ein Teil der angelegten Spannung U erforderlich, um den Ohmschen Widerstand R zu überwinden (Wirkspannung $U_W = IR$), ein anderer um der Selbstinduktion das Gleichgewicht zu halten (Blindspannung $U_B = I \omega L$). R heißt auch

„Wirkwiderstand“, $\omega L = R_B$ „Blindwiderstand“ (letzterer frequenzabhängig, da $\omega = 2\pi f$). Der gesamte Wechselstromwiderstand R_{Sch} , der „Scheinwiderstand“ ist dann (Abb. 136b) $R_{Sch} = \sqrt{R^2 + (\omega L)^2}$, und der Strom $I = U/R_{Sch}$.

Ist außer R und L noch Kapazität C vorhanden (Kabel, Kondensatoren), so ist $R_B = \omega L - \frac{1}{\omega C}$, ($\frac{1}{\omega C}$ = Blindwiderstand eines Kondensators);

$$U = I \sqrt{R^2 + \left(\omega L - \frac{1}{\omega C}\right)^2}; R_{Sch} = \sqrt{R^2 + \left(\omega L - \frac{1}{\omega C}\right)^2}.$$

d) Wirk- und Blindwerte von Stromstärke, Leistung und Arbeit; Scheinleistung, Scheinarbeit; Leistungsfaktor.

Bei den üblichen Belastungsverhältnissen ist der Strom I gegen die Spannung U in Phase verschoben; für die Leistung kommt aber nur die mit U gleichphasige

Stromkomponente in Betracht: *Wirkstrom* $I_W = I \cos \varphi$; die andere, um 90° gegen die Spannung verschobene Komponente (als Induktionsstrom oder bei Kapazität als Ladestrom wirkend), heißt *Blindstrom* $I_B = I \sin \varphi$; (Abb. 137); $I = \sqrt{I_W^2 + I_B^2}$; $\text{tg } \varphi = I_B/I_W$.

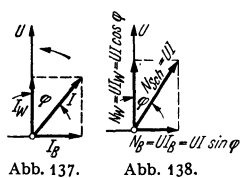


Abb. 137.

Abb. 138.

Die *Leistung*, auch *Wirkleistung* in Watt (vom Wattmeter angezeigt) eines (einphasigen) Wechselstroms ist $N = UI \cos \varphi$; $\cos \varphi$ heißt *Leistungsfaktor*.

Blindleistung $N_B = UI \sin \varphi$, *Scheinleistung* $N_{Sch} = UI$ in VA. Zeichnerisch Leistungen in Abb. 138.

Hieraus ergibt sich für die elektrische Arbeit [Ws]: *Wirkarbeit* (vom üblichen Zähler gezählt): $A = \int UI_W dt$; *Blindarbeit* (nur von besonderem Blindarbeitszähler gezählt): $A_B = \int UI_B dt$; *Scheinarbeit*: $A_{Sch} = \int UI dt$.

Ermittlung des Leistungsfaktors durch Messung von Stromstärke I [A], Spannung U [V] und Leistung N [W] aus $\cos \varphi = N/(UI)$, oder unmittelbar durch $\cos \varphi$ -Messger. Bei Motoren und Transformatoren wird $\cos \varphi$ kleiner (schlechter) mit abnehmender Belastung. Bei Wechselstromerzeugern $\cos \varphi$ nur von Art der Netzbelastung abhängig; Baustellennetze $\cos \varphi$ meist nur $\approx 0,5$ (wichtig für Transformatoren- und Leitungsbemessung). Guter $\cos \varphi$ erstrebenswert, weil bei gegebener Spannung Erzeugung und Fortleitung einer bestimmten Wirkleistung mit geringster Stromstärke (geringstem Leiterquerschnitt) erfolgen soll. $\cos \varphi$ -Verbesserung durch Kompensierung des (infolge Vorhandenseins von Spulen und Eisen) meist nachteilenden Blindstroms mittels voreilendem Blindstrom: Aufstellung von Kondensatoren oder übererregten Synchronmotoren (Phasenschieber).

Da für die Bemessung der Wicklungen von Stromerzeugern und Transformatoren die vom Quadrat der Stromstärke (I^2) abhängige Erwärmung maßgebend ist, wird ihre Belastungsfähigkeit durch die Scheinleistung (in kVA) angegeben. Der Verbrauch der Antriebsmaschine von Stromerzeugern (z. B. an Dampf bzw. Kohle bei Dampfmaschinen, Öl bei Dieselmotoren) richtet sich nach der Wirkleistung; der Leistungsbedarf N_{Zu} [kW] eines Stromerzeugers mit

dem Gesamtwirkungsgrad η ergibt sich also zu: $N_{Zu} = \frac{U I \cos \varphi}{(1000 \eta)}$;

(bei Drehstrom: $\sqrt{3} UI \cos \varphi / (1000 \eta)$, vgl. Absatz f).

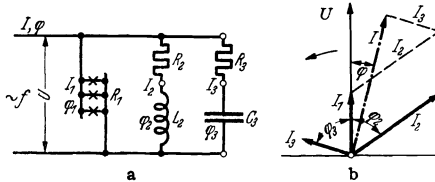


Abb. 139 a u. b.

e) Zusammensetzung von Wechselströmen.

In Abb. 139a ist ein allgemeiner Fall der Belastung eines Wechselstromkreises durch reinen Ohmschen Widerstand R_1

(Glühlampen), einer Spule mit Ohmschem Widerstand R_2 und Selbstinduktion L_2 (etwa Motor), und einem Kondensator mit Ohmschem Widerstand R_3 und Kapazität C_3 wiedergegeben. Durch die 3 Verbraucher fließen die Ströme I_1, I_2, I_3 , die gegen die Spannung U um die Winkel $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ verschoben sind. Der Gesamtstrom I und seine Phasenverschiebung φ gegen U ergibt sich aus der vektoriellen Summierung der Einzelströme (Abb. 139b).

Sind z. B. die Werte R_1, R_2 und L_1, R_3 und C_3 bekannt, so ergeben sich die Ströme und Phasenverschiebungswinkel aus folgenden Beziehungen:

$$I_1 = U/R_1; \quad I_2 = U/\sqrt{R_2^2 + (\omega L_1)^2}; \quad I_3 = U/\sqrt{R_3^2 + \left(\frac{1}{\omega C_3}\right)^2};$$

$$\varphi_1 = 0; \quad \text{tg } \varphi_2 = \omega L_1/R_2; \quad \text{tg } \varphi_3 = \frac{1}{\omega C_3 R_3}.$$

Die Werte für φ_2 und φ_3 , sowie die Scheinwiderstände $\sqrt{R_2^2 + (\omega L_1)^2}$ und $\sqrt{R_3^2 + \left(\frac{1}{\omega C_3}\right)^2}$ der beiden Zweige können auch durch Zeichnung von Hilfsdreiecken (gemäß Abb. 136b) mit R_2 und ωL_1 , bzw. R_3 und $\frac{1}{\omega C_3}$ als Katheten ermittelt werden.

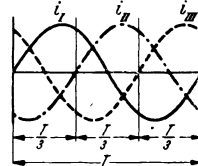


Abb. 140.

f) *Drehstrom.*

Vorherrschende Form des Wechselstroms in der Starkstromtechnik ist der *Drehstrom*, eine Mehrphasenanordnung, bestehend aus drei Einphasensystemen, deren Wechselströme um je $\frac{1}{3}$ Periode (120°) gegeneinander versetzt und miteinander in Stern- (Y) oder Dreieckschaltung (Δ) verkettet sind.

Summe der Augenblickswerte der Ströme und Spannungen gleich Null (Abb. 140). Durch die Verkettung nur 3 statt 6 Leitungen erforderlich. Bei Sternschaltung Anordnung eines vierten, bei gleichmäßiger Belastung der 3 Hauptleiter (und sinusförmigem Strom) stromlosen Sternpunktleiters (Nulleiters).

Dreieckschaltung (Abb. 141): U , Spannung (Spannung zwischen 2 Hauptleitern = Spannung in Einphasensystem); I Strom in einem der Hauptleiter; $I/\sqrt{3}$ Strom in Einphasensystem.

Sternschaltung (Abb. 142): U , Spannung (Spannung zwischen 2 Hauptleitern,

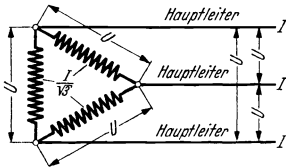


Abb. 141.

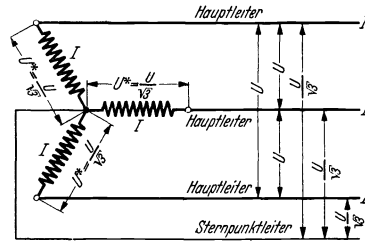


Abb. 142.

hier auch „Dreiecksspannung“); I Strom in einem der Hauptleiter; $U/\sqrt{3} = U^* =$ Spannung in Einphasensystem, „Sternspannung“.

Leistung bei *beiden* Schaltungen: $N = \sqrt{3} U I \cos \varphi$ (gleich 3mal Leistung eines Einphasensystems, also $3 \cdot U \cdot (I/\sqrt{3}) \cos \varphi$ oder $3 \cdot (U/\sqrt{3}) I \cos \varphi = 3 U^* I \cos \varphi$). φ , Phasenverschiebung aller Stromvektoren gegenüber U .

Drehstromniederspannungsnetze meist mit 4. Leiter (Sternschaltung des Stromerzeugers). Spannung 380 V, Sternspannung 220 V. Motoren zwischen die 3 Hauptleiter, Glühlampen in möglichst gleicher Anzahl jeweils zwischen 1 Hauptleiter und Sternpunktleiter (Nulleiter).

Vorteile des Drehstroms: Für Fortleitung derselben Leistung geringerer Leitungsquerschnitt als bei Gleich- oder Einphasenwechselstrom; einfachere, daher billigere Motoren.

B. Stromerzeuger.

Gemäß Abschnitt A 2f beruht die Stromerzeugung in elektrischen Maschinen auf der Wechselwirkung zwischen magnetischem Feld und relativ zu ihm bewegten, der Führung der induzierten Spannung und des Stromes dienenden Leiterwicklungen. Das magnetische Feld wird hervorgerufen durch die mit Gleichstrom gespeisten *Erregerwicklungen*, die mehr oder minder ausgeprägte Pole umschließen.

1. Wechselstromerzeuger.

a) Aufbau und Wirkungsweise.

Sie werden meistens als *Innenpolmaschinen* ausgeführt, d. h. der d e Erregerwicklung tragende Teil (Läufer) dreht sich innerhalb der zu induzierenden, aus isolierten Leitern bestehenden Wicklungen, die in Nuten des vom Gehäuse getragenen „Ständers“ untergebracht sind. Die Zuführung des Gleichstroms für die Erregung erfolgt über zwei Schleifringe auf der Läuferwelle, von einer Gleichstromquelle aus (meist unmittelbar angebauter Gleichstromerzeuger, „Erregermaschine“). Entnahme des erzeugten Wechselstroms (Ein- oder Mehrphasenstroms) durch feste Klemmen am Gehäuse (vorteilhaft bei hohen Spannungen). Ständer und Läufer sind zur Herabsetzung der Wirbelstromverluste aus dünnen Blechen mit Papierzwischenlagen aufgebaut (vgl. Abschnitt A 2 e γ).

Zusammenhang zwischen Läuferdrehzahl n [1/min], Frequenz des erzeugten Wechselstroms f [1/s] und Polpaarzahl p :

$$f = p n / 60.$$

Größtmögliche Drehzahl der Läuferwelle bei Frequenz 50 Hz und 1 Polpaar daher 3000 U/min.

Wirkungsgrad von 0,7 bei kleinsten, bis 0,95 bei großen Maschinen. Verluste durch Ummagnetisierung, Luft- und Lagerreibung (Leerlaufverluste); dazu bei Belastung Stromwärme- und Wirbelstromverluste.

Da für Auslegung der Maschinen neben der Spannung Erwärmung durch den Gesamtstrom maßgebend, Angabe ihrer Leistung in kVA. Bisher größte Maschinen 100 000 kVA; größte Spannung normal 6300 V, aber auch bis 15 000 V.

b) *Betriebseigenschaften* eines einzelnen Erzeugers: Frequenz bestimmt durch Drehzahl. Spannung an den Abnahmeklemmen in erster Linie abhängig von Erregerstromstärke; bei Belastung Spannungsverlust in der Ständerwicklung durch deren Ohmschen Widerstand und Selbstinduktion; Rückwirkung des Ständerfeldes auf das vom Erregerstrom erzeugte Hauptfeld je nach Phasenverschiebung, schwächend bei nacheilendem Strom, verstärkend bei voreilem Strom, und damit spannungsvermindernd oder -verstärkend. Daher zur Konstanthaltung der Spannung bei wechselnder Belastung Nachregelung der Erregerstromstärke durch Betätigung des „Magnetreglers“ (Widerstand im Erregerstromkreis) von Hand oder selbsttätig (Schnellregler).

c) Parallelschalten und Zusammenarbeiten von Wechselstromerzeugern.

Zwei Wechselstromerzeuger können dann parallel geschaltet werden, wenn sie gleiche Effektivspannungen, genau gleiche Frequenz und zwischen den beiden Spannungsschwingungen keine Phasenverschiebung aufweisen. Bei Drehstromerzeugern muß außerdem die Phasenfolge übereinstimmen.

Prüfung der gleichen Effektivspannung mittels Voltmeter (Einregeln durch Änderung des Erregerstroms), der gleichen Frequenz durch Frequenzmesser (regeln der Drehzahl der Antriebsmaschinen), der Phasengleichheit durch Phasenlampen oder Nullvoltmeter (Nachregeln der Drehzahl einer Antriebsmaschine), und bei Drehstrom der Phasenfolge durch Drehfeldrichtungsanzeiger (bei gleichbleibender Leitungsanordnung nur nach Montage erforderlich, eventuell vertauschen der Zuleitungen zum Parallelschalter).

Schaltung einer Phasenlampe in Abb. 143: Dunkelschaltung; bei Phasengleichheit sind die Augenblickswerte der beiden Spannungen gleich und heben sich in bezug auf die Lampe auf; in diesem Zeitpunkt des *Synchronismus* der beiden Erzeuger Parallelschalter einlegen!

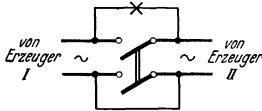


Abb. 143.

Nach dem Parallelschalten wird der Synchronismus der parallel geschalteten Erzeuger selbsttätig aufrechterhalten, sie bleiben „im Tritt“. Die Belastung wird von den einzelnen Erzeugern übernommen, je nach Regelung der Energiezufuhr zur Antriebsmaschine (z. B. bei einer Dampfturbine der Dampfzufuhr durch Verstellen des Reglers), nicht durch Ändern der Erregerstromstärke; dies brächte nur eine Veränderung des zwischen den Maschinen fließenden Blindstroms mit sich.

2. Gleichstromerzeuger.

a) Aufbau und Wirkungsweise.

Im Gegensatz zu den Wechselstromerzeugern werden die Gleichstromerzeuger als *Außenpolmaschinen* gebaut. Die Erregerwicklungen sind daher auf Polkörpern aufgebracht, die im Gehäuse befestigt sind („Magnetgestell“), während die zu induzierende Leiteranordnung in Nuten des sich drehenden *Ankers* untergebracht ist. Er wird zur Herabsetzung der Wirbelstromverluste aus dünnen Blechen mit Papierzwischenlagen gebildet. Die in den einzelnen Leitern der Ankerwicklung induzierten Wechselspannungen ergeben Wechselströme, die durch den auf der Ankerwelle sitzenden *Kollektor* (Kommutator, Stromwender) gleichgerichtet und durch Kohlebürsten abgenommen werden.

Die Versorgung der Erregerwicklungen mit Gleichstrom kann erfolgen aus einer fremden Stromquelle (Fremderregung), oder durch den vom Erzeuger selbst gelieferten Strom (Selbsterregung), wobei der Vorgang durch den Restmagnetismus des Magnetgestells eingeleitet wird. Je nachdem, ob der gesamte erzeugte Strom oder nur ein Teil davon die Erregerwicklungen durchfließt, unterscheidet man Hauptstrom- oder Nebenschlußmaschinen; werden beide Möglichkeiten gleichzeitig angewandt, so hat man die Verbundmaschine. Der übliche Gleichstromerzeuger ist in Deutschland die Nebenschlußmaschine.

In Abb. 144 ist die Schaltung eines Gleichstromerzeugers mit Nebenschluß-Erregerwicklung grundsätzlich wiedergegeben. *A—B* Ankerwicklung; *C—D* Erregerwicklung; *t, s, q* Klemmen des im Erregerstromkreis liegenden Regelwiderstandes (Magnetregler). Belastung dargestellt durch Glühlampen. Der Ausschaltkontakt *q* ist mit *A* verbunden, so daß der beim Ausschalten der Erregerwicklung in ihr entstehende Selbstinduktionsstromstoß sich im Kreis *qACDs* totläuft, wodurch der Öffnungsfunke stark abgeschwächt, und eine sonst auftretende hohe, die Isolation der Erregerwicklung gefährdende Spannung vermieden wird.

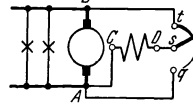


Abb. 144.

Fließt in der Ankerwicklung Strom (bei Belastung des Erzeugers) so entsteht ein das Hauptfeld nach der Drehrichtung des Ankers hin verzerrendes Ankerquerfeld und ein die Wirkung des Hauptfeldes schwächendes Gegenfeld (*Ankerückwirkung*). Zum Ausgleich des Querfeldes und zur einwandfreien Stromwendung bei einer für alle Belastungen gleichbleibenden Bürstenstellung werden vom Ankerstrom durchflossene *Hilfs-* oder *Wendepole* zwischen den Hauptpolen angeordnet (Klemmenbezeichnung *G—H*). Aufhebung der Wirkung des Ankerquerfeldes auch durch eine auf den Hauptpolen unterzubringende *Kompensationswicklung*.

Die Gleichstromerzeuger werden für die normalen Netzbetriebsspannungen von 110, 220, 440 V ausgelegt; 500 V für Straßenbahnnetze; 1000, 1200, 1500, 2000, 3000 V für elektrische Bahnen. Zur Deckung des Spannungsabfalls in den Verteilungsleitungen wird die Maschinenspannung etwa 5% höher gewählt.

Die Drehzahl richtet sich nach der der Antriebsmaschine.

Der Wirkungsgrad bei Nennlast ist bei kleinen Erzeugern (1 kW) etwa 0,75, bei größeren und größten bis 0,9 und 0,95; er sinkt bis zu $\frac{3}{4}$ Last und $\frac{1}{4}$ Last nur wenig. Erforderliche Antriebsleistung $N = U I / (\eta \cdot 736)$ [PS].

b) *Betriebseigenschaften* des fremd oder im Nebenschluß erregten Gleichstromerzeugers. Wird der mit gleichbleibender Drehzahl laufende Erzeuger durch Einschalten und allmähliches Verstärken des Erregerstroms i erregt (Betätigung des als Magnetregler bezeichneten Regelwiderstandes), so steigt die Klemmenspannung E an den Ankerklemmen nach Art der in Abb. 145 dargestellten Linie an (Leerlaufkennlinie).

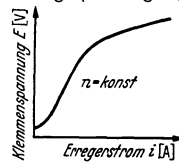


Abb. 145.

Bei leerlaufender Maschine und konstantem Erregerstrom ist die Klemmenspannung proportional der Drehzahl.

Hält man Drehzahl und Erregerstrom konstant und belastet den Erzeuger durch Entnahme von Nutzstrom I , so findet ein mäßiger Abfall ΔU der Spannung U an den Ankerklemmen $A - B$ statt (Außenkennlinie); dieser Spannungsabfall wird durch den Eigenwiderstand des Ankers R_a hervorgerufen und ist $\Delta U = I R_a$. Es ist daher $U = E - I R_a$.

Wird bei der *Nebenschlußmaschine*, wie üblich, die Außenkennlinie $U = f(I)$ bei konstanter Drehzahl und *festgestelltem* Magnetregler aufgenommen, so ergibt sich hier mit zunehmender

3 Wicklungen der Niederspannungsseite werden häufig noch unterteilt und die Teile in Zickzackschaltung verbunden; hierbei fließt (wie Abb. 147 zeigt, bei der die Primärwicklung eines Drehstromtransformators in Dreieck, die Sekundärwicklung in Zickzack mit angeschlossener Sternpunktleiter gezeichnet ist, $\Delta \text{ } \mathfrak{S}$), der Strom einer Phase um 2 Kerne, so daß bei ungleicher Belastung der einzelnen Phasen sich ein besserer Spannungsausgleich als bei Sternschaltung ergibt. Je nach Schaltung der Wicklungen und ihrem Wicklungssinn wird der Transformator in eine Schaltgruppe (A, B, C oder D) eingeordnet.

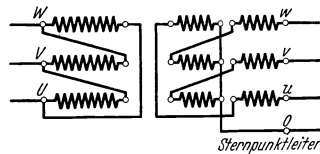


Abb. 147.

2. Ausführung.

Je nach der Ausbildung des Eisenkörpers unterscheidet man *Kern-* und *Manteltransformatoren* (seltener), die mit *Zylinder-* oder *Scheibenwicklungen* versehen werden (Abb. 148: Drehstromkerntransformator mit Zylinderspulen; Abb. 149 Einphasenwechselstrom - Manteltransformator mit Scheibenspulen). Kleinere Transformatoren sind luftgekühlt, größere erhalten Ölkühlung, wobei das Öl durch eingebaute Kühlschlangen wiederum kühlbar sein kann.

Zur genauen Einstellung der kleineren Spannung haben die Transformatoren vielfach auf der Seite der höheren Spannung 2 Anzapfungen, die eine Veränderung der Nennspannung auf dieser Seite um $\pm 4\%$ gestatten.

Angabe der Nennleistung eines Transformators in kVA. In den *Regeln für die Bewertung und Prüfung von Transformatoren* (RET) sind die Leistungen genormt. Für Drehstrom-Öltransformatoren sind zwei Normreihen von *Einheitstransformatoren* (bis 1600 kVA) festgelegt. Transformatoren für Meßzwecke heißen *Wandler* (Strom- und Spannungswandler).

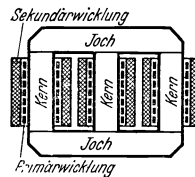


Abb. 148.

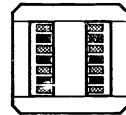


Abb. 149.

3. Parallelbetrieb.

Transformatoren, die mit ihren Primärwicklungen an demselben Netz liegen, können auf der Sekundärseite nur dann parallel geschaltet werden, wenn sie gleiches Übersetzungsverhältnis und ungefähr gleiche Kurzschlußspannung ($\pm 10\%$) aufweisen, sowie der gleichen Schaltgruppe angehören; die Nennleistungen sollen nicht zu sehr voneinander verschieden sein (nicht mehr als 3:1); nur gleichnamige Klemmen verbinden!

Bei gleicher Kurzschlußspannung verteilt sich die Belastung auf die einzelnen Transformatoren, wenn sie nahe beisammen stehen, gemäß ihrer Größe. Weichen die Kurzschlußspannungen voneinander ab, so übernimmt der Transformator mit der kleineren Kurzschlußspannung einen größeren Lastanteil.

D. Elektromotoren.

Ihr Zweck ist die Umwandlung elektrischer in mechanische Arbeit.

1. Gleichstrommotoren.

Gleichstrommotoren sind hinsichtlich Aufbau und Einzelheiten von den Gleichstromerzeugern nicht verschieden; die Gleichstrommaschine kann daher sowohl als Erzeuger als auch als Motor gebraucht werden. Wie beim Erzeuger unterscheidet man auch beim Motor je nach Versorgung der Erregerwicklungen fremderregte, Nebenschluß-, Haupt- oder Reihenschluß- und Verbundmaschinen;

sie werden, insbesondere wenn sie für beide Drehrichtungen ohne Bürstenverschiebung gleich gut arbeiten sollen, ebenfalls mit Wendepolen oder Kompensationswicklung ausgerüstet.

Klemmenbezeichnungen. *A—B* Ankerwicklung; *C—D* Nebenschlußerregwicklung; *E—F* Hauptschlußerregwicklung; *G—H* Wendepol- oder Kompensationswicklung.

Infolge der Wechselwirkung zwischen dem Feld des Magnetgestells und dem Anker wird dieser in Drehung versetzt und solange beschleunigt, bis die nun in ihm induzierte gegen elektromotorische Kraft E der aufgedrückten Klemmenspannung U abzüglich des in ihm auftretenden (geringen) Spannungsverlustes ΔU gleich ist: $E = U - \Delta U = U - I_a R_a$ (I_a Ankerstrom, R_a Ankerwiderstand). Der jeweils fließende Ankerstrom ergibt sich hieraus zu $I_a = (U - E)/R_a$.

Die Motoren dürfen nur über einen *Anlaufwiderstand* an das Netz geschaltet werden; würde der Anker mit seinem geringen Widerstand R_a im Ruhezustand unmittelbar an die volle Netzspannung U gelegt, so würde er einen unzulässig hohen Strom ($I_a = U/R_a$) aufnehmen.

Die Anlaufwiderstände sind meist als Kurbelwiderstände ausgebildet (Schema Abb. 150, Symbol Abb. 151); durch Drehen der Kurbel werden die einzelnen Widerstandsteile (ohne Unterbrechung) abgeschaltet. Drehen der Kurbel so langsam, daß während des Anlaufvorgangs Nennstrom des Motors nicht wesentlich überschritten wird: Hand an der Kurbel, Auge am Strommesser! Die Widerstandsdrähte des Anlagers sind meist nur so stark bemessen, daß sie die Nennstromstärke nur während der kurzen Anlaufzeit vertragen. Kurbel also nicht in Zwischenstellung stehen lassen. Nur besonders dafür bemessene *Regulieranlaser* erlauben Teileinschaltung, wobei dann ein Teil der Netzspannung dauernd im Anlaser vernichtet und dem Anker daher eine kleinere Klemmenspannung zugeführt wird; der Motor läuft dann mit kleinerer Drehzahl (entsprechend der geringeren erforderlichen gegen elektromotorischen Kraft).

Anlaser üblicher Bauart enthalten außer den beiden Hauptklemmen L und R , die mit Leitung und Rotor (Anker) verbunden werden, eine dritte Klemme M (Magnetgestell), an die bei Nebenschluß- und Verbundmotoren ein Ende der Erregwicklung $C—D$ angeschlossen wird. Klemme M ist häufig mit einer von der Kurbel überschlifften Gleitschiene verbunden (Abb. 150), so daß der volle Erregerstrom die Erregwicklung von Beginn bis Ende des Anlaufvorganges und während des Betriebs durchfließt.

Schwächt man den Erregerstrom durch Einschalten von Widerstand in den Erregerstromkreis (Feldregler), so muß der Anker zur Erreichung derselben elektromotorischen Gegenkraft seine Drehzahl weiter erhöhen, da die vom Magnetgestell ausgehende Kraftlinienzahl jetzt geringer ist. Feldschwächung heißt also Drehzahlsteigerung.

Wird bei laufendem Motor plötzlich der Erregerstromkreis unterbrochen, so wird er, da jetzt nur noch der schwache Restmagnetismus vorhanden ist, eine unzulässig hohe Drehzahl annehmen.

Drehrichtungswechsel erfolgt durch Umkehr der Stromrichtung im Anker oder Erregerstromkreis.

In Abb. 152 bzw. 153 ist das Schaltbild eines *Nebenschluß-* bzw. eines *Hauptschluß-*motors wiedergegeben (mit Sicherungen, Schalter und Strommesser). Beim Nebenschlußmotor fällt die Drehzahl bei Belastung nur wenig ab, da der seine Erregwicklung durchfließende Erregerstrom und damit das Feld beinahe konstant sind. Beim Hauptschlußmotor dagegen wird, da der Ankerstrom auch die Erregwicklung durchfließt bei geringer Belastung ein schwaches Magnetfeld, also eine hohe Drehzahl (Durchgehen im Leerlauf!), bei großer Belastung ein starkes Feld, also eine niedrige Drehzahl sich einstellen. Das Anlaufdrehmoment ist jedoch beim Hauptschlußmotor größer als beim Nebenschlußmotor. Die Drehzahlkennlinien der beiden Motorenarten

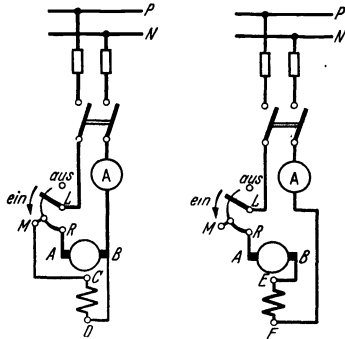


Abb. 152.

Abb. 153.

gegen wird, da der Ankerstrom auch die Erregwicklung durchfließt bei geringer Belastung ein schwaches Magnetfeld, also eine hohe Drehzahl (Durchgehen im Leerlauf!), bei großer Belastung ein starkes Feld, also eine niedrige Drehzahl sich einstellen. Das Anlaufdrehmoment ist jedoch beim Hauptschlußmotor größer als beim Nebenschlußmotor. Die Drehzahlkennlinien der beiden Motorenarten

sind in Abb. 154 dargestellt. Der Nebenschlußmotor ist also besonders geeignet für Antriebe, bei denen bei jeder Belastung etwa gleichbleibende Drehzahl gefordert wird, der Hauptschlußmotor dagegen, wenn eine Anpassung der Drehzahl an die Belastung oder besonders hohes Anzugsmoment erwünscht sind (z. B. Kranbetrieb; Straßenbahnbetrieb).

Drehzahlregelung durch Leonardschaltung. Wie oben erwähnt, kann die Drehzahl eines Gleichstromnebenschlußmotors dadurch unter seine Nennzahl erniedrigt werden, daß bei konstant bleibendem Erregerstrom in den Ankerkreis ein Regelwiderstand eingeschaltet wird; die dem Anker zur Verfügung stehende Klemmenspannung beträgt dann nur noch einen Teil der Netzspannung. Der im Widerstand vernichtete Spannungsteil multipliziert mit dem ihn durchfließenden Strom ergibt die durch dieses Regelverfahren vernichtete elektrische Leistung. Diesen Leistungsverlust vermeidet die Leonardschaltung (Abb. 155) genannte Anordnung, bei der dem Anker eines konstant und fremd erregten Motors von einem Gleichstromerzeuger (Steerdynamo) eine Klemmenspannung von der Größe zugeführt wird, daß er gerade die gewünschte Drehzahl annimmt; diese Klemmenspannung wird geregelt durch Veränderung der Erregung eines mit konstanter Drehzahl laufenden Stromerzeugers. Da die Drehzahl des konstant und fremd erregten Motors bei einer bestimmten zugeführten Ankerspannung von der Belastung nahezu unabhängig ist, so entspricht in erster Annäherung jeder Stellung des Feldregelwiderstandes der Steerdynamo eine bestimmte Drehzahl des Motors. Veränderung der Richtung des Erregerstroms der Steerdynamo ergibt ferner eine Drehrichtungs- umkehr des Motors. Der Antrieb des Gleichstromerzeugers erfolgt meist durch einen Drehstromasynchronmotor, seltener durch Dieselmotor oder eine andere Kraftmaschine.

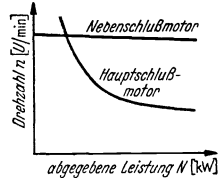


Abb. 154.

Anwendung bei schweren Hebezeug- und Baggerantrieben, Walzenzugs- und Fördermaschinen.

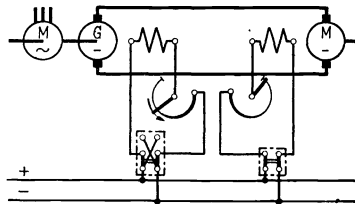


Abb. 155.

2. Wechselstrommotoren.

a) Synchronmotoren.

Jeder Wechselstromerzeuger kann auch als Motor arbeiten, wenn man ihn zunächst mit Hilfe eines Anwurfmotors auf die synchrone Drehzahl bringt und dann unter Beachtung aller für das Parallelschalten von Erzeugern geltenden Regeln an das Netz legt. Dieses umständliche Anlaßverfahren kann vermieden werden, wenn die Maschine eine zusätzliche, in sich kurzgeschlossene Hilfswicklung auf dem Rotor erhält und die dem Stator zuzuführende Spannung durch einen Regeltransformator allmählich erst die volle Netzspannung erreicht. Der Synchronmotor läuft dann als asynchroner Kurzschlußläufermotor an; die kurzgeschlossene Hilfswicklung wirkt beim synchronen Lauf und Belastungsschwankungen, die den Motor außer Tritt bringen wollen, als Dämpferwicklung. Der Vorteil der stets gleichbleibenden Drehzahl wird durch diese Anlaßverfahren und insbesondere durch die für die Erregung erforderliche Gleichstromquelle mehr als aufgewogen, so daß die Verwendung des Synchronmotors auf wenige Sonderfälle beschränkt ist; ein Anwendungsgebiet ergibt die Möglichkeit, ihn zur Verbesserung des Leistungsfaktors ($\cos \varphi$) eines Netzes heranzuziehen. Er entnimmt nämlich dem Netz bei einer bestimmten Belastung den geringsten Strom nur bei einer bestimmten Erregung; Strom und Spannung sind dann in

Phase, $\cos \varphi = 1$. Wird er bei gleichbleibender Belastung weniger erregt (untererregt), so vergrößert sich die Stromaufnahme, und zwar eilt nun der Stromzeiger dem Spannungszeiger nach; wird er stärker erregt (übererregt), so vergrößert sich die Stromaufnahme ebenfalls; jetzt hat aber die Blindkomponente des Stromes die entgegengesetzte Richtung wie bei Untererregung, der übererregte Motor wirkt also wie ein Kondensator und verbessert daher den Leistungsfaktor des Netzes (vgl. das Zeigerschaubild Abb. 156).

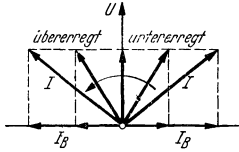


Abb. 156.

b) Asynchronmotoren (Induktionsmotoren).

Die Ausbildung einfacher Motoren (ohne Gleichstromerregung) wird ermöglicht durch das mit Hilfe des Mehrphasenwechselstroms erzielbare Drehfeld.

Beim *Drehstromasynchronmotor*, dem verbreitetsten Motor überhaupt, wird durch die im Ständer untergebrachten und im Stern- oder Dreieck verketteten, an das Netz (Frequenz f) anzuschließenden Wicklungen (p Polpaare) ein Drehfeld erzeugt, das mit der synchronen Drehzahl (n_{syn}) umläuft ($n_{\text{syn}} = 60 f/p$). Der Läufer ist ebenfalls aus einzelnen Blechen aufgebaut und trägt in seinen Nuten eine Wicklung, die im einfachsten Fall aus geraden unisolierten Kupfer- oder Aluminiumstäben besteht, die an den Stirnseiten durch Ringe aus demselben Werkstoff verbunden sind (Kurzschlußläufer, Käfiganker); ist die Wicklung aus drei Gruppen gebildet, die mit den einen Enden im Stern verkettet, mit den anderen an Schleifringe angeschlossen sind, so hat man den Schleifringanker.

Durch das Drehfeld werden in der Läuferwicklung Ströme induziert (*Induktionsmotor*); infolge der Wechselwirkung zwischen Drehfeld und Läuferströmen entsteht ein Drehmoment das den Läufer solange beschleunigt, bis er beinahe die Drehfeldgeschwindigkeit angenommen hat (*Asynchronmotor*). Ganz kann er die synchrone Drehzahl aber nicht erreichen, da ja dann von den Läuferwicklungen keine Kraftlinien mehr geschnitten, also auch keine Läuferströme mehr induziert und damit auch kein Drehmoment mehr entwickelt würde. Bei Belastung wird

infolgedessen die Läuferdrehzahl gegenüber der des Drehfelds noch etwas stärker zurückbleiben als bei Leerlauf.

Der auf die synchrone Drehzahl (n_{syn}) bezogene Unterschied zwischen dieser und der Läuferdrehzahl (n) heißt *Schlüpfung* oder *Schlupf* $s = (n_{\text{syn}} - n)/n_{\text{syn}}$. Der Schlupf ist auch bei Vollast nur gering (2% bei großen, bis 8% bei kleinen Motoren), die Drehzahl des Asynchronmotors nimmt bei Belastung also nur wenig ab.

Der *Wirkungsgrad* bei Vollast liegt je nach Größe des Motors zwischen 0,8 und 0,95, der *Leistungsfaktor* (infolge der Induktivität der Wicklungen) zwischen 0,8 und 0,9; bei Leerlauf fällt $\cos \varphi$ bis auf 0,2, so daß leerlaufende und schwachbelastete Asynchronmotoren starke Blindleistungsverbraucher und daher zu vermeiden sind.

Anlassen der Drehstromasynchronmotoren. Bei den kleineren *Motoren mit Kurzschlußläufer* werden die 3 Enden der Ständerwicklung ($U V W$)

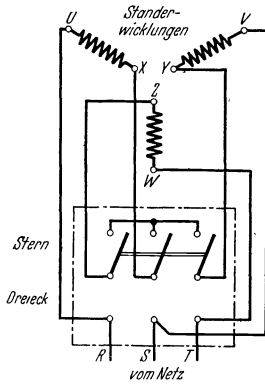


Abb. 157.

durch einen dreipoligen Schalter unmittelbar an das Netz gelegt. Der dabei auftretende Einschaltstromstoß beträgt bis zum 8fachen des Nennstroms. Sind die 6 Enden der Ständerwicklung an Klemmen herausgeführt ($X Y Z$ und $U V W$), so kann der Stromstoß durch Anwendung eines Stern-Dreiecksschalters verringert werden. (Die Verwendung eines einfachen dreipoligen Umschalters als Stern-Dreiecksschalter zeigt Abb. 157.) Entsprechend der in Sternschaltung aufgenommenen geringeren Stromstärke beträgt das Anzugsdrehmoment auch nur etwa $\frac{1}{3}$ desjenigen

bei unmittelbarer Einschaltung. Der Einschaltstromstoß ist auch verringert bei Kurzschlußmotoren mit Stromverdrängungsläufern (besondere Form der Läuferstäbe; Doppelnutmotoren). Ein mechanisches Mittel zur Verkürzung der Dauer des Einschaltstromstoßes stellen Fliehkraftkupplungen dar.

Beim *Asynchronmotor mit Schleifringläufer* wird die im Augenblick des Einschaltens auftretende große Läuferstromstärke vermieden durch Vorschalten

eines Anlaßwiderstandes (Draht- oder Wasserwiderstand) in den Läuferstromkreis. Er wird nach Anlegen des Ständers an das Netz im Verlauf des Anlaßvorganges allmählich herausgenommen, bis schließlich die Läuferwicklungen ebenfalls kurzgeschlossen sind (Abb. 158). Der Kurzschluß kann dann oft noch unmittelbar am Läufer hergestellt werden durch eine dort angebrachte Kurzschluß- und Bürstenabhebevorrichtung, bei deren Betätigung (von Hand) zunächst die Schleifringe unter sich kurzgeschlossen und dann zur Vermeidung der Bürstenreibung die Bürsten von den Schleifringen abgehoben werden. Ein für Dauereinschaltung des Läuferstroms bemessener Anlaßwiderstand

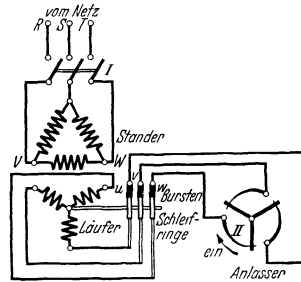


Abb. 158.

kann auch zu einer, allerdings wenig vollkommenen *Drehzahlregelung* herangezogen werden. Die Drehzahl ist bei einer bestimmten Reglerstellung immer noch abhängig von der Belastung (um so stärker, je größer der Widerstand im Läuferkreis ist); die im Widerstand sich in Wärme verwandelnde elektrische Arbeit (Schlupfenergie) ist verloren.

Verlustlose Drehzahlregelung ermöglichen *Kaskadenschaltungen*, bei denen der Läuferstrom einer „Hintermaschine“ zugeführt wird, die mit dem Hauptmotor mechanisch gekuppelt ist. Die Drehzahl von Kurzschlußläufermotoren normaler Bauart ist überhaupt nicht regelbar; nur wenn sie als *potumschaltbare* Motoren ausgeführt sind, können sie mit verschiedenen, den bildbaren Polpaarzahlen entsprechenden Drehzahlen laufen.

Drehrichtungswechsel wird bei Drehstromasynchronmotoren erzielt durch Vertauschen zweier Zuführungsleitungen zum Ständer.

Der Drehstromasynchronmotor wird zum Stromerzeuger, wenn er, an einem Drehstromnetz liegend, mit übersynchroner Drehzahl angetrieben wird (z. B. Hebezeugmotor beim Senken von Lasten; *asynchroner Generator* in kleinen Wasserkraftwerken).

c) Wechselstromkollektormotoren.

Da ein Gleichstrommotor seine Drehrichtung beibehält, wenn auch die Stromrichtung in Anker- und Erregerwicklung umgekehrt wird, muß er auch für Wechselstrom geeignet sein. Er wird als Wechselstromkollektormotor dort angewendet, wo eine weitgehende Drehzahlregelung und ein hohes Anzugsmoment gefordert werden.

Im Vollbahnbetrieb wird der *Einphasenhauptschlußmotor* (mit Kompensationswicklung) bevorzugt angewendet. Anker-, Hauptstromerreger- und Kompensationswicklung liegen in Reihe. Zum Anlassen und zur Drehzahlregelung dient an Stelle des beim Gleichstrommotor verwendeten Widerstandes ein Regeltransformator.

Eine weitere Ausbildungsform des Einphasenkollektormotors ergibt sich, wenn nur die Ständerwicklung an das Netz angeschlossen, die Ankerwicklung aber über verschiebbare Bürsten kurzgeschlossen wird (*Repulsions- oder Kurzschlußkollektormotor*). Drehzahlregelung durch Bürstenverschiebung; Drehzahl stark abhängig von der Belastung, großes Anzugsmoment.

Ausbildung des *Wechselstromkollektormotors* auch für Drehstrom als Drehstromhauptschlußmotor mit Bürstenverschiebung, aber auch als Drehstromnebenschlußmotor ohne und mit Bürstenverschiebung.

E. Umformer und Stromrichter.

1. Umformer.

a) Um Gleichstrom in Gleichstrom anderer Spannung umzuformen, sind zwei miteinander mechanisch gekuppelte Maschinen erforderlich, von denen die eine als Motor, die andere als Stromerzeuger arbeitet. Mit Hilfe einer derartigen *Motorgeneratoranordnung* kann auch Gleichstrom in Wechselstrom (oder umgekehrt) und Wechselstrom in solchen anderer Frequenz umgeformt werden.

b) Die Umformung von Gleichstrom in Wechselstrom und umgekehrt ist auch durch *Einankerumformer* möglich; ihrem Aufbau nach sind es Gleichstrommaschinen, deren Ankerwicklung auf der dem Kollektor gegenüberliegenden Seite noch an Schleifringe angeschlossen ist. Hauptsächlichste Anwendung: Umformung von Drehstrom in Gleichstrom (Bahnumformer).

Zwischen der Wechsel- und Gleichspannung besteht beim Einankerumformer ein festes Verhältnis; es beträgt bei Drehstromumformung (3 Schleifringe) 0,61. Für größere Leistungen werden bei Drehstrom-Einankerumformern 6 Schleifringe angewendet, die allerdings einen Transformator zwischen Netz und Umformer erfordern (Sechshephasenschaltung); das Verhältnis der Spannungen (des Umformers) ist dann 0,35.

Anlassen und Schalten des Einankerumformers auf das Wechselstromnetz erfolgt wie bei einer Synchronmaschine. Er hat (selbst einschließlich eines Transformators) einen besseren Wirkungsgrad als der Motorgenerator gleicher Leistung.

2. Stromrichter.

a) Die Stromrichter der Starkstromtechnik leiten sich von der einfachsten Ausführungsform des *Quecksilberdampfgleichrichters ohne Steuerung* ab. Dieser besteht für kleinere Stromstärken (von 5 bis 400 A) aus einem luftleeren Glaskörper mit zwei (für Einphasenstrom) oder 3 und 6 (für Drehstrom) seitlichen

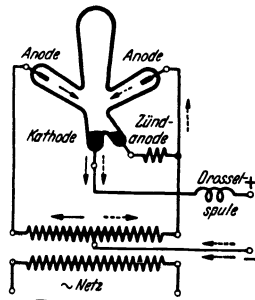


Abb. 159.

Armen. In diesen sind die Graphitanoden angeordnet, während die Quecksilberkathode einen unteren Ansatz des Glaskörpers ausfüllt (vgl. Abb. 159 eines Quecksilberdampfgleichrichters für Einphasenwechselstrom). In einem weiteren Ansatz befindet sich die Zündanode.

Durch Kippen des Glaskörpers gerät das Quecksilber der Kathode mit der Zündanode in Berührung, so daß ein Stromdurchgang ermöglicht wird; beim Wiederaufrichten wird dieser Strom unterbrochen und der entstehende Abreißlichtbogen verdampft einen kleinen Teil des Quecksilbers. Dieser Quecksilberdampf leitet nun die Ausbildung eines Lichtbogens zwischen Kathode und Anoden ein, der aber, infolge seiner *Ventilwirkung*, einen Strom nur in Richtung von den Anoden zur Kathode durchläßt.

Die Welligkeit des gelieferten Gleichstroms wird durch Drosselspulen geglättet.

Beim *Großgleichrichter* (bis 20 000 A) bestehen das Gefäß und die isoliert eingeführten Anoden aus Eisen; das Vakuum wird durch eine Luftpumpe aufrecht erhalten. Der Zündlichtbogen kann hierbei erzielt werden durch Eintauchen der Zündanode in das Kathodenquecksilber und Wiederhochziehen mit Hilfe einer Magnetspule und Feder. (Verwendung auch einer Gleichstromhilfsquelle, die Magnetspule und Zündstromkreis versorgt). Bei großen Leistungen Wasserkühlung der Gefäße.

Das Verhältnis der aufgedrückten Wechselspannung zur gelieferten Gleichspannung ist beim Quecksilberdampfgleichrichter ohne Steuerung fest. Der Wirkungsgrad ist weitgehend unabhängig von der Belastung und hoch bei hoher Betriebsspannung.

Einfacher Aufbau, keine umlaufenden Teile, geringe Wartung ergeben hohe Betriebssicherheit, die Anlage und Betrieb von Gleichrichterstationen ohne Bedienung ermöglicht.

b) Eine Weiterentwicklung, die noch nicht abgeschlossen ist, stellen die *gittergesteuerten Quecksilberdampfgleichrichter* dar. Als Steuergitter werden um die Anoden gelochte Bleche oder Graphitplatten gelegt. Das Gitter läßt einen Stromfluß von der Anode zur Kathode erst zu, wenn die am Gitter angelegte (negative) Sperrspannung einen bestimmten Wert, die kritische Gitterspannung oder Zündspannung unterschreitet. Es kann daher durch im Rhythmus der Wechselfspannung aber zeitlich gegenüber dieser versetzt erfolgende positive Spannungsstöße auf das Gitter der Zeitpunkt des Einsetzens des Stromdurchgangs innerhalb einer Wechselstromhalbperiode beliebig festgelegt werden. Der Stromübergang hört auf, wenn der Anodenstrom durch Null geht oder, bei Mehrphasenstrom, wenn die nächste Anode den Stromdurchgang übernommen hat. Durch diese Verlegung des Einsatzpunktes des Anodenstroms wird die mittlere Gleichspannung kleiner. Mit Hilfe der Gittersteuerung kann also eine stufenlose, verlustlose Spannungsregelung der vom Gleichrichter abgegebenen Gleichstromes erzielt werden. Anwendung z. B. zur verlustlosen Drehzahlregelung von Gleichstrommotoren (an Stelle der Leonardschaltung).

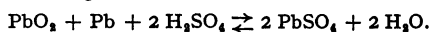
Die Gittersteuerung ermöglicht noch die Ausbildung von *Wechselrichtern*, die Gleichstrom in Wechselstrom umformen, sowie von *Umrichtern*, die einen Wechselstrom bestimmter Frequenz in einen solchen anderer Frequenz verwandeln.

c) Für kleine Leistungen (z. B. zur Ladung kleiner Akkumulatorenbatterien, zur Bereitstellung von Gleichstrom für Signalanlagen und Steuerstromkreise, zur Messung von Wechselströmen und Spannungen mit Gleichstrommeßwerken) werden *Trockengleichrichter* gebaut. Die meist verwendete Ausführung besteht aus Kupferscheiben mit einer Kupferoxydulschicht. Solche Elemente lassen Wechselstrom nur in einer Richtung durch.

F. Akkumulatoren (Sammler).

Elektrische Energie läßt sich unmittelbar in Form von Gleichstrom in Akkumulatoren speichern. Bei der Zuführung wird sie in chemische Energie verwandelt, um bei Bedarf unter Umkehrung des chemischen Vorgangs abzüglich der unvermeidbaren Verluste wieder zur Verfügung zu stehen.

Der verbreitetste Akkumulator ist der *Bleiakkumulator*. Im geladenen Zustand ist der wirksame Stoff auf der positiven Bleiplatte Bleisuperoxyd (braun), auf der negativen schwammiges Blei (hellgrau). Als Elektrolyt dient reine verdünnte Schwefelsäure (vom spez. Gewicht 1,20). Bei der Entladung bildet sich Bleisulfat und Wasser, so daß die Säuredichte auf 1,18 fällt (weiteres Entladen ist schädlich!). Der chemische Vorgang bei Entladung und Ladung wird dargestellt durch die Gleichung:



Um in einer Zelle eine möglichst große Plattenoberfläche unterzubringen werden mehrere positive zwischen je 2 negativen Platten angeordnet und die gleichnamigen untereinander verbunden.

Die mittlere *Klemmenspannung* einer Zelle im Ruhezustand beträgt 2,0 V. Während der Ladung mit der normalen Stromstärke steigt die Klemmenspannung schnell auf 2,1 V, weiter allmählich auf 2,3 V, um am Schluß unter Gasentwicklung 2,6 bis 2,8 V in wieder raschem Anstieg zu erreichen; bei Unterbrechung des Ladestroms nach Beendigung der Ladung fällt die Spannung auf etwa 2,1 V ab. Die Entladung mit normaler Stromstärke beginnt mit 1,95 V, um allmählich auf 1,83 V zurückzugehen; dann ist die Zelle soweit entladen, daß sie von neuem geladen werden muß. Zu starkes Entladen ist schädlich; ebenso Stehenlassen im entladenen Zustand (Sulfatisieren der Platten!). Auch langes Stehenlassen im geladenen Zustand soll vermieden werden; Entladen und Laden mindestens alle 4 Wochen. Lebensdauer der positiven Platten etwa 5, der negativen etwa 10 Jahre.

Das Fassungsvermögen eines Akkumulators heißt *Kapazität* und wird durch die Elektrizitätsmenge [Ah] gekennzeichnet, die aus dem geladenen Akkumulator entnommen werden kann, bis seine Klemmenspannung die untere zulässige Grenze erreicht. Sie ist bei langsamer Entladung größer als bei rascher.

Der *Wirkungsgrad*, gegeben durch die bei der Entladung abgegebene elektrische Arbeit [kWh] zu der bei der Ladung aufgenommenen beträgt etwa 0,75 (Wattstundenwirkungsgrad). Üblich ist außerdem die Angabe des Amperestundenwirkungsgrades (besser: Güteverhältnis), der bis zu 0,95 beträgt und das Verhältnis der entladenen zu den geladenen Amperestunden darstellt.

Zur Erzielung höherer Spannungen als 2 V wird eine entsprechende Anzahl Zellen zu einer Batterie hintereinandergeschaltet. Für eine Akkumulatorbatterie von 220 V sind z. B. 120 Zellen erforderlich ($120 \cdot 1,83 \text{ V} = 220 \text{ V}$). Der Ladegenerator muß auch noch die höchste bei der Ladung auftretende Spannung erzeugen können (hier z. B. $120 \cdot 2,7 \text{ V} = 324 \text{ V}$). Soll auch während der Ladung und nachher beim Entladevorgang die Stromentnahme bei gleichbleibender Klemmenspannung erfolgen können, so sind (Doppel-) *Zellenschalter* anzuwenden, die das Ab- und Zuschalten von Einzelzellen ohne Stromunterbrechung gestattet.

Anwendung der Akkumulatoren als Stromquelle in Fernsprechanlagen, Signalanlagen, Elektrofahrzeugen, Triebwagen; in Verbindung mit einem Erzeuger für Beleuchtung und Zündung, und einem Motor zum Anlassen von Kraftwagen mit Verbrennungsmotoren; zum Lastausgleich in Gleichstromkraftwerken; als Pufferbatterien zum Ausgleich stoßweiser Stromentnahme aus Gleichstromnetzen.

Leichter und weniger stoßempfindlich als Bleiakumulatoren sind *alkalische Akkumulatoren*, die daher für Grubenlampen Eingang gefunden haben. Der *Edison-Nickel-Eisenakkumulator* verwendet als wirksame Stoffe Nickelhydroxyd (positiv) und Eisenoxyd (negativ), die in Trägern aus vernickeltem Eisenblech untergebracht sind und in 21%ige Kalilauge tauchen. Entladungsspannung 1,4 bis 1,15 V, Ladespannung 1,6 bis 1,8 V. Für denselben Zweck findet der ebenfalls Kalilauge als Elektrolyt benutzende *Nickel-Kadmium-Akkumulator* nach JUNGNER Verwendung.

G. Elektrische Leitungen und Zubehör.

1. Bemessung des Leitungsquerschnitts.

a) Nach der zulässigen Erwärmung: abhängig vom Leiterquerschnitt q [mm^2] und Leiterwerkstoff (spez. Widerstand ρ [$\Omega \text{ mm}^2/\text{m}$], der Stromstärke I [A] und ihrer Dauer, der Isolation, der Verlegungsart und der Querschnittsform. Die für jeden genormten Leiterquerschnitt zulässige Höchststromstärke ist für die einzelnen Leitungsarten erfahrungsgemäß in Tabellen festgelegt.

Tabelle 14. Höchststromstärken und Nennstromstärken der Schmelzsicherungen für Leiternormquerschnitte bei isolierten Kupferleitungen. (Nach den Errichtungsvorschriften des Verbandes Deutscher Elektrotechniker.)

Querschnitt mm^2	0,75	1,0	1,5	2,5	4	6	10	16	25	35	50
Höchststromstärke A	9	11	14	20	25	31	43	75	100	125	160
Nennstromstärke der Abschmelzsicherung A	6	6	10	15	20	25	35	60	80	100	125

Bemerkung: Die Werte der Tabelle gelten auch für blanke Kupferleiter mit Ausnahme der Freileitungen.

b) Nach dem zugelassenen Spannungsabfall ΔU [V]: bei seiner Angabe (auch in % der Spannung zwischen zwei Hauptleitern am Anfang der Leitungsstrecke U_a [V]) ist der „Spannungsabfall auf der Strecke“ gemeint, im Gegensatz zum „Spannungsabfall in einem Leiter“ u [V], der in die Rechnung zweckmäßigerweise eingeführt wird. Länge der Leitungsstrecke l [m]. Die Spannung zwischen zwei Hauptleitern am Ende der Leitungsstrecke heiße U_e [V]. Dann ist $\Delta U = U_a - U_e$.

Der durch den OHMSchen Widerstand $R_W = \rho l/q$ einer Leitung verursachte Spannungsabfall ist:

a) bei Gleichstrom: $\Delta U = 2u = 2IR_W$,

wobei $I = N/U$

β) bei Einphasenwechselstrom: $\Delta U = 2u \cos \varphi = 2IR_W \cos \varphi$,

wobei $I = N/(U \cos \varphi)$

γ) bei Drehstrom: $\Delta U = \sqrt{3} u \cos \varphi = \sqrt{3} IR_W \cos \varphi$,

wobei $I = N/(\sqrt{3} U \cos \varphi)$

Bei *Wechselstromleitungen* tritt noch ein durch die Selbstinduktion (Freileitungen), und ein durch die Kapazität (Kabel) der Leitungen verursachter Spannungsabfall hinzu.

Für den (häufigeren) Fall der Wechselstromleitungen mit Selbstinduktion ist der Blindwiderstand eines Leiters $R_B = 2\pi f l (2 \ln \frac{a}{r} + 0,5) \cdot 10^{-7} [\Omega]$ und der *gesamte Spannungsabfall* nahezu (f [1/s] Frequenz; a [cm] Leiterabstand; r [cm] Drahtradius; $R_B/R_W = \operatorname{tg} \psi$):

bei *Einphasenwechselstrom*: $\Delta U = 2u \cos(\psi - \varphi) = 2I (R_W \cos \varphi + R_B \sin \varphi)$,

bei *Drehstrom*: $\Delta U = \sqrt{3} u \cos(\psi - \varphi) = \sqrt{3} I (R_W \cos \varphi + R_B \sin \varphi)$.

c) Nach dem zugelassenen Leistungsverlust ΔN [Watt] (auch in % der Leistung am Anfang der Leitungsstrecke). Für den einzelnen Leiter bei allen Stromarten und Leiteranordnungen wird $\Delta N_1 = I^2 R_W$.

Bei Dreileiter-Gleichstrom und Vierleiter-Drehstrom wird der 3. bzw. 4. Leiter mit $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ des Querschnitts eines Hauptleiters ausgeführt.

d) Nach der *mechanischen Festigkeit*. Werkstoff, Verlegungsart und mechanische Beanspruchung der Leitungen erfordern einen bestimmten Mindestquerschnitt (z. B. an und in Beleuchtungskörpern 0,75 mm², festverlegte isolierte Leitungen, festverlegte umhüllte Leitungen sowie Bleikabel 1,5 mm² Kupferquerschnitt; Freileitungen auf Isolierkörpern mit mehr als 35 m Abstand: 10 mm² Kupfer- oder 25 mm² Aluminiumquerschnitt).

2. Leitungsarten.

Nach der Isolation unterscheidet man *blanke*, *umhüllte* und *isolierte* Leitungen, nach der Verlegungsart *ortsveränderliche*, und in Gebäuden, im Freien, im Erdboden *festverlegte* Leitungen (Freileitungen, Kabel).

Blanke Leitungen aus Kupfer oder Aluminium (Draht oder Drahtseile, auch Hohlseile) hauptsächlich für Freileitungen, dann für Sammelschienen und Verbindungen in Schaltanlagen. Verlegung auf Porzellanisolatoren (Stütz- oder Kettenisolatoren).

Umhüllte Leitungen sind nur gegen Witterungseinflüsse geschützt (rot) oder als Nulleiterdrähte (hellgrau) baumwollumspannen, für Verlegung im Erdboden juteummüllt oder zum Schutz vor chemischen Einflüssen mit Bleimantel versehen.

Isolierte Leitungen werden für *Beleuchtungskörper* als Fassungsadern und Pendellitzen, für *ortsveränderliche* Geräte als Gummiaderschnur, Werkstattnur, Gummischlauchleitung (leicht, mittel und schwer), und in noch einigen Sonderausführungen hergestellt. Für *feste Verlegung* in Gebäuden kommen hauptsächlich in Frage die normalen Gummiaderleitungen, die in Isolierrohr mit gefalztem Metallmantel, Stahlrohr, Stahlpanzerrohr oder Gummirohr (unter Putz) eingezogen oder auf Porzellanrollen verlegt werden; ferner Rohrdrähte.

Bei den Kabeln werden unterschieden *Gummibleikabel* und *Papierbleikabel*. Letztere Ausführungsform vorherrschend. Ausbildung als Ein- und Mehrleiterkabel, wobei jede Leiterader mit ölgetränktem Papier isoliert ist; darüber wird ein Bleimantel nahtlos gepreßt. Bedeckte Bleikabel erhalten außerdem Umwicklung mit asphaltierter Jute, bewehrte dazu noch mit zwei Bandeisenschichten, von denen die zweite die Lücken der ersten überdeckt.

Beachte Vorschriften und Ausführungsregeln im *Vorschriftenbuch des Verbandes Deutscher Elektrotechniker* (Berlin-Charlottenburg 4, Bismarckstr. 33).

3. Schalter und Sicherungen.

Die Schalter für die Lichtanlagen in Gebäuden werden für die kleinen Stromstärken als *Dreh-* oder *Kippschalter* in Dosenform für Verlegung auf oder unter Putz ausgeführt. Der Schaltvorgang erfolgt plötzlich (durch eingebaute Feder), um bei Stromunterbrechung das Stehenbleiben eines Lichtbogens zu vermeiden. Bei größeren Stromstärken werden *Hebelschalter* verwendet. Dosen- und Hebel-schalter werden in ein- und mehrpoliger Ausführung als Aus- und Umschalter hergestellt.

Gegen unzulässig hohe Stromstärken (Kurzschluß) werden Niederspannungsleitungen durch *Abschmelzsicherungen* geschützt. Bei den meist üblichen geschlossenen Sicherungen ist der silberne Schmelzdraht in einer auswechselbaren Patrone enthalten. Flicker oder Überbrücken von Sicherungen ist unzulässig und gefährlich! Für Hochspannung (nicht für Hauptleitungen) können Abschmelzsicherungen in Form von Röhrensicherungen Verwendung finden, bei denen der Schmelzdraht innerhalb einer beiderseits offenen Porzellanröhre liegt.

An Stelle von Abschmelzsicherungen oder auch zusätzlich zu diesen werden häufig *Überstromselbstschalter* eingebaut, die von Hand eingeschaltet, und von einer bestimmten (oft noch innerhalb eines gewissen Bereichs einstellbaren)

Höchststromstärke ausgeschaltet werden. Der Strom durchfließt die Spule eines Elektromagneten, der beim Überschreiten des Höchstwertes seinen Anker anzieht und dadurch eine Sperrung aufhebt, worauf der Schalter durch Federkraft ausgeschaltet wird.

Motorschutzschalter enthalten neben der (meist noch thermisch durch Bimetallstreifen verzögerten) Überstromauslösung eine *Spannungsrückgangsauslösung*, so daß der Schalter auch bei starkem Absinken der Spannung selbsttätig ausgeschaltet wird.

Um sich bei Gleichstromerzeugern, die unter sich oder mit einer Akkumulatorenbatterie parallel arbeiten, vor einem Richtungswechsel des Stromes zu sichern, werden selbsttätige *Rückstromschalter* eingebaut.

Der bei der Abschaltung größerer Leistungen entstehende Lichtbogen wird durch besondere Hilfsmittel rasch gelöscht: Einbau der Schaltkontakte unter Öl (bei Motorschutzschaltern für Niederspannung und den *Ölschaltern* für Hochspannungsanlagen); Löschen des Lichtbogens durch Wasserdampf, der in einer Löschkammer vom Lichtbogen selbst gebildet wird (*Expansionsschalter* für Hochspannungsanlagen); Löschen des Lichtbogens durch Gas, das durch den Lichtbogen selbst aus einem festen Löschmittel freigemacht wird (*Hartgasschalter* für Hochspannungsanlagen); Löschen des Lichtbogens durch von außen zugeführte Preßluft oder verdichtete Kohlensäure (*Druckgasschalter* für Hochspannungsanlagen).

Die genannten Hochspannungsschalter (*Leistungsschalter*) werden meist mit selbsttätiger Überstromauslösung ausgerüstet, und können weiterhin mit Spannungsrückgangsauslösung sowie Rückleistungsauslösung versehen werden.


Zum *Abschalten* von Leitungsstellen im stromlosen Zustand dienen in Hochspannungsanlagen die *Trennschalter*.

H. Elektrische Meßgeräte und ihre äußere Schaltung.

Die hauptsächlichsten Meßgrößen bei Starkstromanlagen sind *Strom*, *Spannung*, *Leistung*, *Frequenz*, *Arbeit*.


1. Drehspulinstrumente.

Zwischen den Polen eines feststehenden permanenten Magneten ist die auf einen Aluminiumrahmen gewickelte Spule drehbar gelagert, die bei Stromdurchgang abgelenkt wird; fest mit ihr verbunden ist der Instrumentenzeiger. Das Gegendrehmoment wird durch 2 Spiralfedern erzeugt, die gleichzeitig der Stromzuführung dienen. Dämpfung durch die bei Bewegung des Aluminiumrahmens in ihm erzeugten Wirbelströme.

Eignung nur für Gleichstrom; gleichmäßig geteilte Skala; Ausführung meist als Feinmeßgerät (mit Messerzeiger und Spiegelskala) für Strom- und Spannungsmessung. Meßbereicherweiterung durch Neben- bzw. Vorwiderstände. Meßwerksymbol: .


2. Dreheiseninstrumente (Weicheiseninstrumente).

Durch eine feststehende; von dem Meßstrom durchflossene Spule wird ein auf einer Achse gelagertes, den Zeiger tragendes Weicheisenstück abgelenkt. Rückdrehendes Moment meist durch Schwerkraft erzeugt; Dämpfung durch den Luftwiderstand, den ein freigehender Kolben in einem Zylinder überwinden muß. Bei einer zweiten Ausführungsart wird das bewegliche Weicheisenstück mit Zeiger von einem feststehenden Weicheisenstück — beide innerhalb der festen Spule untergebracht — abgestoßen; Luftdämpfung mittels eines in einer Kammer beweglichen Aluminiumflügels; Richtkraft: Schwerkraft oder Feder.

Geeignet für Gleich- und Wechselstrom; ungleichmäßige Skala; billigstes Instrument, daher als Schalttafelinstrument für Strom- und Spannungsmessung häufig verwendet. Meßbereicherweiterung beim Spannungsmesser durch Vorwiderstände, bei Wechselstrom auch durch Spannungswandler; beim Strommesser für Wechselstrom durch Stromwandler. Meßwerksymbol: .

3. Elektrodynamische Instrumente.


Eine feste und eine dazu senkrecht angeordnete bewegliche, mit dem Zeiger versehene Spule werden vom Meßstrom (die bewegliche auch nur von einem Teil desselben) durchflossen und die bewegliche Spule dadurch abgelenkt. Gegen-drehmoment durch Spiralfedern, die gleichzeitig als Stromzuführung zur beweg-lichen Spule dienen; meist Luftdämpfung.

Eignung zwar für Gleich- und Wechselstrom, Anwendung hauptsächlich für letzteren, in der Ausführung als Strom-, Spannungs- und Leistungsmesser. Beim Leistungsmesser feststehende Spule „Strompfad“, bewegliche „Spannungspfad“. Als Strom- oder Spannungsmesser quadratische, als Leistungsmesser gleichmäßige Skala; Meßbereicherweiterung durch Stromwandler bzw. Vorwiderstände oder Spannungswandler. Meßwerksymbol: . Die eisenlosen elektrodynamischen Instrumente stellen die Feinmeßgeräte für Wechselstrom dar.

Um das Drehmoment der beweglichen Spule zu vergrößern: eisengeschlossene Dynamometer. Meßwerksymbol: .


4. Induktionsinstrumente (Ferraris).

Der durch feste, in besonderer Schaltung verbundene Wicklungen fließende Wechselstrom erzeugt ein Wander- oder Drehfeld, durch das die beweglich ge-lagerte, mit einem Zeiger verbundene Aluminiumscheibe oder Trommel abgelenkt wird. Diesem Drehmoment wirkt das einer Spiralfeder entgegen; Wirbelstrom-dämpfung.


Ausführung als Strom-, Spannungs- und Leistungsmesser für Wechselstrom. Meßwerksymbol: .




5. Hitzdrahtinstrumente.

Ein freigespannter, feiner Platin-Iridium- oder Platin-Silberdraht, der Hitz-draht, wird beim Stromdurchgang erwärmt und dadurch verlängert. Ausdehnung wird übersetzt auf Zeiger übertragen. Die Spannung des Meßdrahtes wird durch Feder aufrechterhalten; Wirbelstromdämpfung.

Eignung für Gleich- und Wechselstrom als Strom- und Spannungszeiger. Meßbereicherweiterung durch Neben- (auch bei Wechselstrom) und Vorwider-stände. Meßwerksymbol: .

6. Frequenzmesser (Vibrationsinstrumente).

Vor einem Pol eines durch den Meßstrom erregten Elektromagneten ist neben-einander eine Reihe verschieden langer Stahlzungen einseitig eingespannt. Durch die freie Länge ist die Eigenschwingungszahl der einzelnen Zunge bestimmt; es gerät jeweils nur diejenige in Schwingung, deren Eigenschwingungszahl gerade mit der der Wechselspannung übereinstimmt. Meßwerksymbol: .

Auf den Skalen der unter 1 bis 6 aufgeführten Meßinstrumente ist verzeichnet: Fabrikmarke und -Nummer; Einheit der Meßgröße (z. B. A, V, mV, kW); Güteklasse (E oder F, Feinmeßgerät 1. bzw. 2. Klasse; G oder H, Betriebsmeßgerät 1. bzw. 2. Klasse); Gebrauchslage (| senkrecht, — waagrecht,  geneigt); Stromart, für die das Instrument geeignet ist (z. B. = Gleichstrom ~ Wechselstrom,  Gleich- und Wechselstrom,  Vierleiterdrehstrom); Meßwerksymbol; Prüfspannung (durch farbigen Stern), der eine höchste Betriebsspannung zugeordnet ist:

Sternfarbe	schwarz	braun	rot	blau	grün
Prüfspannung V	500	1000	2000	3000	5000
Zugeordnete Betriebs- spannung V	nicht über 40	bis 100	bis 650	bis 900	bis 1500

7. Elektrizitätszähler.

Sie dienen zur unmittelbaren Messung der elektrischen Arbeit: Wirkleistung \times Zeit und heißen dann *Wattstundenzähler*. In Gleichstromnetzen mit annähernd unveränderlicher Spannung genügt es, Geräte zu verwenden, die nur das Produkt Strom \times Zeit, also die Elektrizitätsmenge zählen, *Amperestundenzähler*.

a) *Elektrolytische Zähler* sind Amperestundenzähler. Es wird die beim Durchgang des Meßstromes aus einer Quecksilbersalzlösung abgeschiedene Quecksilbermenge in einer mit einer Amperestunden- oder gleich Kilowattstundenskala versehenen Röhre gemessen (Stia-Zähler), oder die aus verdünnter Phosphorsäure entwickelte Wasserstoffmenge in einem Meßglas gesammelt (SSW).

b) *Motorzähler*. Bei den meist für Gleichstrom verwendeten *dynamometrischen Zählern* ist die Winkelgeschwindigkeit eines (eisenlosen) Ankers proportional der Leistung; seine durch ein Zählwerk (*Z*) gezählten Umdrehungen sind dann proportional der elektrischen Arbeit (Abb. 160). Der Anker *A* liegt über einen Vorwiderstand mit Hilfe eines Kollektors an der Netzspannung; das Feld wird durch zwei hintereinander vom Netzstrom durchflossene feststehende Spulen *M* gebildet. Die Proportionalität zwischen Winkelgeschwindigkeit des Ankers und elektrischer Leistung wird erreicht durch Anordnung einer Wirbelstrombremse, die aus einer zwischen den Polen eines Dauermagneten *D* umlaufenden Aluminiumscheibe *Al* besteht. Zur Erleichterung des Anlaufs und Aufhebung der Reibungsverluste ist noch eine im Spannungspfad liegende Hilfsspule *H* eingebaut.

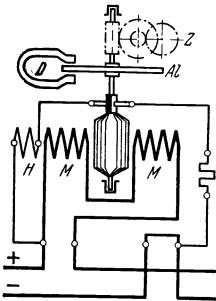


Abb. 160.

Ein *dynamometrischer Amperestundenzähler* für Gleichstrom ergibt sich, wenn man eine bewegliche Stromspule zwischen den Polen eines Dauermagneten anordnet.

Für Wechselstrom wird der Motorzähler in Form des *Induktionszählers* am häufigsten verwendet, der auf demselben Prinzip wie die Induktionsmeßinstrumente beruht. Eine auf der Zählerachse befestigte Aluminiumscheibe gerät unter der Einwirkung eines Drehfeldes in Bewegung. Bremsung durch einen die Aluminiumscheibe umgreifenden Dauermagneten. Zur Messung von Drehstromarbeit zwei Systeme in einem Zähler vereinigt.

8. Schaltung der Meßgeräte.

a) *Strommessung*. Liegt die zu messende Stromstärke innerhalb des Meßbereichs des Strommessers, so wird er *unmittelbar* in die Leitung eingeschaltet (Abb. 161).

Die Strommessung unter Verwendung eines *Nebenwiderstandes* (Shunts) zeigt Abb. 162. Durch den Strommesser fließt hierbei entsprechend dem Stromverzweigungsgesetz nur ein Teil des Gesamtstroms; er braucht daher nur für diesen Teilstrom bemessen zu sein. Auf diese Weise Messung von Strömen verschiedenster Größe mit nur einem Strommesser und einem Satz von Nebenwiderständen möglich. Meßbereichserweiterung mittels Nebenwiderständen nur bei Gleichstrom (Ausnahme: Nebenwiderstand in Verbindung mit Hitzdrahtinstrument auch für Wechselstrom).



Abb. 161.

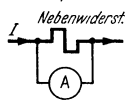


Abb. 162.

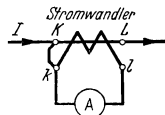


Abb. 163a.

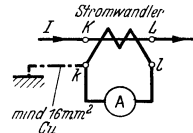


Abb. 163b.

Strommesser für Wechselstrom haben meist einen Meßbereich unmittelbar bis 5 Ampere; für größere Ströme Zuhilfenahme eines *Stromwandlers* (Abb. 163a

bei Niederspannung; Abb. 163b bei Hochspannung: Erdung der Sekundärwicklung und des Wandlergehäuses!).

Wird der Strommesser vom Wandler getrennt, so ist letzterer *vorher* sekundarseitig kurz zu schließen, da sonst auf der Sekundarseite gefährliche Spannungen auftreten und der Wandler durch starke Erwärmung des Transformatorreißens gefährdet ist.

b) *Spannungsmessung.* Der Spannungsmesser wird bei ausreichendem Meßbereich *unmittelbar* an die beiden Leitungspunkte gelegt, zwischen denen die Spannung gemessen werden soll (Abb. 164). Meßbereicherweiterung durch

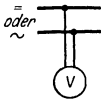


Abb. 164.

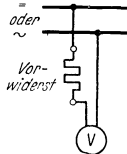


Abb. 165.

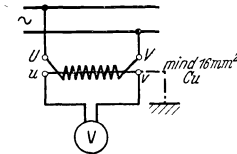


Abb. 166.

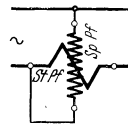


Abb. 167.

Vorwiderstand (Abb. 165, bei Gleich- und Wechselstrom anwendbar); bei hochspanntem Wechselstrom in Verbindung mit *Spannungswandler* (Abb. 166).

c) *Leistungsmessung.* Leistung N [Watt] bei Gleichstrom aus Strom- und Spannungsmessung ($N = U \cdot I$).

Bei Wechselstrom Einschaltung des Strompfades des Leistungsmessers wie einen Strommesser, des Spannungspfades wie einen Spannungsmesser (Abb. 167). Meßbereicherweiterung beim Strompfad durch Stromwandler, beim Spannungspfad durch Vorwiderstand; bei Hochspannung immer Strom- und Spannungswandler.

Drehstromleistungsmessung. Bei Dreileiterdrehstrom immer richtiges Ergebnis (auch bei ungleichen Spannungen zwischen den Hauptleitern und verschiedenen Stromstärken in ihnen, bei beliebigem Leistungsfaktor) liefert die *Zweiwattmeter-schaltung* (Aron-Schaltung, z. B. Abb. 168).

Gesamtleistung gleich der Summe der Anzeigen der beiden Wattmeter. (Gleiche Instrumente kongruent verbinden! Schlägt ein Instrument in verkehrter Richtung aus, dann Strom- oder Spannungspfadanschlüsse vertauschen: Gesamtleistung dann Differenz der beiden Anzeigen.)

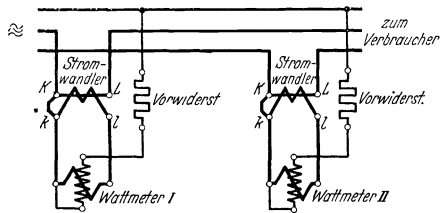


Abb. 168.

Bei Vierleiterdrehstrom: Leistungsmessung mittels Dreiwattmeterschaltung; ein drittes Wattmeter wird mit seinem Strompfad in den 3. Hauptleiter gelegt, während die Spannungspfade der drei Wattmeter mit einem Ende an je einen Hauptleiter, mit dem anderen Ende an den 4. Leiter (Nulleiter) angeschlossen werden. Gesamtleistung gleich Summe der Einzelanzeigen der drei Instrumente.

Betriebsmeßgeräte für Dreileiterdrehstrom enthalten oft die beiden, für Vierleiterdrehstrom die drei Meßsysteme auf 1 Zeigersystem arbeitend in einem einzigen Gehäuse.

J. Elektrische Beleuchtung.

1. Grundbegriffe der Lichttechnik.

a) Die gesamte, von einer Lampe in der Sekunde ausstrahlende Lichtmenge heißt *sphärischer (räumlicher) Lichtstrom*, Φ_0 [Lumen, lm].

b) Der Lichtstrom, der in einem Raumwinkel ω ausströmt, wird mit Φ bezeichnet; er ergibt dort die *Lichtstärke* $I = \Phi / \omega$ [Hefnerkerzen, HK].

Lichtquelle unmittelbar oder unter teilweiser oder ausschließlicher Zuhilfenahme der Reflexion des Lichtes an Wänden und Decke den Raum mit Licht erfüllt.

Glühlampen werden für Spannungen bis 250 V hergestellt; da der Metallglühfaden um so dünner werden muß, je höher die Spannung ist, sind Lampen für hohe Spannung empfindlicher gegen Erschütterungen. In Fahrzeugen deshalb Verwendung von Lampen für niedrige Spannungen.

Lebensdauer der Glühlampen etwa 1000 Brennstunden.

b) Durch die keiner Wartung bedürftigen großen Glühlampeneinheiten sind die *Kohlebogenlampen* mehr und mehr verdrängt worden; ihre Anwendung beschränkt sich daher auf Sonderzwecke: Scheinwerfer, Lichtpausgeräte.

In der *Gleichstrombogenlampe* werden, um gleiche Lebensdauer der beiden Kohlen zu gewährleisten, eine dickere positive und eine dünnere negative verwendet. In ersterer bildet sich ein Krater, während letztere sich konisch zuspitzt. Erforderliche Spannung 35 bis 45 Volt; bei Anschluß an übliche Netzspannung daher Vorschaltwiderstand (Verlust!) oder Reihenschaltung mehrerer Lampen erforderlich.

Wechselstrombogenlampen enthalten gleiche Kohlen (gleicher Abbrand), die sich beide im Betrieb zuspitzen. Spannung 25 bis 35 Volt; bei Einzelschaltung an übliche Netzspannung Vorschalten einer Drosselspule.

c) *Metaldampflampen*. Die *Quecksilberdampflampe* hat in ihrer neuzeitlichen Form wegen ihrer hohen Lichtausbeute (40 bis 50 lm/W) an Bedeutung gewonnen. Das von ihr ausgehende grünlichfahle Licht ergibt bei Mischung mit Glühlampenlicht (Lichtstromverhältnis 1:1) eine tageslichtähnliche Beleuchtung.

In einer kurzen, mit einem Edelgas (Argon) gefüllten Glasröhre befindet sich eine geringe Menge Quecksilber; an ihren beiden Enden sind 2 Hauptelektroden eingeschmolzen, am einen Ende dazu noch eine Zündelektrode, die mit der gegenüberliegenden Hauptelektrode über einen Widerstand verbunden ist. Beim Einschalten findet von der Zündelektrode zur nebenliegenden Hauptelektrode durch das Gas hindurch eine Glimmentladung statt, durch deren Wärmeentwicklung das Quecksilber verdampft, so daß nun der Stromdurchgang zwischen den Hauptelektroden erfolgen kann. Quecksilberdampfrohre, Widerstand und Elektrodenzuführungen werden durch ein zweites Glasrohr geschützt, das auf einen normalen Glühlampensockel aufgesetzt ist; zur Vermeidung von Wärmeverlusten ist der Zwischenraum zwischen beiden Röhren luftleer gepumpt.

Lebensdauer etwa 2000 Stunden.

Grundsätzlich denselben Aufbau wie die Quecksilberdampflampe hat die *Natriumdampflampe* (Gasentladungsrohr gefüllt mit Neon und geringer Menge metallischem Natrium) mit einer Lichtausbeute bis zu 69 lm/W. Lebensdauer etwa 3000 Stunden. Das Licht hat eine ausgeprägt dunkelgelbe Färbung. Anwendung zur Beleuchtung von Straßen, insbesondere Ausfallstraßen von Großstädten.

Das Licht der Metaldampflampen ergibt größere Sehschärfe als Glühlampenslicht.

d) Für Werbezwecke finden *Hochspannungsleuchtröhren* Verwendung, die mit Edelgasen in stark verdünntem Zustand gefüllt sind. Erforderlich sind bei den auf dem Markt befindlichen Rohrquerschnitten etwa 1000 Volt (Wechselspannung) je lfd. Meter; Stromaufnahme bis zu höchstens 100 mA.

e) Als Richtungs- und Signallampe wird die nur einige Milliampere brauchende *Glimmlampe* angewendet; ein mit verdünntem Neon gefüllter Glaskörper enthält zwei Metallelektroden, z. B. zwei Drahtspiralen (Bienenkorbform). Beim Anlegen an Gleichspannung bildet sich auf der mit dem negativen Pol verbundenen Elektrode ein rötliches Glimmlicht aus, bei Wechselspannung erscheint das Glimmlicht im Rhythmus der Frequenz abwechselnd auf den beiden Elektroden.

Sachverzeichnis.

Die *kursiv* gedruckten Abkürzungen bezeichnen die Abschnitte, in denen der betreffende Begriff benutzt wird.

<p><i>Bahn.</i>: Eisenbahnwesen. <i>Binn.</i>: Binnenverkehrswasserbau (Binnenschifffahrt, Schifffahrtskanäle). <i>Bod.</i>: Bodenmechanik. <i>Entw.</i>: Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, landwirtschaftlicher Wasserbau. <i>Erd.</i>: Erdbau. <i>Fest.</i>: Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie. <i>Flug.</i>: Flugbetrieb, Linienführung und Flughafen des Luftverkehrs. <i>Fluß.</i>: Flußbau. <i>Gleis.</i>: Eisenbahnwesen (Unterabschnitt: Oberbau und Weichen). <i>Grund.</i>: Grundbau. <i>Holz.</i>: Holzbau. <i>Hydr.</i>: Mechanik flüssiger Körper.</p>	<p><i>Kraft.</i>: Wasserkraftanlagen. <i>Lab.</i>: Wasserbauliches Versuchswesen. <i>Masch.</i>: Maschinenkunde des Bauingenieurs (einschließlich Elektrotechnik). <i>Mass.</i>: Massivbau. <i>Math.</i>: Mathematik. <i>Mech.</i>: Mechanik starrer Körper. <i>See.</i>: Seeverkehrswasserbau. <i>Stadt.</i>: Stadtebau und Nahverkehr. <i>Stahl.</i>: Stahlbau. <i>Stat.</i>: Baustatik. <i>Stau.</i>: Stauanlagen (Wehre und Talsperren). <i>Stoff.</i>: Baustoffe und ihre Eigenschaften. <i>Straß.</i>: Straßenbau. <i>Tunn.</i>: Tunnelbau. <i>Verk.</i>: Verkehrswirtschaft. <i>Verm.</i>: Vermessungskunde. <i>Wass.</i>: Wasserwirtschaft.</p>
---	---

<p>A-Polygon 288. Abbau, <i>Tunn.</i> 760, 763. Abbildung, konform 64. — winkeltreu 65. Abbinden 376, 1336. Abbindeprozeß 1322. Abdachungsfluß 897. Abdeckung, <i>Stahl.</i> 1711. Abdichten, Kanäle 990. Abdichtung von Ingenieurbauwerken 439, 1712. Abessinierbrunnen 1120. Abfertigungsgebäude, <i>Flug.</i> 549. Abflachung, <i>Fluß.</i> 927. Abfluß 873. Abflußbeiwert 873. Abflußbeiwerte, Tabelle 874. — <i>Entw.</i> 1170. Abflußgang, <i>Wass.</i> 876. Abflußhöhen 873. — Tabelle 874. Abflußjahr 874. Abflußkurve 881. Abflußlinie 126. Abflußmenge 136, 873, 878, 884, 889, 902. Abflußmengendauerlinie 889. Abflußmengenganglinie 889. Abflußmengenschleife 881. Abflußmengensummenlinie 889. Abflußspende 873, 886, 1170. — Tabelle 874. Abflußverhältnis 873. Abflußverminderung 1176. Abflußverzögerung 1175. Abtuh, Baggergut 1864. Abgeschliffene Nähte 424. Abhängigkeit, <i>Bahn.</i> 649. Abklingungszahl, <i>Mass.</i> 1399, 1494. Abkochen, <i>Entw.</i> 1160. Abladetiefe, <i>Binn.</i> 1006.</p>	<p>Ablagerung, <i>Fluß.</i> 896. Ablagerungsboden 772. Ablaufanlage, <i>Bahn.</i> 623. — Leistungsfähigkeit 627. Ableitung, <i>Math.</i> 19. — partiell 22. Ablenkungskraft, <i>Stahl.</i> 1603. Ablesefernrohr 447. Ablesemikroskop 448. Ablösungserscheinungen 1243. Ablösungswalze 140. Ablotverfahren, <i>Verm.</i> 443. Abmessungsverhältnisse, <i>Stahl.</i> 1674. Abnahmeprüfung, <i>Stoff.</i> 407. Abnutzstand 362. — <i>Holz.</i> 353. Abort, <i>Bahn.</i> 618. Abortanlage 1195. Abrams Feinmodul 1324. Abrutsch, <i>Fluß.</i> 895. Abscheren, Flankenkehlnaht 1631. Abschluß, Fahrbahn 593. Abschlußwand, <i>Grund.</i> 847. Abschmelzsicherung 1897. Abschnitte, <i>Holz.</i> 1737. Abschrecken 412, 1615, 1634. Abschreibung, <i>Bahn.</i> 697. — <i>Entw.</i> 1093. — <i>Verk.</i> 526. Absenkungsgleichung, <i>Grund.</i> 850. Absetzbecken 1147, 1202. Absetzer 1864. Absetzgerät 1865. Absetzverfahren, <i>Entw.</i> 1201. absoluter Betrag 63. Absperrschieber 1144. Abspülung, <i>Fluß.</i> 895. Absteckung, <i>Tunn.</i> 760. — <i>Verm.</i> 444, 471. Abstellbahnhof 622. Abstimmen, <i>Verm.</i> 449.</p>	<p>Absturz, <i>Entw.</i> 1189. — <i>Fluß.</i> 921. — <i>Lab.</i> 1238. Absturzbecken 923. Abtragung, <i>Fluß.</i> 895. Abwasser 1163, 1196. — Filterung 1210. — gewerblich 1216. Abwasserbehandlung 1163, 1196. Abwasserchlorung 1209. Abwasserfilter 1210. Abwassergeruchsstoff 1165. Abwasserhebeanlage 1192. Abwasserklärung, elektrisch 1210. Abwasserleitung 1180. Abwassermenge 1167. Abwasserreinigung 1197. Abwasserregnung 1212. Abwasserwirtschaft 1163. Abzweigung, <i>Straß.</i> 572. Achse, <i>Masch.</i> 1813. — <i>Verm.</i> 450. Achsstand, <i>Straß.</i> 554. Achsstandformel 704. Additionsgesetz, <i>Mass.</i> 1343. adiabatische Zustandsänderung 1846. Adsorptionswasser, <i>Bod.</i> 775. Aerokartograph 463. Aeroprojektor 463. Ähnlichkeit, <i>Lab.</i> 1246. Ähnlichkeitsgesetz, <i>Lab.</i> 1240. — Cauchy 1240. — Froude 1238. — Reynold 1239. Ähnlichkeitsmechanik, <i>Lab.</i> 1236. Ahornholz 348. Akkumulation, <i>Fluß.</i> 896. Akkumulator, <i>Masch.</i> 1895. aktiver Erddruck 793.</p>
---	--	---

- Albertschlag 1810.
 Aldrey, *Stoff*. 431.
 Algebra, Fundamentalsatz 12.
 algebraische Funktion 40.
 — Gleichung 12.
 Algenbekämpfung 1150.
 Algorithmus, Gauß 264.
 Alhidade 448.
 Alhidadenlibelle 448.
 Alligator-Zahnringdübel 1761.
 Alpenfluß 875.
 Altarm 930.
 alte Teilung, *Verm.* 442.
 Alter von Beton 391, 1329, 1332.
 Altern, Aluminiumlegierungen 432.
 — Stahl 417, 1547.
 Altstadt 1262.
 Altstadtsanierung 1298.
 Aludur 431.
 Aluminium 430.
 — Festigkeit 432.
 — Oberflächenschutz 438.
 Aluminiumlegierungen 431.
 — *Stahl*. 1530, 1708.
 — Altern 432.
 — Dauerfestigkeit 433.
 — Gefüge 432.
 — Nietverbindungen 433.
 — Schweißen 434.
 — Wetterbeständigkeit 434.
 Ampere 1878.
 — Schwimmerregel 1880.
 Amperestundenzähler 1900.
 Amperewindung 1880.
 Amphibolit 361.
 Amplitude, *Math.* 46.
 Analysator, *Fest.* 181.
 Analyse, harmonisch 62.
 analytische Geometrie 73.
 Andesit 361.
 Aneroid 460.
 Anfahren, *Bahn*. 696.
 Anfahrzeit, *Straß.* 558.
 Anfangsbedingung, *Math.* 37.
 Anfangsfestigkeit, *Stoff.* 379.
 Anfangsformel, *Math.* 46.
 Anforderungen, feuerlösch-
 technisch 1098.
 — hygienisch, *Entw.* 1101.
 angeschlossener Zug, *Verm.*
 466.
 Angriff, *Tunn.* 760.
 — chemisch, auf Beton 399.
 Anhänger, *Straß.* 555.
 Ankergrund 1036.
 Ankermast, *Flug.* 552.
 Ankerplatte, 799, 826.
 Ankerschraube 1575, 1808.
 Ankerstrom 1890.
 Ankerwand, *Grund.* 826.
 Ankerwicklung 1887.
 Ankerzug, *Grund.* 822.
 Anlagekosten, *Bahn.* 692.
 — *Flug.* 551.
 — *Kraft.* 983.
 — *Verk.* 525.
 Anlassen, *Masch.* 1892.
 — Stahl 411.
 Anlasser, *Masch.* 1890.
 Anlaßvorrichtung, *Masch.*
 1837.
 Anlaßwiderstand 1890.
 Anlaufdrehmoment 1890.
 Anlagebrücke 1733.
 Anmachwasser 372, 388, 1341.
 Anmarschweg 518.
 Anode 1879.
 Anordnung, Brücken 1664.
 Anpassungsfähigkeit, Ver-
 kehrsmittel 529.
 Anrampung, *Stahl.* 1665.
 Anschlageisen 1532.
 Anschleifen, *Stahl.* 1630.
 Anschluß, *Holz.* 1757, 1773.
 — *Stahl.* 1576, 1584.
 — *Straß.* 563, 572.
 — beweglich 1730.
 — biegesteif 1609, 1658.
 — Biegeträger 1605.
 — schief 1612.
 — Tragfähigkeit 1654.
 Anschlußbahnhof 621.
 Anschlußmoment, *Stahl.* 1606.
 Anschlußwinkel, *Stahl.* 1586.
 Anstau 121.
 Anstrengung, *Stahl.* 1533.
 Anstriche 427, 436.
 — *Mass.* 1459.
 — Vorschriften 438.
 Antimetrie, *Stat.* 223, 265.
 antizyklonale Luftbewegung
 1080.
 Anweisung, Mörtel und Beton
 372.
 Anwurfmotor 1891.
 Anzapfmaschine 1824.
 Anzugsmoment, *Masch.* 1891.
 Appel, Rippendübel 1759.
 Apsidenkuppel 1466.
 Äquivalent, elektrochemisch
 1879.
 Arbeit, *Bahn.* 679.
 — *Fest.* 148.
 — *Masch.* 1898.
 — *Mech.* 97.
 — indiziert 1831.
 — virtuell 149.
 Arbeitsfestigkeit 1545, 1551.
 Arbeitsfugen, *Straß.* 590.
 Arbeitsgleichung, *Mech.* 105,
 109.
 — *Stat.* 236.
 — Fachwerk 240.
 — Stabwerk 252.
 Arbeitsgerüst 1801.
 Arbeitsmarkt 1308.
 Arbeitszeit 1313.
 Architekturplatz 1272.
 Arcusfunktion 46.
 Area-Funktion 50.
 Artesische Quelle 1111.
 Artesisches Grundwasser 884,
 1112.
 — Wasser, *Bod.* 775.
 Asbestzement 405.
 Asbestzementrohr, *Entw.* 1138.
 Asphaltbeton, *Straß.* 586.
 Asphaltmastix, *Straß.* 583.
 Asphaltmischmakadam 585.
 Asphaltstreumakadam 585.
 Asphalttrankmakadam 584.
 Ast 356, 1741.
 astfreies Holz 351.
 Ästigkeit 348.
 Asymptote 41, 67, 80.
 Asynchronmotor 1892.
 Atmosphäre 868.
 Atamentverfahren 427.
 Ätzkalk, *Entw.* 1161.
 Aufbauplan, *Stadt.* 1291.
 Aufbereitungsmaschinen 1873.
 Aufdämpfung, *Holz.* 1777.
 Aufenthaltsgebäude, *Bahn.*
 618.
 aufgelöste Stauwand 965.
 aufgelöstes Grundmauerwerk
 861.
 Aufhängung, *Stahl.* 1699.
 Aufhöhung, *Fluß.* 926.
 Aufklauung, *Holz.* 1767.
 Auflagerbank, *Stahl.* 1721.
 Auflagerpunkt, *Stahl.* 1673.
 Auflagerquader, *Stahl.* 1725.
 Auflagerstück, *Stahl.* 1710.
 Auflagerung, *Stahl.* 1720.
 — Biegeträger 1605.
 Auflandung 1223.
 Auflandungsverfahren 1203.
 Auflasten, *Grund.* 808.
 Auflockerung, *Erd.* 735.
 Auflösung, *Math.* 9.
 — *Stat.* 262.
 Aufmarschplatz 1272, 1278.
 Aufnahme, *Verm.* 464.
 Aufnahmemeinstrumente, *Verm.*
 463.
 Aufreiben 1573.
 Aufreißhammer 1870.
 Aufriß 66.
 Aufsatzkasten 856.
 Aufschaukel 1555.
 Aufschiebling, *Holz.* 1763.
 Aufschlammung, *Bod.* 773.
 Aufschleppe 1064.
 Aufschlickung 1083, 1232.
 Aufschneiden, Weiche 650.
 Aufspülung 1083.
 Aufstandfläche, *Stahl.* 1673,
 1722.
 Aufstellgerüst 1734, 1793.
 Aufstellung, *Stahl.* 1734.
 Aufstrich, *Stahl.* 1712.
 Auftauen, *Stoff.* 360.
 Auftaugrenze, *Bod.* 776.
 Auftragschweißung 1613.
 Auftrieb, *Bod.* 786.
 — *Flug.* 538.
 — *Hydr.* 416.
 — *Stau.* 943.
 Aufzugsgerüst 1801.
 Augenlager, *Masch.* 1814.
 Augenstab 1591, 1697.
 Ausbau, stufenweise, *Kraft.*
 984.
 Ausbaugeswindigkeit 564.
 Ausbaugröße, *Entw.* 1092.
 — *Kraft.* 977.
 Ausbesserungswerk, *Bahn.* 644.
 Ausbeute, *Mass.* 1327.
 Ausbiegung, anfänglich 1667.
 Ausbluhungen 437.
 Ausbreitmaß 390, 1326.
 Ausbreitungsgeschwindigkeit,
Bod. 802.
 — Tabelle 805.
 Ausbreitversuch 392, 1326.
 Ausbruchquerschnitt, *Tunn.*
 760.
 Ausdehnungskupplung 1816.
 Ausdehnungsziffer, *Stat.* 252.
 Ausfuchung, *Stahl.* 1676.
 Ausfahrgruppe, *Bahn.* 623.
 Ausfallstraßen 1311.
 Ausflockungsmittel 1147.
 Ausfluß aus Öffnungen 135.
 Ausflußgeschwindigkeit 136.
 Ausflußmenge 136.
 Ausfuhr 1047.

- Ausgaben, *Verh.* 516.
 Ausgleich, *Kraft.* 982.
 Ausgleichbecken 979.
 Ausgleichsrechnung 5.
 Ausgleichung, *Math.* 6.
 Aushärtung 432.
 Aushilfsanlage, *Entw.* 1092.
 Ausklinkung 1606, 1704.
 Ausknicken, *Mass.* 1344.
 Auskolkung 141.
 Auskuppeln, *Masch.* 1817.
 Auslese, *Holz.* 355.
 Ausmittigkeit, *Mass.* 1363.
 Ausnagung, *Fluß.* 896.
 Ausnutzungsgrad, *Verh.* 512, 529.
 Ausnutzungsziiffer, *Kraft.* 976.
 Auspressen, Gewölbe 1501.
 Auspuffmaschine 1824, 1830.
 Ausrundung, *Straß.* 570.
 Austrüsten, *Maß.* 1338.
 — Bogenbrücken 335, 1515.
 Austrüstung, *Straß.* 596.
 — Schleuse 1069.
 Austrüstungskaje 1053.
 Austrüstungsvorrichtungen 1784, 1790.
 Außendruck, *Entw.* 1142.
 Außerpumpmaschine 1887.
 Außenverkleidung, Gebäude 363.
 Außenvorhafen 1034.
 äußere Kraft, *Stat.* 219.
 äußeres Produkt 75.
 außerdemiger Druck, *Mass.* 1362.
 — Zug, *Mass.* 1363.
 Außermittigkeit, *Holz.* 1746, 1749.
 Aussiedlung 1313.
 Ausstauchen, *Stahl.* 1562.
 Aussteifung, *Stahl.* 1649, 1674.
 Austrocknung, *Holz.* 1736.
 — *Mass.* 1336.
 Ausweichen, Pfeiler 1666.
 — Widerlager 336, 1508, 1666.
 Ausweichflughäfen 551.
 Auswertinstrumente, *Verm.* 463.
 Ausziehgleis, *Bahn.* 615.
 Auszimmerung, *Tunn.* 762, 763.
 Auszug, *Stahl.* 1730.
 Autobus, *Städt.* 1304.
 Autograph 463.
 Autohof, *Städt.* 1276.
 Axonometrie 69.
- Bahnsteigsperrung 618.
 Bahnnumformer 1894.
 Bake, *See.* 1090.
 Bakelitkleim 1753.
 bakteriologische Untersuchung, *Entw.* 1103.
 Balken, *Mass.* 1440.
 — *Stahl.* 1677.
 — Langer, *Stahl.* 1688.
 — mit Hängegurt 1678.
 — stellvertretend 257, 316.
 — verdübelt 1768.
 Balkenbinder, *Holz.* 1771.
 Balkenbrücke, *Mass.* 1468, 1516.
 — *Stahl.* 1668.
 Balkenbrücken mit Vorspannung 1469, 1522.
 Balkengleisbremse 638.
 Balkenrost, *Mass.* 1433, 1445.
 Balkensteifigkeit 193.
 ballistische Wassermessung 135.
 Bandausleger 1863.
 Bandbremse 1852.
 Bänder, *Holz.* 1762.
 Bandförderer 1859.
 Bandseil 1811.
 Bandstahl 1532.
 Bandströmung 117.
 Bandtrieb 1818.
 Bandwürste 910.
 Bär, *Masch.* 1866.
 barometrische Höhenmessung 455, 460, 476.
 — Höhenstufe 476.
 Barre, *See.* 1084.
 Basalt 360.
 Basaltlava 361.
 Baublock 1284.
 Baudenkmal 1300.
 Baudichte 1287.
 Bauer-Vogel-Verfahren 438.
 Baufläche 1260.
 Bauflucht 1283.
 Baugebiet 1281.
 Baugerüste, *Holz.* 1784.
 Baugesinnung 1292.
 Baugips 375.
 Bauglas 434.
 Baugrube 850.
 — offen, *Grund.* 850.
 — *Tunn.* 767.
 Baugrubenabsteifung, *Entw.* 1187.
 Baugrund 809.
 Baugrundbelastung, zulässig 804.
 Baugrundforschung 771.
 Baugrundkarte 1295.
 Bauguß 427.
 Bauhöhe 1665.
 Bauholz 348, 1735.
 — fehlkantig 356, 1738.
 — frisch 1739.
 — Gütebedingungen 1738.
 — Güteklassen 356.
 — halbtrocken 1739.
 — Luftfeuchtigkeit 357.
 — scharfkantig 356, 1738.
 — sägegestreift 356, 1738.
 — trocken 1739.
 Bauklammer 1762.
 Bauleistungen, Vorschriften 375, 734.
 Baulos, *Erd.* 748.
 Baumkante 356, 1739.
- Bauplan, *Erd.* 734.
 Baurecht 1315.
 Bauschinger-Effekt 1542.
 Baustahl 407, 1529.
 — bei hoher Temperatur 419.
 — hochgeköhlt 1529.
 — hochwertig 407, 1530.
 Baustahlgewebe 415.
 Baustatik 215.
 Bausteine 359.
 — Elastizität 363.
 — Schlagfestigkeit 362.
 — Wasserlagerung 360.
 Baustellenstoß 1647.
 Baustoff, s. auch Werkstoff.
 — idealplastisch 1541.
 Baustoffaufwand, *Stat.* 291.
 Baustoffbedarf, *Straß.* 600.
 Baustoffe 348.
 — *Fluß.* 910.
 — *Stoff.* 348.
 — *Straß.* 581.
 Baustufe, *Städt.* 1260, 1288.
 bautechnische Vorschriften, *Bahn.* 608.
 Bauten, fliegend 359.
 Bautiefe 1286.
 Bauüberwachung 402.
 Bauwerk, aufgelöst, *Grund.* 861.
 — massiv gegründet 850.
 Bauwerksfestigkeit, *Mass.* 1330.
 Bauweise, *Städt.* 1281.
 — belgisch, *Tunn.* 763.
 — deutsch, *Tunn.* 763.
 — englisch, *Tunn.* 764.
 — Hetzer, 1772.
 — Kübler 1767.
 — Melan 1515.
 — österreichisch, *Tunn.* 765.
 Bauwerkschaden, *Bod.* 805.
 Bauwick 1282.
 Bauwinde 1854.
 Bauwürdigkeit, *Bahn.* 607.
 — Binnenwasserstraße 1004.
 Bauzeit, *Erd.* 742.
 Bauzonenplan 1287.
 Bauzug, *Erd.* 744.
 Bauzuschlag, *Stahl.* 1670.
 Bazin, Formel 901.
 Beanspruchung, *Stahl.* 1535.
 — mehrachsig 155.
 — Niete 1564.
 — ruhend 1534.
 — schwellend 1557.
 — statisch 1534.
 — wechselnd 1547, 1557.
 — zulässig, *Holz.* 1743, 1786.
 Bearbeitung, Schweißnaht 1630.
 Beaufort-Skala 1079.
 Beaufschlagung, *Entw.* 1202.
 — *Masch.* 1838.
 Bebauung 1281.
 Bebauungsdichte 1095, 1287.
 Bebauungsplan 1253.
 Becherwerksforderer 1860.
 Bedarfsmenge, *Wass.* 891.
 Bedarfsverkehr 492.
 Bedingungen, Mauerwerk 367.
 Beetgraben 1222.
 Befehlsfeld, *Bahn.* 653.
 Befehlsstelle, *Bahn.* 653.
 Befehlsstellwerk 652.
 Befestigung, *Straß.* 594.
 Befestigungsmittel, *Gleis.* 709.

- Befestigungsschraube 1806.
 Befeuungsanlage, *Flug.* 541.
 Beförderungskosten, *Binn.* 1004.
 — *Straß.* 604.
 Beförderungspflicht 533.
 Beförderungswerte 488, 511.
 Behaglichkeitssonne, *Verk.* 508.
 Behälter, *Entw.* 1131.
 Behälterboden 200.
 Behälterrahmen 340, 345.
 Behältertheorie 203.
 Behälterverkehr 514.
 Behausungsziffer 1287.
 Behelfsanlage, *Entw.* 1217.
 Behm-Ichholot 909.
 Beilage, *Stahl.* 1679.
 Beißblech, *Holz.* 1793.
 Beiwerte, Iszkowski 885.
 Beiwinkel 1585.
 Beizeh 438.
 Bekohlen, *Bahn.* 641.
 Belag, *Holz.* 1786.
 Belagstahl 1531, 1705.
 Belastung, *Fest.* 151.
 — *Stahl.* 1665.
 — *Stat.* 219.
 — beweglich 232.
 — kritisch 205.
 — plötzlich 102.
 — Umordnung 266.
 — veränderlich 1546.
 — virtuell 106, 236.
 — wechselnd 151.
 — *Stahl.* 1546.
 Belastungseinheit, Gerade 237.
 — Geradenpaar 237.
 — Punkt 237.
 — Punktepaar 237.
 Belastungszahl 261.
 Belastungsziffer, *Kraft.* 976.
 Belebtschlammverfahren 1214.
 belgische Bauweise, *Tunn.* 763.
 Beleuchtung, *Tunn.* 760.
 — elektrisch 1901.
 Beleuchtungsstärke 1902.
 Belichtung, *Städt.* 1289.
 Belüftung, *Entw.* 1155.
 — *Tunn.* 758.
 Bemessung, *Mass.* 1360.
 — *Stahl.* 1554, 1632.
 — Fahrplattentafel 1709.
 — Gelenk 1731.
 — Haftung, *Mass.* 1370.
 — Lager 1731.
 — Pucher, Verfahren 1362.
 — Rechteckquerschnitt, *Mass.* 1352.
 — Scheren, *Mass.* 1370.
 — Schub, *Mass.* 1370.
 — Schweißnaht 1626.
 — Verdrehen, *Mass.* 1370, 1382.
 — Zugstab, *Stahl.* 1578.
 Benson-Kessel 1828.
 Benutzungsrecht, *Straß.* 553.
 Beobachtungstollen, *Stau.* 961.
 Bequemlichkeit, *Verk.* 505.
 Berechnung, Schweißverbindungen 1623.
 — unabhängig, *Stat.* 267.
 — γ -Verfahren, *Stahl.* 1360.
 Beregnung, künstlich 1230.
 Bereich, elastisch, *Stahl.* 1549.
- Bereich, plastisch, *Stahl.* 1549.
 bergmännischer Tunnelbau 758.
 Bergrutsch 895.
 Bergsturz 928.
 Berichtigungsrichtungen, *Verm.* 447.
 Berieselung 1229.
 Bernoulli, Satz, *Hydr.* 130.
 — Differentialgleichung, *Math.* 35.
 — Energiegleichung 99.
 — Zahlen 59.
 Berollung, *Fluß.* 911.
 Berufsverkehr 1303.
 Berührung, *Fest.* 157.
 — *Stahl.* 1731.
 Berührungsfläche, *Straß.* 561.
 Beschäftigungsgrad, *Verk.* 528.
 Beschlagen, *Holz.* 1737.
 Beschleunigung, *Mech.* 87.
 Beschleunigungsvektor 88.
 Besichtigungswagen, *Stahl.* 1718.
 Besiedlungsdichte 1287.
 Besonnung, *Städt.* 1289.
 Bessel, Formel 16.
 — Funktion 55.
 Bestandsaufnahme, *Städt.* 1254.
 Bestandteile, organisch 388.
 bestimmte Integrale 23, 31.
 Bestimmtheit, kinematisch 272.
 Bestimmungen, *Holz.* 1735.
 Beton, *Mass.* 1320.
 — *Stoff.* 382, 402.
 — Alter 391, 1329.
 — Biegunszugfestigkeit 392, 1351.
 — chemische Angriffe 399.
 — Dauerfestigkeit 400, 1330.
 — Dehnmaß 1331.
 — dicht 1457.
 — Druckfestigkeit 384, 1329.
 — Eigenschaften 1340.
 — Elastizität 393, 1331.
 — erdfeucht 1325.
 — Festigkeit 384, 1329.
 — Fließen 1337.
 — flüssig 1325.
 — Förderung 1328, 1877.
 — Gleitwiderstand 396.
 — im Feuer 400.
 — Konsistenz 1325.
 — Kriechen 393, 1336, 1509.
 — Mischen 388.
 — Nachbehandlung 388.
 — Oberflächenschutz 437.
 — plastisch 1325.
 — Plastizität 1336.
 — Quellen 393, 1336.
 — Risse 1321.
 — Scherfestigkeit 1331.
 — Schubfestigkeit 1331.
 — Schwinden 393, 1336.
 — Spannungs-Dehnungslinie 1333.
 — Tonbeimengung 388.
 — und Mörtel, Anweisung 372.
 — Unterwasserschüttung 856.
 — Verankerung 396.
 — Verarbeitung 388, 1325.
 — Verhalten gegen Elektrizität 1341.
- Beton, vorgespannt 1470.
 — Wärmeausdehnung 400.
 — Wärmedurchlässigkeit 395.
 — Wärmeleitfähigkeit 399, 1340.
 — Wassergehalt 388.
 — weich 388, 1325.
 — Werksteine 404.
 — Wetterbeständigkeit 397.
 — Zugfestigkeit 392, 1331.
 Betonai, *Straß.* 582.
 Betondecken, *Straß.* 589.
 Betonfeuchtigkeit 1336.
 Betongute 1329.
 Betonierbrücke 1877.
 Betonieren im Ring 1516.
 Betonmischmaschine 1876.
 Betonpfahl, *Grund.* 829.
 Betonpumpe 1877.
 Betonrohre 404, 996.
 Betonsand 1323.
 Betonschale 1345.
 Betonschüttung, *Grund.* 856.
 Betonstahl 409.
 — hochwertig 409.
 Betonstraße, *Mass.* 1324.
 Betonzugspannung 1350, 1470.
 Betrag, absolut 63.
 Betrieb, Entwässerungszug 1193.
 — Talsperre 968.
 Betriebsapparat, *Verk.* 510.
 Betriebsbereitschaft, *Verk.* 497.
 Betriebsdiagramm, *Bahn.* 694.
 Betriebsdruck, *Masch.* 1811.
 Betriebsführung, *Bahn.* 681.
 Betriebskapital, *Verk.* 525.
 Betriebskosten, *Bahn.* 681.
 — *Flug.* 551.
 — *Verk.* 525.
 — Verkehrsmittel 672, 692.
 Betriebsleistung, *Bahn.* 681.
 — *Verk.* 504.
 Betriebsmittel, *Gleis.* 729.
 Betriebspflege, *Bahn.* 684.
 — Dampflokomotiven 682.
 Betriebsplan, *Bahn.* 693.
 — *Verk.* 515.
 Betriebssicherheit, *Verk.* 493.
 Betriebswerkstatt, *Bahn.* 643.
 Betriebswert, *Verk.* 493.
 Betriebsunfall, *Verk.* 494.
 Betti, Satz, *Stat.* 237.
 Bettung, *Gleis.* 709.
 Bettungsbreite, *Bahn.* 610.
 Bettungsdruck, *Gleis.* 704.
 Bettungshöhe 610.
 Bettungsziffer 218, 703, 790.
 Beulung 1666.
 — *Fest.* 211, 212.
 — versteifte Platten 1667.
 Beulvorschriften 1667.
 Bevölkerungsdichte 1095, 1277.
 Bevölkerungszahl, *Städt.* 1260.
 Bewaldrechten 1737.
 Bewässerung 1229.
 bewegliche Anschlüsse 1730
 — Belastung 232.
 — Brücken 1733.
 — Gelenke 1729.
 — Ketten 218.
 — Lager 1723.
 — Wehre 946.
 Beweglichkeit, *Stat.* 219.
 — Raumtragwerke 271.

- Bewegung, *Straß.* 557.
 — frei 88.
 — schießend 900.
 — stationär 98.
 — strömend 900.
 — Wasser 900.
 Bewegungsenergie, *Hydr.* 130.
 Bewegungsgröße 99.
 Bewegungslehre 85.
 Bewegungsschraube 1806.
 Bewegungswiderstand, *Straß.* 557.
 Bewehrungsprozensatz 1350.
 Bewertung, *Straß.* 599.
 Bezirksbahnhof 639, 1039.
 Bezirksnetz, *Entw.* 1165.
 Biberschwanz 368.
 Biegedübel, *Holz.* 1755.
 — Tragfähigkeit 1735.
 Biegeebene 160.
 Biegefläche, Platte 186.
 Biegelinie, *Fest.* 160.
 — *Stat.* 237.
 — Fachwerk 240.
 — Stab 256.
 — Stabzug 240.
 — Tabelle 279.
 Biegemoment 217.
 — Grenzwert 290.
 — Platte 185.
 — Stab 158.
 Biegen mit Schweißflamme 1635.
 Biegespannungen, Behälter 202.
 — Schale 196, 201.
 — Verteilung 1602.
 biegesteife Ecke, *Stahl.* 1610.
 — Verbindung 1608.
 biegesteifer Anschluß 1609, 1658.
 Biegesteifigkeit, Platte 187.
 — Schale 202.
 Biegeträger, *Stahl.* 1592.
 — Anschluß 1605.
 — Auflagerung 1605.
 — Dauerfestigkeit, *Stahl.* 1600.
 — gekrummt 1602.
 — Nietabzug 1593.
 — Stoß, *Stahl.* 1595.
 — Stützung, *Stahl.* 1605.
 — Tragfähigkeit, *Stahl.* 1592.
 Biegewinkel 423, 1619.
 Biegezugfestigkeit, Beton 392, 1352.
 — Zement 380.
 Biegung, *Fest.* 157.
 — und Belastung, *Stahl.* 1541.
 — plastisch 164, 1541.
 — räumlich 160.
 — schief, *Mass.* 1366.
 — Schubkraft, *Stahl.* 1594.
 — Schubspannungen 166.
 — Stahlbetonquerschnitte 1351.
 — und Schub, *Stahl.* 1672.
 Biegungsbruch, *Mass.* 1351.
 Biegungsfestigkeit, *Holz.* 1745.
 Biegunsspannung in Nieten 1569.
 Biegunstheorie 159.
 — *Mass.* 1351.
 — gekrümmte Stäbe 1602.
 — Schalen 1467.
 Biegunszugfestigkeit, Beton 1351.
 Bifurkation 897.
 Bildebene, *Verm.* 463.
 Bildhauptpunkt, *Verm.* 463.
 Bimsbeton 393.
 Bindeblech 210, 1679.
 Bindemittel, *Mass.* 1327.
 — *Straß.* 582.
 — hydraulisch 375.
 Binder, *Holz.* 1785.
 Binderaabstand, *Holz.* 1786.
 Binderscheibe 1460.
 Bindersystem, *Holz.* 1776.
 Bindezeit 376.
 Bindiger Boden 771, 784.
 Bindung, *Stahl.* 1614.
 Bindungsfehler 1630.
 Binnenhafen 1069.
 Binnenschiffahrt 1003.
 Binnenschiffahrtsschleuse 1022.
 Binnenschiffsanlage 1056.
 Binnenverkehrswasserbau 1002.
 Binnenvorhafen 1034.
 Binnenvasserstraße, Bauwürdigkeit 1004.
 Binominalfunktion 18.
 Binominalkoeffizienten 14.
 Binominalreihe 58.
 Binormale 83, 86.
 Binormalenvektor 86.
 Biofilter 1214.
 biologische Filterung 1149.
 — Verfahren 1155, 1210.
 — Wasserwirtschaft 866.
 Birkenholz 348.
 Bitumen 439.
 — *Straß.* 583.
 Bitumenemulsion, *Straß.* 583.
 bituminierte Zemente, *Straß.* 583.
 Bitumuls, *Straß.* 583.
 Blatt, *Holz.* 1764.
 Blattfeder, *Stahl.* 1730.
 Blattstoß, *Holz.* 1764.
 Bläue, *Holz.* 1740.
 Blauwärme, *Stahl.* 1548.
 Blech 1532.
 Blechtafel, gewellt 1709.
 Blei 429.
 Bleiakкумулятор 1895.
 bleibende Formänderung 150.
 Bleichert-Zuegg, Seilbahn 733.
 Bleimennige 429, 438.
 Bleiplattengelenk 1484.
 Bleirohr 429.
 Bleiwolle 429.
 Blindarbeit 1884.
 Blindlandanlage, *Flug.* 550.
 Blindleistung 1884.
 Blindstab, *Stahl.* 1730.
 Blindstrom 1884.
 Blindwiderstand 1884.
 Blitzriß, *Holz.* 1740.
 Blockabhängigkeit 660.
 Blockbebauung 1284.
 Blockgründung 857.
 Blocklänge, *Stadt.* 1286.
 Blockschüttung, *See.* 1058.
 Blocksperrre, *Bahn.* 656.
 Blockstelle, *Bahn.* 645.
 Blocktiefe, *Stadt.* 1286.
 Blockung, *Bahn.* 654.
 Blutalbuminleim 440.
 Bockkran 1858.
 Boden, *Entw.* 1219.
 — bindig 771, 784.
 — nicht bindig 771, 781.
 — verkittet 771.
 Bodenarten, *Bod.* 771.
 — *Entw.* 1220.
 — *Erd.* 734.
 Bodenbelastung, zulässig 804.
 Bodendruckverteilung 791.
 Bodeneigenschaften, *Bod.* 772.
 — *Entw.* 1219.
 Bodeneigentum 1251.
 Bodenenteignung 1252.
 Bodenfilterung 1149, 1212.
 Bodenförderung 743.
 Bodenfrost 777.
 Bodengewicht 735.
 Bodengewinnung 740.
 Bodengrundwerte, Tabelle 805.
 Bodenkarte, *Entw.* 1220.
 Bodenkunde 770.
 bodenkundliche Vorarbeiten 804.
 Bodenmechanik 770.
 Bodenmässe, *Entw.* 1221.
 Bodenorganisation, *Flug.* 537, 551.
 bodenphysikalische Prüfverfahren 804.
 Bodenpolitik 1250.
 Bodenpressungen, zulässig 804.
 — Tabelle 805.
 Bodenprobe, Entnahme 803.
 Bodenprüfstellen 771.
 Bodenrecht 1251, 1315.
 Bodenschwingsruttler 1872.
 Bodenstatik 786.
 Bodenuntersuchung 803.
 — *Erd.* 734.
 Bodenverdichter, *Masch.* 1873.
 Bodenverdichtung, *Grund.* 857.
 Bodenverfestigung 786, 858.
 Bogen, eingespannt, *Mass.* 1497.
 — — *Stat.* 330.
 — elastisch eingespannt 1493.
 — Knickversuche 1694.
 — vollwandig, *Stahl.* 1691.
 Bogenbinder, *Holz.* 1772, 1776.
 — genagelt 1773.
 Bogenbrücken, *Mass.* 1468.
 — *Stahl.* 1688.
 — Ausrüsten 1515.
 — echt 1486.
 — Herstellung 1515.
 — Knicksicherheit, *Mass.* 1511.
 — Theorie, *Mass.* 1474.
 — unecht, *Mass.* 1486.
 Bogenkreis, *Stahl.* 1668.
 Bogenhauptpunkte, *Verm.* 471.
 Bogenherzstück 718.
 Bogenkämpfer 315.
 Bogenkraft 318.
 Bogenlänge 82.
 Bogenmaß 3, 44, 442.
 Bogenmittellinie 334.
 Bogenpunkte, *Verm.* 471.
 Bogenträger 315.
 — *Stahl.* 1651, 1689.
 — Ausrüstung 335.
 Bogenverkürzung, *Mass.* 1509.
 Bogenweiche 719.

- Bogenzusammendrückung, *Mass.* 1490.
 Bohle, *Holz.* 1738.
 Bohlenbelag, *Holz.* 1783.
 Bohrbrunnen 1122.
 Bohrgeräte 1866.
 Bohrhammer 1868.
 Bohrmaschinen, *Erd.* 741.
 — *Tunn.* 758.
 Bohrung, *Erd.* 734.
 — *Stahl.* 1566, 1588.
 Boje 1007.
 Bollmannfilter 1152.
 Bolzen, *Holz.* 1754.
 — *Stahl.* 1571.
 — Festigkeit 1574.
 — konisch 1572.
 — zylindrisch 1572.
 Bolzengelenk 1485, 1727.
 Bolzenverbindung, *Holz.* 1754.
 Bөлzungsrahmen, *Tunn.* 761.
 Bondur 431.
 Bootschleppe 1027.
 Borde, *Holz.* 1738.
 Bordschwelle 365, 404, 593.
 Bordstein 365, 404.
 — *Stahl.* 1712.
 Bore, *Hydr.* 128.
 Bosch, Bohrhammer 1871.
 Böschung 740.
 — Schutz 750.
 Böschungsbruch, *Bod.* 800.
 Böschungsgestaltung, *Erd.* 738.
 Böschungskegel, *Math.* 66.
 Böschungsneigung, *Fluß.* 916.
 — *Kraft.* 990.
 — *Stau.* 959.
 Böschungspflaster, *Erd.* 750.
 Böschungsschutz, *Erd.* 740.
 Böschungsverhältnis, *Erd.* 735.
 Böschungswinkel 783.
 Brandschaden 420.
 Brandung 1079.
 Brauchwasser 1101, 1126.
 Brecher, *See.* 1079.
 Brechpunkt, *Straß.* 582.
 Brechsand 364, 582.
 Bredt, Formel 174.
 Breitbandstahl 1532.
 Breite, mitwirkend, *Mass.* 1356, 1441.
 — — *Stahl.* 1603.
 Breitflachstahl 409, 1532.
 Breitfußschiene 705.
 Bremsarbeit, *Bahn.* 680.
 Bremsband 1853.
 Bremse, *Bahn.* 680, 687.
 — *Gleis.* 730.
 — *Masch.* 1852.
 Bremsgefalle, *Bahn.* 608.
 Bremsgewicht, *Bahn.* 680.
 Bremskammerwirkung, *Hydr.* 140.
 Bremskraft, *Mass.* 1420.
 — *Stahl.* 1666.
 Bremsneigung, *Straß.* 559.
 Bremsseil, *Gleis.* 733.
 Bremsstrecke, *Bahn.* 632.
 Bremsverband 1720.
 Bremsweg 495.
 — *Bahn.* 687.
 — *Straß.* 569.
 Bremszeit, *Bahn.* 687.
 Bremszeitzuschlag 676, 696.
 Brennpunkt 67.
 Brennschneiden 1614.
 Brennstoff 1836.
 Brennstoffverbrauch, *Bahn.* 694.
 Brennweite, *Verm.* 460.
 Brett, *Holz.* 1738.
 Briefmarke, *Stahl.* 1643.
 Brigg-Logarithmus 47.
 Brockenkörper 1213.
 Bruch, *Bod.* 782.
 — *Fest.* 155.
 Bruchbedingung 155, 1537.
 Bruchbilder, *Stahl.* 1577.
 Bruchdehnung 151.
 Bruchfestigkeit, *Holz.* 1746.
 — *Mass.* 1333.
 Bruchlast, *Stahl.* 1577, 1588.
 Bruchsicherheit, *Stahl.* 1534.
 Bruchspannung 151, 1578.
 Bruchsteinmauerwerk 362.
 Bruchzustand, *Stahl.* 1537.
 Brücken, Anordnung 1664.
 — beweglich 1733.
 — Einteilung, *Stahl.* 1663.
 — Entwässerung 1712.
 — geschlossen 1664.
 — Hauptträgersystem, *Stahl.* 1667.
 — hölzern 359, 1781.
 — Langverschieben 1797.
 — Lebensdauer, *Stahl.* 1662.
 — massiv 1468.
 Brückenbreite 1665.
 Brückendraht 1698.
 Brückengewölbe, *Stat.* 335.
 Brückengleis 711.
 Brückenstau 122.
 Brückenwaage, *Bahn.* 619.
 Brünieren 438.
 Brunnen, *Entw.* 1114, 1121.
 — *Grund.* 850, 864.
 — Dortmund 1203.
 Brunnengrundung 851.
 Brunnenleistung, *Grund.* 850.
 Brustriegel 1769.
 Brustversatz 1765.
 Brustzapfen 1764.
 Bruttoregisterntonne 501.
 Buchenholz 348.
 Buckelblech 1533, 1706.
 — flachgespannt 1707.
 Bügel, *Mass.* 1375.
 Bügelbewehrung 1342.
 Bügelholz 1784.
 Bügelkraft 1378.
 Buhne 918.
 Bühnenfelder 140.
 Bulldogplatte 1760.
 Bulldogverbinder 1760.
 Bündelsystem, *Stadt.* 1262.
 Buntsandstein 360.
 Bürgersteig 595.
 Bürgersteigplatten 365, 404.
 Buschlahnung 1233.
 Busssole 454.
 Bussolenzug 478.
 Cabról, Holzbauweise 1755.
 Cachinkupplung 1816.
 Caisson 852.
 Cardangelenk 1817.
 Cardanformeln 13.
 Castigliano, Prinzip 150.
 Casus irreducibilis 13.
 Cauchy, Ähnlichkeitsgesetz 1240.
 Ceretti-Tanfani, Seilbahn 733.
 Charakteristik, *Verk.* 500.
 Cauchy-Riemann, Differentialgleichungen 64.
 Chaussee 583.
 chemische Angriffe, Beton
 — — 399, 1341.
 — — Holz 1770.
 — — Zement 382.
 Chlorkautschuk 438.
 Chlorung 1160.
 Christoph u. Unmack, Stufendübel 1760.
 — — Tellerdübel 1760.
 Citybildung 1299.
 Clairaut, Differentialgleichung 36.
 Colas, *Straß.* 583.
 Concrelith, Bauweise 592.
 Coriolisbeschleunigung 94.
 Coulomb, Erddrucklehre 793.
 — Reibungsgesetz 783.
 — Theorie 794.
 Cremonaplan 230.
 Croß, Verfahren 1403, 1420.
 Culmann, Kraftezerlegung 222.
 — Verfahren, *Grund.* 834, 842.
 Cumaninverfahren 1162.
 D'Alembert Prinzip 113.
 Dachbinder, *Stahl.* 1659, 1733.
 Dachdeckerarbeiten 375.
 Dachformübergang, *Straß.* 566.
 Dachpappe 439.
 Dachrahmen, *Stat.* 340.
 Dachschiefer 361.
 Dachwehr 953.
 Dachziegel 365.
 Damm, *Bod.* 805.
 — *Erd.* 739.
 — Verdichtung 750.
 Damman-Asphalt 587.
 Dammbalkenwehr 947.
 Dammbau 748.
 Dammkörper, *Stau.* 958.
 Dammschüttung 749.
 Dampf, naß 1824.
 — überhitzt 1824.
 Dampfbär 1867.
 Dampfer, *See.* 1041.
 Dampffluß, *Masch.* 1834.
 Dampfkessel 1826.
 — Feuerung 1828.
 — Überwachungsverein 1826.
 Dampfkraftanlage 1824.
 Dampflokomotive 673, 689.
 — Betriebspflege 682.
 — Unterhaltung 684.
 Dampfmaschine 1823.
 Dampfschlepper 1003.
 Dampfstrahlpumpe 1846.
 Dampfturbine 1832.
 Dämpfungsschleite 1549.
 Dampfverbrauch 1831.
 Dampfwalze, *Stahl.* 1666.
 Darcy, Filtergesetz 776, 884, 1115.
 Darrgewicht 354, 1738.
 darstellende Geometrie 66.
 Darstellung, graphisch 4.
 Dauerbeanspruchung, *Stahl.* 1551.
 Dauerbelastung, *Stahl.* 1556.

- Dauerbiegefestigkeit, *Stahl*. 1602.
 Dauerbruch 151, 1552.
 — Sicherheit, *Stahl*. 1559.
 Dauerfestigkeit 152, 1550.
 — Aluminiumlegierungen 433.
 — Beton 1330.
 — Biegeträger, *Stahl*. 1600.
 — Draht 1698.
 — Gußeisen 429.
 — Holz 354, 1743, 1751.
 — Längsträgeranschluß 1659.
 — Nietverbindungen 1587.
 — Schweißverbindungen 423, 1627.
 — Stahl 417, 1550.
 Dauerfluß, *Fluß*. 897.
 Dauerkleingarten 1277.
 Dauermotorleistung, *Straß*. 555.
 Dauerstandfestigkeit 1550.
 Dauerzugfestigkeit 418, 1588.
 — Stumpfnah 1630.
 Dauerzugkraft, *Bahn*. 560.
 — *Straß*. 686.
 Daumenrad 1851.
 Deckanstrich 438.
 Deckbrücke 1664.
 Decken, *Straß*. 581.
 — geschlossen, *Straß*. 586.
 Deckenkosten, *Straß*. 604.
 Decklamelle, *Holz*. 1773.
 Deckleiste, *Stahl*. 1671.
 Deckverfahren, *Straß*. 598.
 Deckwalze 139, 924, 940.
 Deformation, *Fest*. 144.
 Dehnbarkeit, *Fest*. 151.
 Dehngrenze, *Stahl*. 1534.
 Dehnmaß, Beton 1331.
 Dehnung 144, 414.
 — kupfisch 144.
 Dehnungsfuge, *Stau*. 965.
 Dehnungsgeschwindigkeit 1550.
 Dehnungsgewicht, elastisch 240.
 dehnungsloses Knicken 1511.
 Dehnungsschleife 1550.
 Deich, *Fluß*. 935.
 Deichschau 937.
 Deichschleuse 1083.
 Deichsoll 1083, 1224.
 Deichverteidigung 937.
 Deklination 455.
 Delta 897.
 Deltaabildung 1084.
 Denkmalspflege 1300.
 Denudation 895.
 Derrickkran 1857.
 Derrickwinde 1855.
 Determinante 10, 272.
 Deutsche Bauweise, *Tunn*. 763.
 Deviationsmoment, *Mech*. 110.
 Diabas 361.
 Diagrammtachymeter 462.
 dichter Beton 1457.
 Dichtung, *Mass*. 1458.
 — *Stau*. 960.
 Dichtungsbahn, *Stahl*. 1712.
 Dichtungsbalken, *Stau*. 955.
 Dichtungsgewinde 1807.
 Dichtungsring 1812.
 Dichtungsschicht, *Stahl*. 1712.
 Dichtungsplitt, *Straß*. 580.
 Diele, *Holz*. 1738.
 Dielektrikum 1881.
 Dienstplan, *Bahn*. 682.
 Dieselbär 1867.
 Diesellokomotive, *Erd*. 744.
 Dieselmotor 1836.
 — *Bahn*. 695.
 Differential 19.
 — total 22.
 — vollständig 22.
 Differentialgeometrie 82.
 Differentialgleichung 33.
 — Bernoulli 35.
 — Cauchy-Riemann 64.
 — Clairaut 36.
 — Euler 38.
 — gebogener Stab 160.
 — Ordnung 33.
 — Plattenbiegung 187.
 — Riccati 35.
 Differentialquotient 19.
 Differentialrechnung 18.
 Differentiation 20.
 Differenzen, *Math*. 15.
 Differenzenmethode, *Fest*. 194.
 Diffusion, *Stoff*. 364.
 Diopterinstrumente 444.
 Diorit 360.
 Dischinger, Brückensystem 1522.
 Distanzfäden 460.
 Divergenz, *Math*. 56, 76.
 Dockanlage 1061.
 Dockschleuse 1065.
 Dockverschluß 1062.
 Dollen 1722, 1762.
 Dolomit 361.
 Dolomitkalk 370.
 Donau, *Fluß*. 898.
 Doppelbackenbrecher 1874.
 Doppelintegral 32.
 Doppelkegeldübel 1757.
 Doppelklappe, *Stau*. 953.
 Doppelkniehebelbrecher 1874.
 Doppelleiterzahnstange 728.
 Doppellibelle 447, 463.
 Doppelpendel, *Stahl*. 1729.
 Doppelpunkt, *Math*. 43.
 Doppelreihen, Fourier 190.
 Doppelschleuse 1023.
 Doppelschneidensenkasten 856.
 Doppelschütz 949.
 Doppelweiche 719.
 doppelte Spundwandbauwerke 825.
 Döpper 1562.
 Dorn, *Holz*. 1762.
 Dorr-Klärbecken 1204.
 Dortmund Brunnen 1203.
 Dosenbarometer 460.
 Dosenlibelle 447.
 Draht 415.
 — Dauerfestigkeit 1698.
 Drahtlose Fernmeldeanlage, *Bahn*. 670.
 Drahtnetzsenkstück 913.
 Drahtseil 1810.
 Drahtseilschwebbahn 732.
 Drahtseilstandbahn 730.
 Drall, *Mech*. 104.
 Dränarten 1225.
 Dränrohre 369.
 Dränung 1224.
 Drehachse, *Mech*. 92.
 Dreharbeit 111.
 Drehbewegung 110.
 Drehbohrmaschine 1872.
 Drehbrücke 1733.
 Dreheiseninstrumente 1898.
 Drehfeld 1892.
 Drehimpuls 104.
 Drehmoment 104.
 — *Mass*. 1383.
 Drehpunkt, *Mech*. 95.
 — Spundwand 827.
 Drehscheibe 615, 723.
 Drehschütz, *Binn*. 1025.
 Drehspeulinstrumente 1898.
 Drehstrom 1885.
 Drehstromasynchronmotor 1892.
 drehsymmetrische Schalen 197.
 — — Biegespannungen 201.
 — — Membrantheorie 197.
 drehsymmetrischer Spannungszustand 190, 197.
 Drehung, *Mech*. 92.
 Drehungsgewicht, elastisch 240.
 Drehvorrichtung, *Stahl*. 1618, 1646.
 Drehwinkel 1384.
 Drehwucht 141.
 Drehzahl, *Masch*. 1831.
 — *Verk*. 500.
 Drehzahlregelung 1891.
 Dreiecksiger Druckversuch, *Bod*. 786.
 Dreiecksfachwerk, *Stahl*. 1676.
 Dreieckquerschnitt, *Mass*. 1360.
 Dreiecksbinder, *Holz*. 1774.
 Dreieckschaltung 1885.
 Dreieckslösung, *Straß*. 574.
 Dreiecksnetz, *Verm*. 464.
 Dreiecksspannung, *Masch*. 1885.
 Dreiecksprengwerk, *Holz*. 1790.
 Dreifeldblock, *Bahn*. 658.
 Dreigelenkbinder, *Holz*. 1778.
 Dreigelenkbogen, *Mass*. 1478.
 — *Stahl*. 1689.
 — *Stat*. 316.
 Dreigelenkrahmen, *Stahl*. 1692.
 Dreigelenkscheibenbogenbrücke 1526.
 dreigliedrige Gleichungen 30.
 Dreigleitschütz 950.
 Dreikantlitenseil 1841.
 Dreimomentengleichung 306.
 — *Mass*. 1384.
 Dreimomenten-Winkelgleichung 1409.
 Dreiphasensystem, *Bod*. 772.
 Dreiseitprisma, *Verm*. 445.
 Drempel, *Binn*. 1028.
 Drempeltiefe, *See*. 1066.
 Drillmoment, Platte 185.
 Drillung, *Stat*. 215.
 Drillungsmoment, *Mass*. 1427, 1514.
 — Platte 185.
 — Stab 217.
 Drittelinie 307, 1406.
 Drittelspunkt 1404.
 Drosselkurve 1845.
 Druck, *Bod*. 787.
 — *Fest*. 155.
 — aufermittigt, *Mass*. 1362.
 — mittigt, *Mass*. 1343.
 Druckabfall, *Kraft*. 986.
 Druckänderungen, *Hydr*. 128.

- Druckanstieg, *Kraft*. 986.
 Druckbewehrung, *Mass.* 1355.
 Druckfestigkeit, *Bod.* 780.
 — *Holz.* 1742.
 — Beton 384, 400, 1329.
 — Vorausbestimmung 391.
 — Zementmörtel 384.
 Druckfilter 1151.
 Druckgasschalter 1898.
 Druckgewölbe 1482.
 Druckgurt, *Stahl.* 1680.
 Druckhöhe 123, 131, 1236.
 Druckhöhengefälle, *Bod.* 776.
 Druckhöhenverlust 123, 1140.
 Druckkraft, *Lab.* 1236.
 Druckleitung 1136.
 Drucklinie 125.
 Druckluftbecken, *Entw.* 1215.
 Druckluftbremse, *Bahn.* 687.
 Druckluftgründung 852.
 Druckluftkammer 852, 865.
 Druckminderventil 1145.
 Druckpendel, *Stahl.* 1729.
 Druckpfahl, *Grund.* 842.
 Druckplatte, *Mass.* 1519.
 Druckregelbehälter 1145.
 Druckring, *Fest.* 200.
 Druckrohrleitung 117, 124.
 Drucksicherung, *Stau.* 944.
 Druckstab, *Stahl.* 1576, 1587, 1680.
 — gegliedert, *Holz.* 1750.
 — mehrteilig, *Holz.* 1749.
 — Stabilität, *Stahl.* 1666.
 — zweiteilig, *Stahl.* 1680.
 Druckstollen 992.
 Druckstollenbau 769.
 Druckstoß, *Holz.* 1750, 1763.
 Druckübertragung, *Fest.* 156.
 Druckverlust, *Stau.* 968.
 Druckversuch, dreiachsig, *Bod.* 786.
 Druckverteilung, *Bod.* 791.
 Druckwasserschloß 993.
 Druckwelle, *Hydr.* 129.
 Druckwindkessel 1842.
 Druckzone, *Entw.* 1099.
 Dübel, *Holz.* 1751, 1756.
 Dübelwirkung, *Holz.* 1757.
 — *Stahl.* 1594.
 Düker 1020, 1191.
 Dükerrohr 1020.
 Duktilität, *Straß.* 582.
 Dünenbildung 1080.
 Dünenwasser 1104, 1124.
 dünnwandige Hohlquerschnitte, *Fest.* 174.
 — Querschnitte, *Fest.* 172.
 Duralumin 431.
 Durcharbeitung, *Gleis.* 715.
 Durchbiegung, *Holz.* 1773.
 — *Stahl.* 1668.
 Durchbindelasche 1608.
 Durchdringung, *Math.* 68.
 Durchfahrtsöhe, *Binn.* 1015.
 Durchflußmenge 873.
 Durchflußmengenschleife 881.
 Durchflutung, magnetisch 1623.
 Durchforstung 1736.
 Durchgangsbahnhof 621.
 Durchgangsgüterzug 623.
 Durchgangsventil 1812.
 Durchgehen, *Masch.* 1890.
 Durchlaß, *Binn.* 1020.
 Durchlässigkeit, *Stau.* 944.
 — Boden 776, 1115.
 Durchlässigkeitsziffer, *Bod.* 776.
 durchlaufende Balken, *Stahl.* 1677.
 — Platte, *Mass.* 1425, 1432.
 — Rahmen, *Mass.* 1409, 1413.
 — Träger, *Mass.* 1383, 1408.
 — — *Stat.* 298.
 — — drehbare Stützen 311.
 Durchlaufgleis, *Bahn.* 615.
 Durchlaufmischer 1876.
 Durchmesser, konjugiert 67.
 durchschießende Lasche 1659.
 — Platte 1607.
 Durchschlagen, *Stahl.* 1619.
 — Fernrohr 448.
 Durchschlagsfestigkeit, *Masch.* 1881.
 Durchschnittsneigung, *Bahn.* 612.
 Durchstich, *Fluß.* 926.
 Durchstrahlung, Röntgenstrahlen 1623.
 Durchtrittsverlust 985, 1140.
 Düse, *Masch.* 1838.
 dynamische Baugrunderkennziffern, Tabelle 805.
 — Eigenschaften, *Bod.* 802.
 — Wirkungen, *Stahl.* 1554.
 dynamisches Gleichgewicht 113.
 Ebbe 1077.
 Ebbestrom 1077.
 Ebene, *Math.* 78.
 — schief, *Binn.* 1026.
 ebene Fachwerke, *Stat.* 225.
 — Formänderungszustände 177.
 — Kräftegruppe 221.
 — Kurve 82.
 — Scheibe 94.
 — Stabwerke, *Stat.* 251.
 — Systeme, *Stat.* 277.
 — Spannungszustände 176.
 Echolot 909.
 Eckbohlen 811.
 Ecke, biegesteif, *Stahl.* 1610.
 Eckventil 1812.
 Eckverbindung, *Stahl.* 1610.
 Economiser 1826.
 Edelsplitt, *Straß.* 582.
 Effektive Leistung 1831.
 Eichenholz 348.
 Eichung, *Lab.* 1243.
 Eierdübel 1757.
 Eigenfrequenz, *Stahl.* 1555.
 Eigenfunktion, *Math.* 40.
 Eigengewicht, *Straß.* 555.
 Eigenschaften, Beton 1340.
 — dynamisch, *Bod.* 802.
 — Eisenbeton 1340.
 — elektrisch, *Bod.* 774.
 Eigenschwingungszahl, Tabelle, *Bod.* 805.
 Eigenspannungen, *Stahl.* 1638.
 — *Stat.* 219.
 — *Stoff.* 425.
 Eigenwert, *Math.* 38.
 Eignungsprüfung 383.
 Eilgut 488.
 Eilschiffahrt 1071.
 Eimerketten-Naßbagger 1865.
 Eimerketten-Trockenbagger 1863.
 Eimerseilbagger 1862.
 Einankerumformer 1894.
 einbetonierte Träger 1669.
 Einbild-Auswertinstrumente 463.
 Einbrandkerbe 1630.
 Einbrandzone 1613.
 Eindeckung, *Holz.* 1776.
 Eindeichung 1083, 1234.
 Eindringungstiefe, *Straß.* 582.
 Eindringversuch 392.
 Einfahrgruppe, *Bahn.* 523.
 Einflußfläche, *Stat.* 233.
 Einflußfunktion 233.
 Einflußgebiet, *Verk.* 518.
 Einflußlinie, 233.
 — *Mass.* 1387, 1423.
 — Verschiebung 237.
 Einflußzone, *Verk.* 518.
 Einfräsdübel 1755.
 Einfuhr, *See.* 1047.
 Eingang, *Tunn.* 757.
 Eingelenkbogen 1505.
 Eingemeindung 1317.
 eingebaute Plattchen, *Stahl.* 1651.
 eingeprägte Kraft 224.
 eingespannter Bogen 330, 1497.
 — Fachwerkbogen 333.
 — Fachwerkrahmen 333.
 — Parabelbogen 332.
 — Rahmen 337.
 — Rand 187.
 Eingliederung, Verkehrsweg 562.
 Eingriffslinie, *Masch.* 1820.
 Einheitstarif, *Verk.* 534.
 Einheitstransformator 1889.
 Einheitsvektor 74.
 einhüllende Kurve 83.
 Einlaß, *Kraft.* 988.
 Einlegekeil, *Masch.* 1805.
 Einmündung, *Städt.* 1270.
 — Kanal 1016.
 Einnahmen, *Verk.* 516.
 Einphasenhauptschlußmotor 1893.
 Einphasenstrom 1886.
 Einphasensystem, *Bod.* 772.
 Einphasen-Wechselstromtransformator 1888.
 Einrollenlager 1723.
 Einschaltverfahren, *Verm.* 477.
 Einschluß, *Stahl.* 1552, 1630.
 Einschnelden, *Holz.* 1742.
 Einschnidephotogrammetrie 480.
 Einschnitt, *Erd.* 739.
 einschneitige Nietverbindung 1565.
 Einschnürung, *Fest.* 151.
 — *Hydr.* 136.
 — *Stoff.* 414.
 Einschränkungswerk, *Fluß.* 917.
 Einschwingenbrecher 1874.
 Einsickeranlage 1126.
 Einspannung 205, 218.
 — *Stahl.* 1730.
 — elastisch 269.
 Einspannungsmoment 331, 1386.
 Einspritzkondensator 1831.
 Einstampungskoeffizient, *Mass.* 1327.

- Einsteigschacht 1189.
 Eintiefung, *Fluß*. 926.
 Eintrittsverlust, *Entw.* 1139.
 Einwägen, *Verm.* 455.
 einwandige Stahlträger 1670.
 Einwohnerzunahme, *Entw.* 1095.
 Einzelbrunnen, *Grund.* 850.
 Einzelgewölbe-Staumauer 966.
 Einzelkornstruktur, *Bod.* 774.
 Einzelkraft 222.
 Einzelwasserversorgung 1296.
 Einzugsgebiet 870, 897.
 — *Entw.* 1095.
 Eis, *Bod.* 775.
 — *Wass.* 883.
 Eisabwehr 991.
 Eisaufbruch 883.
 Eisen, schiedbar 407.
 — verbrannt 443.
 Eisenbahnbau- und Betriebsordnung 608, 645.
 Eisenbahnbrücken 1663.
 — Fahrbahntafel 1710.
 Eisenbahnermeldeanlage 661.
 Eisenbahnsignalordnung 645.
 Eisenbahntunnel 752.
 Eisenbahnunterführung, *Bahn.* 611.
 Eisenbahnwesen 606.
 Eisenbahnzugtelefonie 670.
 Eisenbeton s. auch Stahlbeton.
 — *Mass.* 1320, 1341.
 — Eigenschaften 1340.
 Eisenbetonbogenbrücken 1474.
 Eisenbetonfachwerkbrücken 1472.
 Eisenbetonpfeiler, *Grund.* 829.
 Eisenbetonquerschnitte, außermittig belastet 1361.
 — Biegung 1351.
 — Zugbelastung 1350.
 Eisenbetonrohr, 404, 1185.
 Eisenbetonschwelle 708.
 Eisenbetonspundbohlen 311.
 Eiseneinlagen, Rostschutz 396.
 Eisenkarbid 411.
 Eisenmennige 438.
 Eisenoxyd 429.
 Eisenportlandzement 376.
 Eisenreifen, *Straß.* 561.
 Eisenrohr, *Entw.* 1142.
 Eisenrüstung, *Tunn.* 765.
 Eisenschwelle, *Gleis.* 707.
 Eisenwasserbauten, Unterhaltung 957.
 Eisstand 883.
 Eistreiben, *Stau.* 947.
 Ejektorwirkung 132.
 elastisch eingespannter Bogen 1493.
 — Stabzug 340.
 elastische Dehnungsgewichte 240.
 — Drehungsgewichte 240.
 — Einspannung 269.
 — Formänderung 150.
 — Beton 1331.
 — Gewichte 241.
 — Grundgleichung 147.
 — Hysterese 148.
 — Knickung 205.
 — Konstante 146.
 — Schwingungen, *Bod.* 805.
 elastische Schwingungen, *Stahl.* 1554.
 — — *Straß.* 562.
 — Stabilität, *Stahl.* 1666.
 — Stützung, *Stat.* 257, 300.
 — Unterlage, *Stat.* 257.
 elastischer Bereich, *Stahl.* 1549.
 — Schwerpunkt 267, 1503.
 — Stoß 100.
 Elastizität, Bausteine 363.
 — Beton 393.
 — Boden 780.
 — Gesteine 363.
 — Glas 435.
 — Gußeisen 428.
 — Holz 354.
 — Mauerwerk 367.
 — unvollkommen, *Stahl.* 1549.
 Elastizitätsgesetz 146, 1548.
 Elastizitätsgleichungen 263.
 Elastizitätsgrenze 150, 413.
 — *Stahl.* 1533.
 Elastizitätsmodul 146.
 — Beton 1332.
 — Boden 780.
 — Holz 1748.
 — Stahl 413.
 — Veränderlichkeit, *Mass.* 1347.
 Elastizitätstheorie 143.
 — Minimalbedingungen 236.
 Elbe, *Fluß.* 898.
 Elcardkupplung 1816.
 elektrische Abwasserklärung 1210.
 — Beleuchtung 1901.
 — Eigenschaften, *Bod.* 774.
 — Glühlampe 1902.
 — Leitungen 1896.
 — Lokomotiven, *Bahn.* 686.
 — Meßgeräte 1898.
 elektrischer Widerstand 1878.
 elektrisches Feld 1881.
 — Stellwerk 650.
 Elektrizitätsversorgung 1297.
 Elektrizitätszähler 1900.
 elektrochemische Wirkungen, Beton 1341.
 — — Boden 774.
 elektrochemisches Äquivalent 1879.
 elektrodynamische Instrumente 1899.
 Elektrofahrzeug, *Straß.* 555.
 Elektrolyt 1879.
 elektromagnetische Kupplung 1817.
 Elektromobil 693.
 Elektromotor 1889.
 Elektrosmose 1162.
 Elektroschmelzschweißung 1613.
 Elektrotechnik 1805, 1878.
 Elektrozug 1854.
 Elevator 1045, 1860.
 Elimination, *Stat.* 264.
 Ellipse 66, 71, 80.
 Ellipsenabschnitt 71.
 Elliptische Funktion 53.
 — Integrale 27, 50.
 Ellipsoid 73, 81.
 Ellipsoidschalen 1464.
 Eloxieren 438.
 Emaillieren 437.
 Emas, *Straß.* 583.
 Empfangsgebäude, *Bahn.* 617.
 Empfindlichkeit, Libelle 447.
 Empfindungsschwelle, *Gleis.* 701.
 Emischer-Brunnen 1205.
 Emulbit, *Straß.* 583.
 Emulgator, *Straß.* 583.
 Emulsion, *Straß.* 583.
 Endabstand, *Stahl.* 1570.
 Endbahnhof 621.
 Endformel, *Math.* 16.
 Endknotenpunkt, *Stahl.* 1685.
 Endkrater 1618, 1624.
 Endquerträger 1715.
 Endrahmen, *Stahl.* 1716.
 Endschwelle, *Stau.* 940.
 Energie, *Mech.* 97.
 — *Stat.* 215.
 — Erhaltung 108.
 — kinetisch, *Hydr.* 130.
 — Minimum, *Fest.* 149.
 — potentiell, *Hydr.* 130.
 — — *Mech.* 97.
 — — *Stat.* 236.
 Energieformen, *Hydr.* 139.
 Energiegleichung, *Mech.* 105.
 — Bernoulli 99.
 Energiehaushalt, *Kraft.* 975.
 Energielinie, *Hydr.* 131.
 Energiequelle, *Masch.* 1823.
 Energiesatz, *Mech.* 97, 108.
 Energieumwandlung, *Hydr.* 130.
 Energieverbrauch, *Bahn.* 692.
 Energievernichtung 130, 969.
 Energieversorgung 1297.
 Energiewirtschaft 866, 975.
 Engesser, Gleichung 1348.
 Englische Bauweise, *Tunn.* 764.
 Engoben 368.
 Enteignung, *Städt.* 1251.
 Enteisung 1152.
 Entfernung, *Verm.* 442.
 Entfernungsmesser 460.
 Entfernungstarif 534.
 Entflammung, *Stoff.* 358.
 Entgasung 1155.
 Entgleisungsschutz 712.
 Enthärtung, *Entw.* 1158.
 Entkeimung 1160.
 Entlastung, *Binn.* 1019.
 — *Entw.* 1189.
 — *Kraft.* 991.
 — *Wass.* 890.
 Entlastungsbauwerk, *Entw.* 1189.
 Entlastungsüberfall, *Wass.* 890.
 Entleerung, *Binn.* 1019.
 Entlüftung, *Tunn.* 757.
 Entlüftungsvorrichtung 1145.
 Entmanganung 1155.
 Entnahme, Bodenproben 803.
 — Wasser 892.
 Entnahmestelle, *Stau.* 969.
 Entnahmemaschine 1824.
 Entnahmemenge, *Wass.* 891.
 Entnahmestelle, *Entw.* 1106.
 Entnahmevorrichtung 1108.
 Entölen, *Wasser.* 1159.
 Entropie 1824.
 Entsäuerung, *Wasser.* 1155.
 Entschlackungsanlage, *Bahn.* 642.
 Entwässerung 1221.
 — *Städt.* 1296.

- Entwässerung, Brücken 1712.
 — Flugplatz 547.
 — Städte 1091.
 — Straßen 579.
 — Tunnel 756.
 Entwässerungsnetz 1164.
 — Betrieb 1193.
 Entwässerungsrinne, *Stahl*. 1712.
 Entwässerungsverband 1165.
 Entwässerungsverfahren 1163.
 Entzerrungsinstrumente, *Verm.* 463, 480.
 Epizykloide 83.
 Erdangriff 793.
 Erdarbeiten, Vorschriften 804.
 Erdbau 734.
 Erdbaulaboratorium 771.
 Erdbehälter 1133.
 Erdamm, *Stau.* 599.
 Erddruck 793, 807.
 — aktiv 793.
 — passiv 793.
 Erddrucklehre, Coulomb 793.
 Erddrucktabellen, Krey 795.
 Erddynamik 786, 802.
 erdfeuchter Beton 1325.
 Erdkörper, Sicherung 750.
 Erdlahnung 1233.
 Erdmassenermittlung 736.
 Erdmessung 442.
 Erdphotogrammetrie 480.
 Erdstatik 786.
 Erdwiderstand 793, 807.
 Ergiebigkeit, *Entw.* 1110.
 — *Wass.* 873.
 Erhaltung, Energie 108.
 — Impulse 108.
 Erhärtung, Beton 1336.
 — Zement 378.
 Erhitzungszone, *Stahl*. 1634.
 Erholungspause, *Stahl*. 1553.
 Erholungsplatz 1272.
 Erholungsverkehr 1303.
 Ericson-Schaltung 667.
 Ermüdungsbruch, *Stahl*. 1550.
 Ermüdungserscheinungen, *Stahl*. 1547.
 Erneuerung, *Bahn*. 684.
 — *Gleis*. 715.
 Erosion 896.
 Erosionsgebiet 928.
 Eruptivgesteine, *Bod.* 771.
 Erregermaschine 1886.
 Erregerstromkreis 1890.
 Erregerwicklung 1885.
 Ersatzfachwerk 1675.
 Ersatzscherkraft, Kirchhoff 187.
 Ersatzspannung 1537.
 Ersatzstab 271.
 Erschließung, *Städt.* 1289.
 Erשמelzungsart, *Stahl*. 1620.
 Erschütterung, *Bod.* 802.
 — *Strab.* 562.
 Erschütterungsschutz, *Bod.* 804.
 Erstarrungsbeginn 375.
 Erstarrungsgestein 361.
 Erstarrungspunkt, *Strab.* 582.
 Eruptivgestein, *Bod.* 771.
 Erweichungspunkt, *Strab.* 582.
 Erschiff 1044.
 Erzmuschlag 1047, 1073.
 Eschenholz 348.
 Essener Asphalt 587.
 Estricharbeiten 375.
 Estrichgips 375.
 Euler Differentialgleichung 38.
 — Knicklast 205.
 — Konstante 54.
 Eulerformel 205.
 — *Holz*. 1749.
 — *Mass.* 1347, 1512.
 Euphalt, *Strab.* 583.
 Evolvente 83.
 Evolventenverzahnung 1821.
 Expansionschalter 1898.
 Exponentialfunktion 47.
 Exponentialreihe 58.
 Expresgut 488.
 Extrapolation, *Math.* 2.
 Extremwert 21.
 Exzentrizität, *Fest.* 206.
 Fachingenieur, Schweißtechnik 1614, 1640.
 Fachwerk, *Stahl*. 1659.
 — *Stat.* 216.
 — Arbeitsgleichung 240.
 — Biegelinie 240.
 — geschweißt 1659.
 — Knickung 1688.
 — mehrfach 1676.
 — statisch unbestimmt 260.
 — vorgespannt 1525.
 — zweiteilig 1676.
 Fachwerkbalkenbrücke 1675.
 Fachwerkbinder, *Holz*. 1773.
 Fachwerkbogen, *Stahl*. 1689.
 — *Stat.* 323.
 — eingespannt 333.
 Fachwerkhängebrücke 1695.
 Fachwerkpyramide 276.
 Fachwerkrahmen 323.
 — eingespannt 333.
 Fachwerkscheibe 290.
 Fadenentfernungsmesser 460.
 Fadenkreuz 447.
 Fahrbahn, *Städt.* 1268.
 — geschlossene, *Stahl*. 1711.
 — offene 1710.
 Fahrbahnabschluß, *Stahl*. 1713.
 Fahrbahnbefestigung, *Strab.* 592.
 Fahrbahndecke, *Mass.* 1324.
 — *Stahl*. 1705.
 — *Strab.* 581.
 Fahrbahnplatte, *Mass.* 1516.
 Fahrbahnrost 1664, 1701.
 Fahrbahntafel, *Stahl*. 1664, 1701.
 — amerikanisch 1708.
 — Bemessung 1709.
 — Eisenbahnbrücken 1710.
 — offener Rost 1709.
 — Tragfähigkeit 1709.
 — vergossener Rost 1709.
 Fahrbahnübergang, *Stahl*. 1713.
 — Gleitschürze 1714.
 — parallelführter Rost 1715.
 Fahrbahnunterbrechung, *Stahl*. 1715.
 Fährbrücke 1733.
 Fahrdienstleitung 617, 645.
 Fahrdynamik, *Bahn*. 672.
 Fahrgast, Umschlaggeräte 1047.
 Fahrgastanlage 1046.
 Fahrgasthafen 1031, 1046.
 Fahrgastschiff 1041.
 Fahrgerüst 1801.
 Fahrgeschwindigkeit 505.
 — *Bahn*. 671, 680.
 — *Gleis*. 701.
 Fahrkartenschalter 617.
 Fahrkraft, *Bahn*. 691.
 Fahrkraftlinie, *Bahn*. 674.
 Fahrplan 515, 745.
 Fahrplanperiode 497.
 Fahrrad 555, 1305.
 Fahrstraße, *Bahn*. 651.
 Fahrstraßenfestlegefeld 654.
 Fahrstraßensignalhebel 651.
 Fahrt, *Verk.* 519.
 Fahrwasser 1007.
 Fahrwasserbreite 1006.
 Fahrwasserlinie 933.
 Fahrwegkosten, *Bahn*. 686.
 Fahrweise, *Bahn*. 674, 696.
 Fahrzeit, *Bahn*. 676, 691.
 Fahrzeitermittlung, *Bahn*. 677, 696.
 Fahrzeugdehkrän 1857.
 Fahrzeuge 502, 554.
 — Leistungsfähigkeit 499.
 Fahrzeugpark, *Verk.* 511.
 Faktor, integrierend, *Math.* 36
 Fakultät, *Math.* 14.
 Fallgewichtstamper 1872.
 Fallhöhe, *Kraft*. 972.
 Fallhöhenverlust, *Kraft*. 985.
 Fallmittel 1147.
 Fällungsverfahren 1209.
 Faltversuch 417, 1618.
 Faltwerk 182, 1343.
 Falzpannen 368.
 Falzriegel 368.
 Fangedamm 825.
 Faraday, Gesetz 1879.
 Farber, Verfahren 1501.
 Faschine 910.
 Faser, Holz 352.
 — neutrale 159.
 Faserplatte 359.
 Faserrichtung, *Holz*. 1743.
 Fasersättigungspunkt 1742.
 Fassung, *Entw.* 1118.
 — *Kraft*. 989.
 Fassungsvermögen, *Verk.* 501.
 Faulbecken 1205.
 Fäulnis, *Stoff*. 358.
 Faulraum 1206.
 Faulschjamm, *Bod.* 772.
 Feder, *Masch.* 1805.
 Federbarometer 460.
 Federkonstante, *Mech.* 101.
 Federkraft, *Masch.* 102.
 federnde Formänderung 150.
 Federring 1808.
 Fehler, mittlerer 5.
 — scheinbar 5.
 Fehlerempfindlichkeit, *Stat.* 262.
 Fehlerfortpflanzung, *Math.* 6.
 Fehlerintegral, Gauß 54.
 Fehlkante, *Holz*. 356, 1739.
 Fehlstelle, *Stahl*. 1630.
 Feilspäneverfahren 425.
 Feinblech 1532.
 Feinboden, *Entw.* 1219.
 Feinheit, Zement 376.
 Feinmodul, Abrams 1324.
 Feinrechen, *Kraft*. 988.
 Feinsand 1323.
 Feinzerkleinerung 1874.

- Feld, elektrisch 1881.
 — magnetisch 1879.
 — skalar 76.
 Feldbarometer 477.
 Feldlinien, *Math.* 76.
 Feldmessung 442.
 Feldspat 360.
 Feldstärke, *Masch.* 1881.
 — magnetisch 1879.
 Feldstreifen, *Mass.* 1438.
 Feldweite, *Stahl.* 1677.
 Felsboden 772.
 Felsbrecher 1866.
 Fender 832, 1063, 1069.
 Fensterglas 435.
 Fensterlasche 1649.
 ferngesteuerte Gleisbremse 638.
 Fernmeldeanlage, *Flug.* 541.
 — drahtlos, *Bahn.* 670.
 Fernrohr, *Verm.* 447, 460.
 — Durchschlagen 448.
 — Ramsden 460.
 Fernsprechanlage, *Bahn.* 664.
 Fernverkehr 491, 522.
 — *Bahn.* 673.
 Fernverkehrsstraße, *Städt.* 1266.
 Fernversorgung 1297.
 Ferraris, *Masch.* 1899.
 Ferrit 411.
 festes Gelenk 1729.
 — Lager, *Stahl.* 1721.
 — Wehr 939.
 Festigkeit, Aluminium 432.
 — Beton 384, 1329.
 — Boden 778.
 — Bolzen 1574.
 — Gesteine 360.
 — Glas 435.
 — Gußeisen 428.
 — Holz 350, 1741.
 — Kalk 371.
 — Kalkmörtel 372.
 — Mauerwerk 362, 366.
 — Mauerziegel 366.
 — Niete 1564.
 — Nietverbindung 421.
 — Schweißverbindung 422, 1623.
 — Stahl 417.
 — Zement 379.
 — Zementmörtel 372.
 Festigkeitslehre 143.
 Festigkeitszahlen, *Gleis.* 703.
 — *Holz.* 1743.
 Festhaltekraft 1409, 1449.
 Festpunkte, *Mass.* 1384, 1413.
 — *Stat.* 307.
 — *Verm.* 467.
 Festpunktabstand 1386, 1402.
 Festpunktinvelement 473.
 Festrosten 1729.
 Fettscheider 1195.
 Fettschmierung 1814.
 Feuchthalten, Beton 1337.
 Feuchtigkeit, *Wass.* 868.
 — Holz 357, 1736.
 Feuchtigkeitgehalt, Holz 350, 1742.
 Feuerbeständigkeit, Beton 400.
 — Kalkmörtel 374.
 — Ummantelung 1550.
 Feuereinwirkung 364.
 Feuerlöschtechnik 1098.
 Feuerschutz, Holz 358.
 Mauerwerk 368.
 Feuerschweißung, *Masch.* 1809.
 Feuersgefahr, *Bahn.* 611.
 Feuerung, *Masch.* 1826.
 Fichtenholz 348.
 Filterbrunnen 1121.
 Filtergeschwindigkeit 776, 884.
 Filtergesetz, Darcy 884, 1115.
 Filterströmung 1116.
 Filterung 1149.
 — Abwasser 1210.
 — biologisch 1149.
 Fingerkonstruktion, *Stahl.* 1713.
 Finsterwalder, Brückensystem 1525.
 — Vorspannsystem 1471.
 Firstschlitz, *Tunn.* 763.
 Firststollen 760.
 Fischbauchträger 1676.
 Fischdampfer 1042.
 Fische, Umschlaggerät 1053.
 Fischereihafen 1031, 1053.
 Fischleim 440.
 Fischteichverfahren 1212.
 Fischweg 956.
 Fitting, *Masch.* 1812.
 Flachbahnhof 623.
 Flachbau, *Städt.* 1281.
 Flachblech, versteift 1708.
 Flächen, *Math.* 75.
 — poliert, *Stoff.* 363.
 — umgerechnet, *Stahl.* 1567.
 Flächebestimmung, *Verm.* 469.
 Flächeninhalt, *Math.* 24.
 — *Verm.* 442.
 Flächeninhaltslinie, *Wass.* 891.
 Flächenkraft 219.
 Flächenmessung 442.
 Flächennivellement 473.
 Flächennutzung 1255.
 Flächennutzungsplan 1258.
 Flächenstützung 218.
 Flächgelenk, *Stahl.* 1730.
 Flachgespannte Buckelbleche 1707.
 Flachgewinde 1870.
 Flachgründung, *Bod.* 787, 804.
 Flachkeil, *Masch.* 1805.
 Flachlandfluß 875, 900.
 Flachlitzenseil 1811.
 Flachmoor 1231.
 Flachmuldenfluß 897.
 Flachseil 1811.
 Flachsieb, *Masch.* 1875.
 Flachstahl 1532.
 Flachwulststahl 1532.
 Flammrohrkessel 1827.
 Flammenschutz 358.
 Flankenkehlnaht 422, 1617.
 — Abscheren 1631.
 — Schwellfestigkeit 1631.
 Flankenwinkel, *Masch.* 1806.
 Flansch, *Masch.* 1811.
 Flanschlager, *Masch.* 1814.
 Flanschrohr, *Entw.* 1139.
 Flanschverbindungen 1812.
 Flaschenzug 1853.
 Flechtströmung 119.
 Flechtwerk, *Stat.* 275.
 Flechtwinkel, *Masch.* 1810.
 Flechtzaun, *Fluß.* 912.
 Flickverfahren, *Straß.* 598.
 fliegende Bauten 359.
 Fliehweg, *Gleis.* 699.
 Fliehkraft, *Stahl.* 1665.
 — *Straß.* 566.
 Fliehkraftformel, *Gleis.* 701.
 Fliehkraftregler 1831.
 Fliesenarbeiten 375.
 Fließbedingung, *Fest.* 155.
 — *Stahl.* 1535.
 — ältere 1543.
 Fließbereich, *Mass.* 1322.
 — *Stahl.* 1537.
 Fließen, *Bod.* 784.
 — *Hydr.* 120.
 — Beton 1337.
 — laminar, *Lab.* 1241.
 — schichtweis, *Stahl.* 1542.
 — Sicherheit, *Stahl.* 1535, 1672.
 — sprungweis, *Stahl.* 1542.
 — turbulent, *Lab.* 1241.
 Fließgefälle 118.
 Fließgelenk, *Fest.* 165.
 Fließgeschwindigkeit, *Fluß.* 901.
 — *Hydr.* 120.
 — *Kraft.* 990.
 — *Wass.* 879.
 Fließgrenze 150, 414, 1534.
 — obere 150.
 — untere 150, 1543.
 Fließgrenzenerhöhung 1542.
 Fließlinien 414.
 Fließmaß, *Mass.* 1339.
 Fließsicherheit 1538.
 Fließwiderstand, *Hydr.* 118.
 Flockenstruktur, *Bod.* 774.
 Flößerei 1003.
 Flößgasse 956, 1009.
 Flößhafen 1073.
 Flößschleuse 1009.
 Fluchtunktlinien-Nomogramm 4.
 Fluchtstab 442.
 Flugbetrieb 537.
 Flugdeich 936.
 Flügelmessung, *Wass.* 879.
 Flügelpumpe 1843.
 Flughafen 537, 543, 1031, 1056.
 — Leistungsfähigkeit 550.
 Flughalle, *Flug.* 550.
 Flugplatz, *Städt.* 1259.
 Flugsicherung 541, 550.
 Flugsteig 549.
 Flugverkehr, Umschlaggerät 1057.
 Flugweg 541.
 Flugzeughallen 550, 1460.
 Fluß 895.
 — Längsschnitt 907.
 Flußbau 895.
 Flußbaulaboratorium 1235.
 Flußbauwerk 910.
 Flußbildung 895.
 Flußdichte 897.
 Flußentwicklung 896.
 Flußgebelung 897.
 Flußgrundwasser 1126.
 flüssiger Beton 1325.
 — Körper, *Mech.* 115.
 Flüssigkeit, reibungslos 99.
 Flüssigkeitsbehälter 1457.
 Flüssigkeitsgetriebe, *Bahn.* 687.
 Flußkraftwerk 999.
 Flußkunde 895.
 Flußmäander 896.
 Flußmündung 1084.

- Flußnetz 896.
 — deutsch (Tabelle) 899.
 Flußpaar 897.
 Flußregelung 924.
 Flußsand 385.
 Flußsohle, *Stau.* 939.
 Flußspaltung 927.
 Flußstahl 407, 1528.
 Flußstahlrohr, *Masch.* 1812.
 Flußvermischung 897.
 Flußwasser 1104.
 Flußwasserfassung 1105.
 Flut 1077.
 Flutgrenze 1805.
 Flutrichter 1804.
 Forchheimer, Formel 901.
 Förderanlagen 1851.
 Förderband, *Erd.* 739.
 Förderer 1859.
 Fördergeräte, *Erd.* 739.
 Fördergerüst 1801.
 Förderhohe, *Masch.* 1840.
 Förderkette 1809.
 Förderkosten, *Erd.* 747.
 Fördermenge, *Bahn.* 694.
 Förderung, Beton 1328, 1877.
 — Tunnelbau 759.
 Förderweg, *Erd.* 738.
 Förderweite, *Erd.* 746.
 Formänderung 144, 151.
 — Beton 1331, 1335.
 — bleibend 150.
 — elastisch 150.
 — federnd 150.
 — Holzverbindungen 1751.
 — Platten 186.
 — unelastisch 150.
 Formänderungsarbeit, *Fest.* 147.
 — *Stat.* 236, 240.
 — Stabwerk 252.
 Formänderungswerte 253.
 Formänderungszustand, eben 177.
 Formel, s. auch Gleichung.
 — Bazin 901.
 — Bessel 16.
 — Bredt 174.
 — cardanisch 13.
 — Engesser 1348.
 — Euler 205, 1512.
 — Forchheimer 901.
 — Frenet 86.
 — Ganguillet und Kutter 901.
 — Gauckler-Strickler 901.
 — Hertz 156, 1732.
 — Kutter 901.
 — Lagrange 16.
 — Manning 901.
 — Maschek 571.
 — Newton 16.
 — Ritter-Mörsch 1333.
 — Stirling 16.
 — Tetmajer, *Holz.* 1749.
 — Weisbach 1020.
 Formgebung, Gewölbe 334.
 Formseil 1811.
 Formstahl 409, 1531.
 Formstein 366.
 Formzahl, *Stahl.* 1557, 1632.
 Fourier, Doppelreihe 190.
 — Reihe 61.
 Frachtdampfer 1003.
 Frachtenzug 614.
 Frachtkahn 1003.
 Frachtkosten, *Bahn* 682.
 Frachtschiff 1041.
 Francis-Turbine 104, 1838.
 Freibezirk, *See.* 1032.
 freie Bewegung 88.
 — Torsion 169.
 Freifallbar 1866.
 Freifallmischer 1876.
 Freihafen 1032.
 Freihandinstrumente, *Verm.* 463.
 Freiheitsgrad, *Stat.* 217.
 Freiladegleis 618.
 Freileitung 671, 1897.
 Freispiegeleinlaß 987.
 Freispiegeleleitung 124, 1136.
 Freispiegelwasserschloß 995.
 Freistrahlturbine 1937.
 freitragendes Lehrgerüst 1790.
 Freivorbau 1734, 1795.
 Freivorbauergüst 1796.
 Fremderregung, *Masch.* 1887.
 Frenet, Formeln 86.
 Frequenz, *Masch.* 1898.
 — *Mech.* 91.
 Frequenzmesser 1899.
 Fresnel, Integral 54.
 Freyssinet, Verfahren 1470, 1501.
 Friedhof 1278.
 frisches Bauholz 1739.
 Frosch, *Masch.* 1872.
 Frost, *Bod.* 777.
 Frostauftreibung 579.
 Frostgefährlichkeit, *Straß.* 580.
 Frostgrenze, *Grund.* 851.
 Frosthebung 778.
 Frostprobe 363.
 Frostriss, *Holz.* 1740.
 Frostschäden 804, 1712.
 Frostschutzmittel 390.
 Frosttiefe, *Bod.* 776.
 Frostzone, *Straß.* 579.
 Froude, Ähnlichkeitsgesetz 1238.
 — Zahl 1238.
 Frühholz 349, 1741.
 Fuge, *Straß.* 590.
 — Mauerwerk 362.
 — Wieland 590.
 Fugendichtung 430.
 Fugenklaffen, Holz 1752.
 Führung, *Stat.* 218.
 Führungsbeschleunigung 94.
 Führungsbewegung 88.
 Führungsleiste, *Stahl.* 1723.
 Füllboden, *Grund.* 826.
 Fuller-Parabel 1323.
 Füllkörper, *Entw.* 1213.
 Fundamentalsatz, Algebra 12.
 Fundamentplatte, *Bod.* 802.
 Fundamentsohle, *Mass.* 1483.
 Fundamentsollen, *Stau.* 961.
 Fünffelderblock, *Bahn.* 658.
 Fünfeitprisma, *Verm.* 445.
 Funkpeilanlage, *Flug.* 541.
 Funktion, algebraisch 40.
 — Area 50.
 — Bessel 55.
 — elliptisch 53.
 — Exponential 47.
 — Gamma 54.
 — hyperbolisch 49.
 — Integral 24.
 — Kugel 62.
 — logarithmisch 47.
 — normiert 61.
 — Ordnung 43.
 Funktion, orthogonal 61.
 — rational 40.
 — stetig 19.
 — transzendent 43.
 — Tabelle 51.
 — trigonometrisch 3.
 — Umkehrung 21.
 — unentwickelt 21.
 — Zylinder 55.
 Funktionenlehre 40.
 Funktionentafeln 4, 204.
 Funktionsreihe 56.
 Furchenberieselung 1212.
 Furnierplatten 358.
 Fußbodenbretter 353.
 Fußgängersteg 1663, 1783.
 Fußgängerweg 1313.
 Fußklammerstoß, *Gleis.* 723.
 Fußring 273.
 Fußweg, *Stahl.* 1710.
 — *Straß.* 594.
 Gabbro 361.
 Gall, Gelenkkette 1810.
 Gammafunktion 54.
 Gammastrahlen 425.
 Ganghöhe, *Masch.* 1806.
 — *Math.* 69.
 Gangquarz 361.
 Ganguillet und Kutter, Forme 901, 1181.
 Gangzahl, *Masch.* 1806.
 Garage, *Stadt.* 1274.
 Gartenstadt 1249.
 Gärung, *Entw.* 1206.
 Gasbeton 403.
 Gasgewinnung, *Entw.* 1208.
 Gasmaschine 1835.
 Gasrohr, *Masch.* 1812.
 Gasschmelzschweißung 422, 1614.
 Gasversorgung 1297.
 Gauckler-Strickler, Formel 901.
 Gauß, *Masch.* 1880.
 — Algorithmus 264.
 — Fehlerintegral 54.
 — Koordinaten 467.
 — Zahlenebene 63.
 Gebäude, Außenverkleidung 363.
 — öffentlich 1280.
 Gebirge, Lösen, *Tunn.* 758.
 gebogener Stab 160.
 gebrannte Steine 365.
 Gebrauchslast, *Holz.* 1751.
 gedämpfte Schwingung, *Math.* 46.
 gedrehte Geschwindigkeit 224, 232, 250.
 — Verschiebung 224, 232, 250.
 Gefällbahnhof 624, 635.
 Gefälle, *Wass.* 882.
 Gefällschart, *Bahn.* 612.
 Gefällsstufe, *Fluß.* 921.
 gefedertes Gleis 712.
 gefiltertes Oberflächenwasser 1104.
 Gefrieren, *Stoff.* 360.
 Gefrierverfahren 769, 858.
 Gefüge, *Stahl.* 1614.
 — Aluminiumlegierung 432.
 — Gußeisen 428.
 — Holz 349.
 — Stahl 411.
 Gefugebild 412.

- Gefugeumwandlung 1634.
 Gegendruckmaschine 1824.
 Gegenlufturbine 1834.
 Gegenmutter 1808.
 Gegenneigung, *Bahn*. 610.
 — *Straß*. 570.
 Gegenschwelle 969.
 gegenseitige Verdrehung 239.
 Gegenstreben, *Stat.* 291.
 Gegenwind, *Bahn*. 630.
 gegliederte Druckstäbe, *Fest.* 210.
 — — *Holz*. 1750.
 Gehänge, Wolf, *Fluß*. 921.
 Gehängefluß 897.
 Gehrungsschnitt 1684.
 Gehweg 579, 1267.
 Gehwegplatten 404.
 Geka-Holzverbinder 1761.
 gekrümmte Biegeträger, *Stahl*. 1602.
 — Flußstrecke 902.
 — Hauptträger 1675.
 — Stäbe 165, 1602.
 Geländeaufnahme 475.
 Geländeerschließung 1280.
 Geländeform, *Verm.* 481.
 Geländesprung, *Grund.* 810.
 Geländeuntersuchung, *Städt.* 1294.
 Gelegenheitsverkehr 492.
 Gelenk, *Mass.* 1484.
 — *Stahl*. 1720.
 — *Stat.* 216, 312.
 — Bemessung 1731.
 — beweglich 1729.
 — Bleiplatten 1484.
 — fest 1729.
 Gelenkbauweise, *Holz*. 1758.
 Gelenkbolzen 1575.
 Gelenkbolzenbrücke 1575, 1687.
 Gelenkdrehscheibe 724.
 Gelenkdrehstuhl, *Gleis*. 721.
 Gelenkkette 1697.
 — Gall 1810.
 Gelenkquader 1484.
 Gelenkviereck, *Mech.* 95.
 Gemeinschaftssiedlung 1293.
 genagelte Bogenbinder 1773.
 — Vollwandbinder 1771.
 Genauigkeit, *Math.* 11.
 — *Verm.* 444.
 Generalverkehrsplan 1257.
 Geodäsie 442.
 Geodätische Vorarbeiten, *Tunn.* 754.
 Geographie, physikalisch 897.
 Geoid, *Verm.* 442.
 Geologie, *Stoff.* 359.
 geologische Verhältnisse, *Erd.* 734.
 — Vorarbeiten, *Tunn.* 752.
 Geometrie 66.
 — analytisch 73.
 — darstellend 66.
 geometrische Höhenmessung 455.
 — Reihe 17, 56.
 Geomorphologie 897.
 Gepäck, Umschlaggeräte 1047.
 Gepäckabfertigung 617.
 Gepäckaufbewahrung 618.
 Gepäckaufzug, *Bahn*. 616.
 Gepäckbahnsteig, *Bahn*. 616.
 Gepäckwagen 690.
 Gerade, *Math.* 77.
 — *Verm.* 442.
 — Belastungseinheit 237.
 Geradenpaar, Belastungseinheit 237.
 gerammter Pfahl, *Holz*. 1790.
 Geräte, *Erd.* 739.
 Gerberträger, *Mass.* 1518.
 — *Stahl*. 1677.
 — *Stat.* 312.
 Gerinne, *Straß*. 579.
 — künstlich, *Fluß*. 902.
 gerissene Zugzone 1351.
 Gerölle 364.
 Geruchstoffe, *Entw.* 1159.
 Geruchverschluss 1195.
 Gerüst, *Holz*. 1780.
 Gerüstabdeckung 1794.
 Gerüstholz 1785.
 Gesamtstoß 1600, 1646.
 Geschäftsstraße 1266.
 Geschäftsverkehr 1303.
 Geschiebe 903.
 Geschiebefänger 905.
 geschlossene Brücke 1664.
 — Decke, *Straß*. 586.
 — Fahrbahn, *Stahl*. 1711.
 — Leitung 124.
 — Rahmen 343.
 — Stabzüge 340.
 geschlossener Hafen 1033.
 — Zug, *Verm.* 465.
 Geschmacksstoffe, *Entw.* 1159.
 geschmiedeter Stahl 409, 1533.
 Geschoßbau 1733.
 geschweißte Fachwerke 1659.
 — Stöße, *Gleis*. 714.
 — Träger, Sonderprofile 1642.
 Geschwindigkeit, *Hydr.* 133.
 — *Mech.* 87.
 — *Stat.* 224.
 — *Verk.* 506.
 — gedreht 224.
 Geschwindigkeitsänderung, *Bahn*. 677.
 — *Verk.* 496.
 Geschwindigkeitsbeiwert 901, 1141.
 Geschwindigkeitsbeschränkung, *Bahn*. 679.
 Geschwindigkeitsformel, Ganquillet und Kutter 1181.
 Geschwindigkeitsgefälle, *Fluß*. 900.
 Geschwindigkeitshöhe, *Hydr.* 131.
 Geschwindigkeitsplan, *Stat.* 224, 232.
 Geschwindigkeitsvektor 88.
 Geschwindigkeitsverteilung, *Fluß*. 902.
 Geschwindigkeitszustand, *Stat.* 224.
 Gesetz, s. auch Satz.
 — Darcy 276.
 — Faraday 1879.
 — Hagen-Poiseuille 1115.
 — Hooke 146.
 — Kirchoff 1879.
 — Newton 96, 113.
 — Ohm 1878.
 — Sternberg 904.
 Gespärre, *Holz*. 1785.
 Gesperre, *Masch.* 1852.
 gestaffelter Tarif, *Verk.* 534.
 Gestaltänderungsarbeit, Hypothese 1535.
 Gestänge, *Bahn*. 671.
 gestanztes Loch 1578.
 Gestehungskosten, *Kraft*. 984.
 Gesteine 360.
 — Elastizität 363.
 — Festigkeit 360.
 — kieselig 361.
 — metamorph 361, 771.
 — Wetterbeständigkeit 363.
 Gesteinskunde 359.
 Gesundheitskontrolle 1046.
 Gesundheitsplan, *Städt.* 1300.
 Getreide, Umschlag 1050.
 Getriebe, *Verk.* 500.
 Getriebearbeit, *Bahn*. 679.
 Getriebewiderstand, *Bahn*. 674.
 Getriebezimmerung, *Tunn.* 761.
 Gewaltbruch, *Stahl*. 1553.
 Gewebefilter, *Entw.* 1122.
 gewellte Blechtafel 1709.
 Gewerbefläche 1260.
 gewerbliche Abwässer 1216.
 Gewicht, *Holz* 354.
 — elastisch 241, 246.
 Gewichtsstaumauer, *Fest.* 180.
 — *Stau*. 964.
 Gewinde, metrisch 1807.
 Gewindeform 1806.
 Gewölbe, Auspressen 1501.
 — Formgebung 334.
 — Herstellung 1515.
 — Kuhnheit 1484.
 — System Nielson 1496.
 — unecht 1488.
 — Zugband 1509.
 Gewölbeform 1475.
 Gewölbehals 1483, 1492.
 Gewölberihe 1496, 1502.
 Gewölberihensperre 965.
 Gewölbeschalung 1789.
 Gewölbeschub 1483.
 Gewöltheorie 1474.
 Gewölbewirkung, *Bod.* 796.
 — *Stau*. 966.
 Gezeiten 1076.
 — Strömungsgleichung 1087.
 Gezeitenkarte 1077.
 Gezeitenstrom 1078.
 Gezeitentafel 1075.
 Gezeitenwelle 1078, 1085.
 Gießbach 927.
 Gießen, *Stoff.* 427.
 Gießerei 427.
 Gießmast 1877.
 Gießturm 1877.
 Gipfelhohe, *Flug*. 539.
 — *Mech.* 90.
 Gips 375.
 Gipsdielen 375.
 Gipsstrich 375.
 Gipsmörtel 375.
 Gisclard, Hängebrücken 1695.
 Gitternetz 1143.
 Gitterfetten, *Holz*. 1778.
 Gitterwerk 1675.
 Glas 434.
 — Elastizität 435.
 — Festigkeit 435.
 Glasur 368.
 Glatteis, *Wass.* 870.
 Glätten von Meßreihen 7.
 Glattwalzwerk, *Masch.* 1874.
 Gleichdruckturbine 1832

- Gleichgewicht, *Bod.* 784.
 — *Fest.* 149.
 — *Mech.* 112.
 — *Stat.* 221.
 — dynamisch 113.
 — hygroskopisch 357.
 Gleichgewichtsbedingungen
 112, 215, 221.
 — Volumelement 146.
 Gleichgewichtsproblem, *Stahl.*
 1694.
 Gleichheit der Schubspan-
 nungen 144.
 Gleichrichter 1894.
 Gleichschlag, *Masch.* 1810.
 Gleichschlagseil 1810.
 Gleichstrom 1879.
 Gleichstrombogenlampe 1903.
 Gleichstromerzeuger 1887.
 Gleichstrommotor 1889.
 Gleichungen, algebraisch 12.
 — dreigliedrig 307.
 — dritten Grades 13.
 — homogen 11.
 — linear 9.
 — Mollweide 69.
 — Neper 69.
 — symmetrisch 13.
 — zweiten Grades 13.
 Gleichungslehre 9.
 Gleis 698.
 — gefedert 712.
 Gleisabstand 610.
 Gleisanlagen, *See.* 1039, 1071.
 Gleisbagger 1863.
 Gleisbenutzungsplan 624.
 Gleisbremse 638.
 Gleiserneuerung 715.
 Gleisgestaltung 614.
 Gleisgruppe 624.
 Gleisjoch 716.
 Gleiskranwagen 716.
 Gleiskrümmung, *Stahl.* 1675.
 Gleislage 700.
 Gleisrahmen, *Erd.* 743.
 Gleisverbindungen 698.
 Gleisverwerfung 714.
 Gleitblech, *Stahl.* 1714.
 Gleitbruch 415.
 Gleiten, Nietverbindung 1565.
 Gleitfläche, *Bod.* 793.
 — *Grund.* 808.
 — *Stahl.* 1542.
 — *Stau.* 959.
 Gleitflächenkraft, *Bod.* 793.
 Gleitfuge, *Stau.* 961.
 Gleitgeschwindigkeit, *Masch.*
 1844.
 Gleitkreis, *Bod.* 800.
 Gleitlager, *Masch.* 1814.
 — *Stahl.* 1730.
 Gleitlinie, *Bod.* 798.
 Gleitschalung 1457.
 Gleitschürze, Fahrbahnüber-
 gang 1714.
 Gleitschütz 948.
 Gleitsicherheit, *Grund.* 810.
 — *Stau.* 944, 962.
 Gleitstuhl, *Gleis.* 722.
 Gleitung, *Fest.* 144.
 Gleitwiderstand, *Bod.* 782.
 — *Mass.* 1320.
 — *Stahl.* 1565, 1581, 1598.
 — Stahlbeton 396, 1320.
 Gleitziffer, *Stau.* 959.
 Glimmer 360.
 Glimmlampe 1903.
 Gluben 411, 1548.
 Glühlampe 1902.
 Glühlampenschrank 665.
 Glutinleim 440.
 Gneis 361.
 Grabarbeit, *Erd.* 741.
 Graben, *Straß.* 579.
 Grabenbagger 1864.
 Grabenentwässerung 1222.
 Grad von Gleichungen 13.
 Gradbogen, *Verm.* 443.
 Gradbogenverfahren, *Verm.*
 444.
 Gradient 76.
 Gradmaß 3, 442.
 Gradscheibe 449.
 Granit 360.
 Granulit 361.
 Graphische Darstellung 4.
 Graphit 428.
 Grasnarbe, *Flug.* 546.
 Grat, *Mass.* 1462.
 Grauguß 428.
 Graukalk 370.
 Graupeln, *Wass.* 870.
 Grauwacke 361.
 Grenze, psychologisch, *Verk.*
 508.
 Grenzgesewindigkeit, *Fluß.*
 907.
 — Tabelle *Fluß.* 908.
 Grenzlant, Biegung 1541.
 Grenzwert, *Math.* 18, 22.
 — Biegemoment 290, 1541.
 — Gurtstabilität 293.
 — Wandstabilität 293.
 Grenzwertrechnung, *Bod.* 786.
 Grenzwich 1282.
 Greifbagger 1862.
 Greim, Krallenscheibendübel
 1757.
 Grobblech 1532.
 Grobholzleimung 1753.
 Grobkreiselbrecher 1874.
 Grobrechen 988, 1199.
 Grobreinigung, *Entw.* 1199.
 Grobsand 1323.
 Größen, überzählig 262.
 Großgasmaschine 1835.
 Großgleichrichter 1894.
 Großpflaster 591.
 Großraumsilo 1451.
 Großspeicher, *Kraft.* 979.
 Großstadt 1249.
 Großstädtischer Verkehr 491.
 Grundablaß 135, 956, 969.
 Grundanstrich 438.
 Grundbau 807.
 — *Straß.* 580.
 Grundbruch 810.
 Grunddeck, *Stat.* 232.
 Grundeis 883.
 Grundgesetz, Newton 96.
 Grundgleichungen, elastisch
 147.
 Grundkörper, *Fluß.* 914.
 Grundlinie, *Verm.* 466.
 Grundmeridian, *Verm.* 467.
 Grundplatte, *Grund.* 861.
 — *Stahl.* 1722.
 Grundquerschnitt, *Stahl.* 1679.
 Grundriß, *Math.* 66.
 — *Verm.* 481.
 Grundrißbildner, *Verm.* 463.
 Grundschwelle, *Fluß.* 920.
 Grundspannung 1551.
 Grundstücksausnutzung 1287.
 Grundstücksentwässerung
 1194.
 Grundstücksgliederung 1284.
 Grundstückskläranlage 1217.
 Grundung, Baugrube 850.
 — Land 850.
 — Steinschuttung 857.
 — Wasser 850.
 Gründungsarten 850.
 Grundvektor 74.
 Grundwalze 139, 924.
 Grundwasser 775, 883, 1101.
 — artesisch 884, 1112.
 Grundwasserabsenkung 119,
 850.
 Grundwasserbecken 884.
 Grundwasserbewegung 118.
 Grundwasserfassung 1111,
 1125.
 Grundwasserfassungsanlage
 1116.
 Grundwassergeschwindigkeit
 1115.
 Grundwasserkarte 1295.
 Grundwasserpegel 883.
 Grundwassersenkung 119, 850.
 Grundwasserspiegel 1112.
 Grundwasserstand 119, 1114.
 Grundwasserstockwerk 884,
 1112.
 Grundwasserströmung 884, 1112.
 Grundwehr 94.
 Grundwerkstoff 422, 1613.
 Grünfläche 1260, 1276.
 Grünlandmoor 1231.
 Grünstreifen, *Straß.* 594.
 Gruppen 1083, 1234.
 Gruppenlasten 266.
 Gruppenwasserversorgung
 1144.
 Guldin, Regel 73.
 Gummiblenkel 1897.
 Gummireifen 561.
 Gurt, Querverbiegung 1604.
 Gurtaussteifung 1650.
 Gurtfläche, *Stahl.* 1670.
 Gurtplatte, Mitwirkung 1604.
 Gurtplattenende 1643.
 Gurtplattenstoß 1599.
 Gurtstabilität, Grenzwert 293.
 Gurtstoß, *Stahl.* 1642, 1679.
 Gurtstreifen, *Mass.* 1438.
 Gurtung, *Stahl.* 1593.
 — polygonal 1684.
 Gurtverstärkung 1671.
 Gußasphalt 587.
 Gußbeton 388.
 Gußdübel 1757.
 Gußeisen 427, 1528.
 — Elastizität 428.
 — Festigkeit 428.
 — Gefüge 428.
 — hohe Temperatur 429.
 — Korrosion 429.
 Gußeisenrohr, *Masch.* 1811.
 Gußglas 435.
 Gutebedingungen, Bauholz
 1738.
 Guteklassen, Bauholz 356,
 1736.
 Gutenormung, *Holz.* 1740.
 Güter, *Verk.* 486.
 Güterabfertigung 620.
 Güteranlage, *Bahn.* 618.
 Güterbeförderung, *Bahn.* 693.
 Güterfernverkehr 487, 521.
 — *Bahn.* 693.

- Güternahverkehr, *Bahn*. 693.
 Güterschuppen, *Bahn*. 619.
 Guterunlauf, *Verh.* 483.
 Güterzug 614, 623.
 Güterzugüberholungsgleis 614.
 Gütevorschriften, Stahlguß 427.
- Haarhygrometer 869.
 Haarmann, Hakenzapfenplatte 711.
 Haarriß, *Mass.* 1321, 1337, 1350, 1468, 1520.
 Hafen 1030.
 — geschlossen 1033.
 — künstlich 1034.
 — offen 1033.
 Hafenanlage 1018, 1030.
 Hafenausrüstung 1055.
 Hafenaußenwerk 1035.
 Hafenbahnhof 639, 1039.
 Hafenbecken 1037, 1070.
 Hafeneinfahrt 1034.
 Hafenkran 1045.
 Hafenschlepper 1042.
 Hafenzzeit 1077.
 Haff 1086.
 Haftfestigkeit, *Mass.* 1320.
 Haftlänge, *Mass.* 1320.
 Haftpflicht, *Verh.* 494.
 Haftreibung, *Bahn*. 673.
 Haftspannung 168, 1380.
 Haftung, *Mass.* 1471.
 — Bemessung, *Mass.* 1370.
 Haftwasser, *Bot.* 775.
 Hagel, *Wass.* 870.
 Hagen, Kennzahl 121.
 — -Poiseuille, Strömungsgesetz 1115.
 — -Reynolds, Kennzahl 118.
 Hahn, *Masch.* 1812.
 Haken, *Masch.* 1851.
 — *Mass.* 1321.
 Hakenschraube 710, 1575.
 Hakenschütz 950.
 Hakenzapfenplatte 711.
 Halbebene 178.
 Halbkuppel 1466.
 Halbparabelträger 1676.
 Halbrahmen 328, 1717.
 — Knicklänge 1347.
 Halbraum 177.
 Halbrundniet 1562.
 — Sinnbilder 1562.
 Halbrundstahl 1532.
 Halbstrebenfachwerk 280.
 halbtrockenes Bauholz 1739.
 halbverschlossene Seile 1739.
 Hallen, *Holz.* 1780.
 — *Stahl.* 1733.
 Halsniet 1594.
 Halszapfen 1814.
 Haltkreuz 1069.
 Haltestelle, *Städt.* 1270.
 Haltung, *Binn.* 1007.
 Hammerschraube 1575.
 Hammerschweißung 422.
 Handelsbaustahl 407.
 Handelsglas 435.
 Handelsguß 427.
 Handelszement 379.
 Handexplosionsramme 1872.
 Handkabelwinde 1855.
 Handnietung 1562.
 Handschweißung 422.
- Handspindelbremse, *Bahn.* 687.
 Handwagen, *Straß.* 555.
 Hanfseil 1810.
 Hangbau, *Entw.* 1230.
 Hangberieselung 1211.
 Hängebrücke 1694.
 — in sich verankert 1695.
 — Schwingungen 1701.
 — Seitensteifigkeit 1701.
 — unversteift 1696.
 Hängegurt, *Stahl.* 1697.
 — *Stat.* 302.
 — Balken 1678.
 — Pfeilverhältnis 1695.
 Hängelager 1814.
 Hängepfosten, *Holz.* 1769.
 Hängerrüstung 1800.
 Hängesäule, *Holz.* 1769.
 — *Stat.* 301.
 Hängesprengwerk 1768.
 Hängestangen, *Mass.* 1496.
 — *Stahl.* 1699.
 — *Stat.* 346.
 Hängewerk, *Holz.* 1768.
 — *Mass.* 1493.
 — *Stat.* 301, 346.
 harmonische Analyse, *Math.* 62.
 — Reihe 56.
 — Schwingung 46, 91.
 Hartblei, Vergießen 1724.
 Hartbrandstein 362.
 Hartbrandziegel 366.
 Härte, *Stahl.* 1622.
 Härteaufnahme 1622.
 Härteerscheinungen, *Stahl.* 1615.
 Härtegrad, *Entw.* 1102.
 Härten 411.
 Härtestufen, Wasser 1102.
 Hartgasschalter 1898.
 Hartgußasphalt 587.
 Härtung 412, 1615.
 Häufigkeitslinie, *Wass.* 888.
 Haupt, *Binn.* 1024.
 Hauptachse, *Math.* 67.
 — *Mech.* 110.
 Hauptachsennetz, *Entw.* 1143.
 Hauptbahn 608.
 Hauptdehnungshypothese 1537.
 Hauptgleichung, *Math.* 34.
 Hauptgleis, *Bahn.* 614.
 Hauptglieder, *Stat.* 261.
 Hauptkräfte 1665.
 Hauptnaht, *Stahl.* 1649.
 Hauptnormale 83, 87.
 Hauptnormalenvektor 85.
 Hauptpfosten, *Stahl.* 1674.
 Hauptpol, *Stat.* 224.
 Hauptpunkte, Kreisbogen, *Verm.* 471.
 Hauptschacht, *Tunn.* 762.
 Hauptschlußmotor 1890.
 Hauptsignal 645.
 Hauptspannung 153.
 — ideell 1537.
 Hauptspannungshypothese 1537.
 Hauptspannungsmomente, *Mass.* 1428.
 Hauptspannungstrajektorien 181.
 Hauptpeiseileitung 1136.
 Hauptstraße 553.
- Hauptsystem, *Stat.* 260, 266.
 — statisch unbestimmt 267.
 Hauptträger, *Stahl.* 1664.
 — gekrümmt 1675.
 Hauptträgerabstand, *Stahl.* 1667.
 Hauptträgersysteme, *Stahl.* 1667.
 Hauptträgersachse 160.
 Hauptträgersmoment 110.
 Hauptverkehrsstraße 1266.
 Hauptwert, *Math.* 46.
 Haus-Haus-Verkehr 509.
 Hausanschlußleitung 1145.
 Hausbock 358.
 Hausgarten 1278.
 Hausleitung, *Entw.* 1145.
 Hauswasserzähler 1146.
 Hautleim 440.
 Hautmann, Härteprüfer 1622.
 Hebeanlagen, *Masch.* 1851.
 Hebebock, hydraulisch 1801.
 Heberleitung, *Entw.* 1124.
 Heberwehr 945.
 Hebewerk, *Binn.* 1026.
 Heddal 431.
 Heddu 431.
 Hefnerkerze 1901.
 Heftniet 1570.
 Heftsweißung 1651.
 Heide, *Entw.* 1232.
 Hebronner Sortierung 1737.
 Heimstätte 1293.
 Heißdampf 1824.
 Heizrohrkessel 1827.
 Heizwert 1823.
 Helling 1061.
 Hemmschuhgleisbremse 638.
 Henry, *Masch.* 1881.
 Herstellungsbedingungen, *Stahl.* 1633.
 Herstellungsverfahren, Finsterwalder 1472.
 Hertz, *Mech.* 91.
 — Formel 156, 1732.
 Herzstück, *Gleis.* 718.
 Herzstückform 722.
 Hespenthal 1532.
 Hess, Ringdübel 1758.
 Hesse, Normalform 77.
 Hetzer, Bauweise 1772.
 Hildebrand-Knorr-Bremse 687.
 Hilfsgerüste 1798.
 Hilfslandeplatz, *Flug.* 542.
 Hilfsstab, *Stahl.* 1677.
 Hindernis, *Straß.* 568.
 Hinterland, *See.* 1034.
 — *Verk.* 488.
 Hinweisschild 1145.
 Hirnholz 1752.
 Hitzdrahtinstrumente 1899.
 Hitzdrahtsonde, *Hydr.* 134.
 Hitze, *Grund.* 828.
 Hoch, *See.* 1080.
 Hochbahn 1316.
 Hochbau, *Städt.* 1282.
 Hochbehälter, *Entw.* 1099.
 — *Mass.* 1458.
 Hochdruckanlage, *Kraft.* 974.
 Hochdruckkraftwerk 978, 1000.
 Hochfrequenztelephonie 670.
 Hochgebirgsfluß 898.
 hochgekohlter Baustahl 1529.
 hochhydraulischer Kalk 370.

Hochlöffelbagger 1861.
 Hochmoor 1231.
 Hochofenschlacke 405.
 Hochofenzement 376.
 Hochspannung 1888.
 Hochspannungsleuchtröhre 1903.
 Höchstgeschwindigkeit, *Verk.* 505.
 Höchstlast, *Holz.* 1751.
 Hochtrainieren 1552.
 Hochwasser, *Fluß.* 935.
 — *See.* 1077.
 Hochwasserentlastung, *Stau.* 970.
 Hochwassermarken 882.
 Hochwassermenge 884.
 Hochwasserschutz 867, 934.
 Hochwasserstand 878.
 Hochwasserverschluß 1191.
 Hochwasserwelle 886.
 hochwertiger Baustahl 407, 1530.
 — Betonstahl 409.
 — Zement 379.
 Höhe, Licht 1663.
 hohe Temperatur, Baustahl 419.
 — — Gußeisen 429.
 Höhenbestimmung 473.
 — barometrisch 476.
 — trigonometrisch 476.
 Höhenlinie, *Math.* 4.
 Höhenmessung 442, 473.
 — barometrisch 455, 460.
 — geometrisch 455.
 — physikalisch 455.
 — trigonometrisch 455.
 Höhenplan, *Bahn.* 613.
 — *Verm.* 474, 481.
 Höhenschichtenplan, *Bahn.* 612.
 Höhenschichtlinie, *Verm.* 474.
 Höhenstufe, barometrisch 476.
 Höhenunterschied, *Straß.* 571.
 Höhenverlust, *Entw.* 1140.
 höhere Knicklasten 205.
 — *Mathematik* 9.
 Hohlblockstein 404.
 hohle Kehlnaht 1630.
 Hohlgewölbe 1502.
 Hohlkeil, *Masch.* 1805.
 Hohlquerschnitt 170.
 — dünnwandig 174.
 Hohlraumabildung, *Hydr.* 141.
 Hohlräume, *Bod.* 774.
 Hohlträger, *Holz.* 1771.
 Holz, *Stoff.* 348.
 — Abnutzungsstand 353.
 — astfrei 351.
 — Auslese 355.
 — Dauerfestigkeit 354.
 — Elastizität 354.
 — Faser 352.
 — Festigkeit 350.
 — Feuchtigkeit 357.
 — Feuchtigkeitsgehalt 350.
 — Feuerschutz 358.
 — Gefüge 349.
 — Gewicht 354.
 — Hochbau 359.
 — Knickfestigkeit 354.
 — Oberflächenschutz 436.
 — Quellen 357.
 — Schlagbiegefestigkeit 353.
 — Schwinden 357.
 — Spaltfestigkeit 353.

Holz, Trocknung 357.
 — Umschlaganlagen 1045.
 — Wassergehalt 351.
 Holzabmessungen 1735.
 Holzbalken 1747.
 Holzbau 1735.
 Holzbauweise Cabröl 1755.
 — Siemens-Bauunion 1758.
 Holzbelag, *Stahl.* 1705.
 Holzbrücken 1735.
 hölzerne Brücken 359.
 — Spundbohlen 810.
 Holzfeuchtigkeit 357.
 Holzgerüste 1793.
 Holzgewicht 354.
 Holzhandelsgebräuche 1740.
 Holzhausbau 352.
 Holzkonstruktionen 359.
 Holzlasche 1764.
 Holzmaßweisung 1735.
 Holznagel 1762.
 Holznagelbau 1771.
 Holznormen 1735.
 Holzpfeiler, *Grund.* 829.
 Holzpflaster 592.
 Holzrohr, *Kraft.* 996.
 Holzschraube 1575.
 Holzschutz 358.
 Holztragwerke 359, 1767.
 Holzverbindungen 1750, 1763.
 — Formänderung 1751.
 — Tragfähigkeit 1751.
 Holzverbindungsmittel 1752.
 Holzwolle 359.
 homogene Gleichung 11.
 homogener Spannungszustand 1539.
 Hooke, Gesetz 146.
 Horizontalachse, *Verm.* 450.
 Horizontalmessung 442, 464.
 Horizontalwinkel 442, 449.
 Horner, Schema 40.
 Howe, Träger, *Holz.* 1774.
 Hoyer, System 1470.
 Hubbrücke 1733.
 Hubseltrommel 1852.
 Hubtor, *Binn.* 1025.
 Hughesapparat, *Bahn.* 661.
 Hüllkurve, Mohr 155.
 Hülsenzange, *Stahl.* 1563.
 Humus, *Bod.* 772.
 Humusschicht 740.
 Hüttenschwemmstein 403.
 Hüttenstein 403.
 Hydrant 1145.
 Hydratationsgröße, *Bod.* 774.
 Hydraulik 115, 922.
 hydraulische Bindemittel 375.
 — Meßgeräte, *Lab.* 1243.
 — Versuche 1235.
 hydraulischer Hebebock 1801.
 — Kalk 370.
 hydrologische Vorarbeiten, *Entw.* 1113.
 Hydrometrie 133.
 hydrometrische Nivellierplatte 882.
 hydrostatischer Wasserdruck 115.
 hygienische Anforderungen, *Entw.* 1101.
 hygroskopisches Gleichgewicht 357.
 — Wasser, *Bod.* 775.
 Hyperbel 67, 80.
 Hyperbelabschnitt 71.
 hyperbolische Funktion 49.

Hyperboloid 81.
 Hypothese, Gestaltänderungsarbeit 1535.
 — Navier 159.
 Hypozykloide 83.
 Hysteresis, elastisch 148, 1548.
 — magnetisch 1880.
 Hysteresisschleife 148.
 Ideal-Kriechkurve 1339.
 idealplastischer Baustoff 1541.
 Idealsieblinie 1323.
 ideelle Hauptspannung 1537.
 Imaginärteil 63.
 Imprägnierung, *Holz.* 1780.
 Impuls 99.
 — Erhaltung 108.
 Impulsmoment 104.
 Impulsmomentensatz 104.
 Impulssatz 99.
 Indexfehler, *Verm.* 458.
 Indikator, *Masch.* 1830.
 Indikatorgramm 1831.
 indizierte Arbeit 1831.
 — Leistung 1830.
 Induktion, magnetisch 1880.
 — spannungserzeugend 1881.
 Induktionsfluß, magnetisch 1880.
 Induktionsinstrumente 1899.
 Induktionslinie 1880.
 Induktionsmotor 1892.
 Induktionswirkung 1881.
 Induktionszähler 1900.
 induktive Zugbeeinflussung 660.
 Induktivität 1881.
 Industrieanlagen, *Städt.* 1279.
 Industriebau, *Stahl.* 1733.
 Industrieflächen 1261.
 Industriehafen 1031, 1055, 1073.
 Industriewasser 1128.
 Ingenieurbauwerke, Abdehnung 1712.
 Ingenieurholzbau 1739, 1769.
 Ingenieurmathematik 1.
 Inhalt, *Math.* 70.
 Innendruck 117, 1142.
 Innenpolmaschine 1886.
 inneres Produkt, *Math.* 74.
 Instrumente, *Verm.* 443.
 — elektrodynamisch 1899.
 Integral, bestimmt 31.
 — elliptisch 27.
 — Fresnel 54.
 — unbestimmt 24.
 Integralcosinus 53.
 Integralfunktion 24.
 Integralgleichung 39.
 Integrallogarithmus 54.
 Integralrechnung 23.
 Integralsinus 53.
 Integralkurve, *Math.* 30.
 Integration 24.
 Integrationskonstante 24.
 Integrationsstellen, *Stat.* 253.
 Integrationsverfahren 29.
 integrierender Faktor 36.
 Interpolation, *Math.* 17.
 Inzidenzbedingungen 78.
 irrationale Zahl 42.
 Irving, Stahlrost 1709.
 Isobaren 869, 1080.
 Isochromen 182.
 Isochronen, *Bod.* 780.

- Isoklinen 36, 181.
 Isolation, elektrisch 1897.
 Isolierung, *Stahl*. 1712.
 Isotachen, *Fluß*. 902.
 isothermische Zustandsänderung 1847.
 Iszkowski, Beiwerte 885.
 Iteration, *Math.* 14.
 — *Stat.* 264.
- Jäger-Schnellmischer 1876.
 Jägersteig, *Holz*. 1783.
 Jahresgang, *Wass.* 876.
 Jahreskosten, *Bahn*. 692.
 — *Kraft*. 983.
 — *Straß*. 603.
 Jahresumlauf, *Verk.* 502.
 Jahring 349, 1741.
 Joch, *Grund.* 830.
 — *Holz*. 1790.
 Jochabstand 831.
 Joosten, Verfahren 858.
 Joule, *Masch.* 1879.
 — Wärme 1879.
 Jurakalkstein 360.
- K-Fachwerk 229, 1676.
 Kabel, *Bahn*. 671.
 — *Stahl*. 1597.
 — elektrisch 1897.
 Kabelbagger 1859.
 Kabelkran 103, 1859.
 Kabelschelle 1699.
 Kabelschlagseil 1811.
 Kabelschutzhäube 369.
 Kadmiüm 430.
 Kafertraß 356, 1740.
 Kahlschlag 1736.
 Kähne 1005.
 Kahnabmessungen 1004.
 Kai 1037.
 Kaiaufstellgleis 1039.
 Kaikran 1045.
 Kaiquerschnitt 1037.
 Kaischuppen 1038.
 Kaje 1037.
 Kali, Umschlaganlage 1051.
 Kalk 361, 370.
 — Festigkeit 371.
 Kalkkonglomerat 361.
 Kalkmörtel 370.
 — Festigkeit 372.
 — Feuerbeständigkeit 374.
 — Quellen 373.
 — Raumbeständigkeit 373.
 — Schwinden 373.
 — Vorschriften 375.
 — Wasserdurchlässigkeit 374.
 — Wetterbeständigkeit 374.
 Kalksandstein 374.
 Kalkstein 361.
 Kalktas, *Straß*. 583.
 kaltgereckter Stahl 415.
 Kalthärter, *Holz*. 1753.
 Kaltreckung 1547.
 Kaltverformung 415, 1547.
 Kaltwasserprobe 381.
 Kammermauer, *Binn.* 1027.
 Kammerschleuse, *See*. 1065.
 Kammersohle 1027.
 Kammerwand 1023.
 Kammlager 1845.
 Kammzapfen 1814.
 Kämpfer, *Stat.* 335.
 Kämpferfuge, *Stat.* 319.
- Kämpfergelenk, *Mass.* 1486.
 Kanal, *Hydr.* 124.
 — Abdichten 990.
 — Einmündung 1016.
 — Speisung 1018.
 Kanalbrücke 1663.
 Kanaldamm 1014.
 Kanaldichtung 1013.
 Kanalhafen 1074.
 Kahalisierung 1003.
 Kanalkraftwerk 999.
 Kanalöffnung, *Binn.* 1017.
 Kanalquerschnitt, *Binn.* 1011.
 Kanalspiegel 1010.
 Kanaltunnel 752.
 Kanalwerk, *Kraft*. 977.
 Kantenpressung, Lagerfuge 1731.
 Kapazität, *Masch.* 1895.
 Kapillardruck, *Bod.* 783.
 — Tabelle 806.
 kapillare Steighöhe, *Bod.* 776.
 Kapillarität, *Bod.* 776.
 Kapillarkraft 364, 872.
 Kapillarwasser 775.
 Kapillarwirkung, *Lab.* 1241.
 — *Straß*. 580.
 Kaplanturbine 1001, 1839.
 Kappe, *Mass.* 1462.
 Kappengewölbe, *Tunn.* 756.
 Kappholz 1790.
 Kapselpumpe 1843.
 Kapsur 608.
 Karstfluß 897.
 Karte, *See*. 1075.
 — *Städt.* 1255.
 — *Verm.* 442.
 Kaseinleim 440.
 Kaskadenschaltung 1893.
 Katadynverfahren 1162.
 Katasterkarte 475, 1255.
 Kathode 1879.
 Kauritleim 440, 1753.
 Kavitation, *Hydr.* 141.
 Kegel, *Math.* 72.
 Kegelrad 1821.
 Kegelschale 199.
 Kehlalkendach 1769.
 Kehlmaht 1617.
 — hohl 1630.
 — Schwellzugfestigkeit 1630.
 Kehrtunnel 612.
 Keil, *Fest.* 177.
 — *Holz*. 1784.
 — *Masch.* 1805.
 — *Math.* 72.
 — *Stahl*. 1608.
 Keilbohlen 811.
 Keilkröpfung 1674.
 Keilriementrieb 1849.
 Kelchnaht 1617.
 Kennlinie, *Masch.* 1845.
 Kennwerte, wasserwirtschaftlich 890.
 Kennzahl, Hagen 121.
 — Hagen-Reynolds 118.
 Kentern, *See*. 1077.
 Keratophyr 361.
 Kerbe, *Stahl*. 1552.
 Kerbschlagbiegeversuch 1621.
 Kerbschlagzähigkeit 1621.
 Kerbstift, *Masch.* 1806.
 Kerbwirkung 156, 1587.
 Kerbzähigkeit 420, 1621.
 Kern, *Fest.* 162.
 — *Math.* 39.
 Kernbauweise, *Tunn.* 763.
- Kerndichtung, *Stau.* 961.
 Kerngrenze 162.
 Kernmoment 226, 319.
 Kernpunkt 162, 226, 316.
 — *Mass.* 1481.
 Kernpunktmoment 162, 1480.
 Kernquerschnitt, *Mass.* 1435.
 Kernweite 162, 1482.
 Kessel, *Bahn*. 683.
 Kesselanlagen 1826.
 Kesselbauarten 1826.
 Kette, *Masch.* 1809.
 — *Stat.* 218.
 — beweglich 218.
 — kinematisch 94.
 — starr 218.
 Kettenbruch, *Stat.* 265.
 Kettennuß 1851.
 Kettenrolle 1851.
 Kettenstab 346.
 Kettentrommel 1851.
 Keupersandstein 360.
 Kiefernholz 348.
 Kielstapel, *See*. 1062.
 Kies 364, 385.
 — *Bod.* 772.
 — *Straß*. 580.
 — Körnung 386.
 Kiesbeton 386.
 kieselige Gesteine 361.
 Kiesfilter, *Entw.* 1122.
 Kiessand 387, 1323.
 Kiesschleuse 956.
 Kiesschwelle 988.
 Kiesswaschmaschine 1875.
 Kimmschlitten, *See*. 1062.
 kinematisch starre Kette 218.
 kinematische Bestimmtheit 272.
 — Kette, *Masch.* 94.
 kinetische Energie, *Hydr.* 130.
 Kippachse, *Verm.* 448.
 Kippbetriebe, *Erd.* 741.
 Kippe, *Masch.* 1865.
 Kippen, *Stahl*. 1592, 1660.
 Kippverladebrücke 1050, 1072.
 Kipplager 1721.
 Kippplatte 1722.
 Kippregel 460.
 Kippsicherheit, *Stau.* 944, 962.
 Kippung, *Stahl*. 1667.
 Kirchhoff, Ersatzscherkraft 187.
 — Gesetz 1879.
 Kiton, *Straß*. 583.
 Kittmasse, *Bod.* 772.
 Klaffen, Holzfügen 1752.
 Klamm, *Fluß*. 928.
 Klammer, *Holz*. 1762.
 Klappbrücke 1733.
 Klappenschrank 665.
 Klappenwehr 952.
 Klapptor, *Binn.* 1024.
 Klärbecken, *Kraft*. 988.
 Klärturn 1147.
 Klärvorgang 1211.
 Klauenkupplung 1817.
 Kleeblattlösung, *Straß*. 576.
 Klei, *Bod.* 772.
 Kleinfiler 1152.
 Kleingarten 1277.
 Kleinpflaster 591.
 Kleinpflastersteine 365.
 Kleinsiedlung 1195, 1296.
 Kleinspeicher, *Kraft*. 978.
 — *Wass.* 892.

- kleinste Quadrate, *Math.* 6.
 Kleinwasserkraftanlage 975.
 Klemmenspannung 1837.
 Klemmkraft, Niete 420, 1581.
 Klemmlänge, *Stahl* 1562.
 Klemmleim 1753.
 Klemmlänge 1575.
 Klemmspannung, *Stoff.* 420.
 Kletterzahnstange 729.
 Klima, *Wass.* 868.
 Klimaperioden, *Wass.* 871.
 Klinkengesperre 1852.
 Klinker 366.
 — *Straß.* 592.
 Klinkermauerwerk 362.
 Klinkerpflaster 592.
 Klostergewölbe 1462.
 Klothoidenform, *Straß.* 568.
 Knaggen, *Holz.* 1764.
 — *Stahl.* 1722.
 Knetlegierungen 431.
 Knickbiegung 206.
 — Sicherheit 208.
 Knicken, dehnungslos 1511.
 — mit Dehnung 1511.
 Knicklänge 205.
 — *Mass.* 1347, 1512.
 — Halbrahmen 1347.
 Knicklast 205.
 — Euler 205.
 — höhere 205.
 Knicklinie 208.
 Knicksicherheit, *Holz.* 1749.
 — *Mass.* 1342.
 — *Stahl.* 1559, 1667.
 — Bogenbrücken 1511.
 Knickspannung, *Fest.* 212.
 — *Holz.* 354, 1749.
 — *Mass.* 1348.
 Knickversuch, Bogen 1694.
 Knickvorschriften, Stahlbau 1667.
 Knickung, *Fest.* 204, 210.
 — *Mass.* 1343, 1511.
 — *Stahl.* 1666.
 — elastisch 205.
 — Fachwerk 1688.
 — Säulen, *Mass.* 1346.
 — unelastisch 205.
 Knickzahl, *Mass.* 1347.
 — *Stahl.* 1666.
 Knickzuschlag, *Mass.* 1342.
 Knieschiene 722.
 Knochenleim 440.
 Knorpelgelenk, *Masch.* 1817.
 Knoten, *Stat.* 216.
 Knotenblech 1681.
 — aufgelegt 1683.
 — doppelt 1683.
 — eingeschoben 1682.
 — eingesetzt 1682.
 — mehrfach 1684.
 Knotendrehwinkel 216, 269.
 — *Stahl.* 1687.
 Knotenplatte, *Holz.* 1767.
 Knotenpunkt, *Holz.* 1765.
 — *Stahl.* 1675.
 — *Straß.* 563.
 — Anschluß, *Stahl.* 1660.
 — Ausbildung, *Holz.* 1774.
 — Entfernung, *Holz.* 1786.
 Knotenverschiebung 238.
 Kochprobe 381.
 Koepscheibe 1852.
 Kog, *Entw.* 1233.
 — *See.* 1083.
 Kohäsion, *Bod.* 781.
 Kohäsion scheinbar 781.
 — Tabelle 806.
 — wahr 781.
 Kohle, *Bod.* 772.
 Kohlebogenlampe 1903.
 Kohlenstaubeuerung 1829.
 Kohlenstoffgehalt 410.
 Kohlenstoffstahl 1529.
 Kohlenverbrauch, *Bahn.* 676.
 Kohlenumschlag 641, 1047, 1072.
 Kolben, *Masch.* 1821.
 Kolbendampfmaschine 1830.
 Kolbengefäße 1848.
 Kolbenkompressor 1848.
 Kolbenpumpe 1842.
 Kolbenverdichter 1847.
 Kolk 140.
 Kolkbildung 945.
 Kolksicherung 969.
 Kollektor 1887.
 Kollern 365.
 Kolloide, *Bod.* 773.
 Kommafehler 2.
 Kommerell, Nutschweißbiegeversuch 1618.
 Kommutator 1887.
 Kompensationswicklung 1887.
 komplex, konjugiert 63.
 komplexe Zahlen 62.
 Komponenten, *Math.* 74.
 Kompressor 1848.
 Kondensation, *Hydr.* 141.
 — *Masch.* 1831.
 Kondensationshygrometer 869.
 Kondensationsmaschine 1824, 1830.
 Kondensator 1884.
 konforme Abbildung 64.
 Konglomerate, *Bod.* 772.
 Königstuhl, *Glets.* 724.
 konischer Bolzen 1572.
 konjugiert komplex 63.
 konjugierte Durchmesser 67.
 — Matrix, *Stat.* 263.
 Konjunkturschwankungen, *Verk.* 509.
 Konsistenz, *Bod.* 780.
 — Beton 1325.
 Konsistenzgrenze 780.
 Konsistometer 582.
 Konsole, *Stahl.* 1701.
 Konstante, elastisch 146.
 — Euler 54.
 Konstanten, Variation 34.
 Konstruktionszuschlag, *Stahl.* 1670.
 Konsumtionskurve, *Wass.* 881.
 Kontaktstoß, *Stahl.* 1576, 1587.
 Kontingenzwinkel, *Stat.* 240.
 kontinuierlicher Punkthaufen 108.
 Kontinuität, *Stahl.* 1608.
 Kontinuitätslasche 1608, 1659.
 Kontraktorverfahren 856.
 Konvergenz 56.
 Konvergenzkriterien 56.
 Konvergenzradius 57.
 Koog \approx Kog.
 Koordinaten, Gauß-Kruger 467.
 — Soldner 467.
 Koordinatensystem 79.
 — sphärisch, *Verm.* 467.
 Koordinatenverfahren, *Verm.* 464.
 Kopfbahnhof 621.
 Kopfniet 1594.
 Kopschraube 1574.
 Kopschuttung, *Erd.* 749.
 Kopschweißung, *Masch.* 1809.
 Kornform 385, 773.
 Korngewicht, *Bod.* 773.
 Korngröße, *Bod.* 773.
 — *Straß.* 581.
 Korngrößengruppen, *Entw.* 1219.
 Kornraum, *Bod.* 774.
 Körnung 1324.
 — Kies 386.
 Kornverteilung, *Bod.* 773.
 Kornverteilungskurve 773.
 Kornvolumen, *Bod.* 774.
 Kornzusammensetzung 385, 1323.
 Körper, starr 109.
 Körperbewegung 92.
 Korrektur 931, 1086.
 Korrosion, *Entw.* 1155.
 — Gußeisen 429.
 — Stahl 426, 1554.
 Kosten, Tunnel 754.
 — Wasserkraftanlagen 983.
 Kostenanschlag, *Tunn.* 758.
 Kostenanteil, *Bahn.* 682.
 Kostenarten, *Verk.* 524.
 Kostenaufwand, *Bahn.* 681.
 Kostenermittlung, *Bahn.* 696.
 — *Erd.* 739.
 Kostengleichung, *Bahn.* 682.
 Kostenvorsprung, *Verk.* 523.
 Kraft 215.
 — äußere 219.
 — eingeprägte 224.
 Kraftbedarf, *Verk.* 498.
 Kräfteausgleich, *Stahl.* 1546.
 Kräfteebene, *Fest.* 160.
 Kräfteck 222.
 kräftefreier Rand 188.
 Kräftegleichgewicht 112.
 Kräftegruppe 221.
 Kräftelehre 96.
 Kräfteplan 223, 230.
 — reziprok 230.
 Kräftespiel, *Straß.* 561.
 Kräfteumlagerung, *Stahl.* 1543, 1674.
 Kräftezerlegung 221.
 — Culmann 222.
 Kräftezug 230.
 Kraftfahrbahn 553, 577.
 Kraftfahrzeug, *Straß.* 555.
 Kraftformel, Maschek 560.
 Krafthaus, *Kraft.* 997.
 Kraftlinien, *Masch.* 1879.
 Kraftmaschinen 1824.
 Kraftniet 1570.
 Kraftschraube 217.
 Kraftwerksanlage, *Stadt.* 1273.
 Kraftwagen 560, 1305.
 Kraftwagenfernverkehr, *Verk.* 522.
 Kraftwerk 997.
 Kragarmdrehscheibe 724.
 Kragbalken, *Mass.* 1377.
 Kragdach, *Mass.* 1461.
 Kragträger, *Stat.* 312.
 Krallenplatte 1757.
 Krallenscheibe 1757.
 Krallenscheibendübel 1757.
 Krämer-Mühlenerzeugung 1829.
 Kran, *Masch.* 1851.
 — *See.* 1045.

- Kranbahnträger, *Mass.* 1462.
 Kranholz 1785.
 Krankenhaus 1281.
 Kranlaufbahn, *Stahl.* 1734.
 Kreis, *Math.* 71, 80.
 — magnetisch 1881.
 — Mohr 154.
 Kreisabschnitt 71.
 Kreisaußenschnitt 71.
 Kreisbewegung 90.
 Kreisbogen, Hauptpunkte, *Verm.* 471.
 Kreiselbrecher 1873.
 Kreiselpumpe 1843.
 Kreisverdichter 1849.
 Kreisevolvente 83.
 Kreisfrequenz 91.
 Kreislauf, Wasser 869.
 Kreisplatte 188.
 Kreisring, *Math.* 71, 73.
 — *Stat.* 345.
 Kreisscheibe 180.
 Kreisverkehr 1314.
 Kreiszyllindrische Behälter 202.
 Kremer-Klärzelle 1205.
 Kreuzekrost 1445.
 Kreuzelenk Kupplung 1817.
 Kreuzgewölbekuppel 1463.
 Kreuzkopf, *Masch.* 1821.
 Kreuzlinie 1407.
 Kreuzlinienabschnitt 309, 1407.
 Kreuzprobe 1618.
 Kreuzscheibe 444.
 Kreuzschlag 1810.
 Kreuzschlagseil 1810.
 Kreuzstoß 424, 1624, 1644, 1654.
 Kreuzung, *Gleis.* 716.
 — *Städt.* 1271.
 — *Straß.* 571.
 — Wasserläufe 1020.
 Kreuzungsbahnhof 621.
 Kreuzungsweiche 719.
 kreuzweis bewehrte Platten 1427.
 Krey, Erddrucktabellen 795.
 Kriechen, *Fest.* 151.
 — Beton 393, 1336, 1446, 1479, 1506.
 Kriechkurve, *Math.* 1340.
 Kriechlinie, *Mass.* 1338.
 Kriechmaß, *Mass.* 1338, 1448.
 Kriechmodul, *Mass.* 1340.
 kritische Belastung 205.
 — Schubspannung 214.
 — Spannung 205, 212.
 Kromag-Ringdübel 1761.
 Kronenbreite, *Bahn.* 610.
 Kronenmutter 1808.
 Kröpfung 1548, 1674.
 Krümelstruktur, *Bod.* 774.
 Krümmung, *Bahn.* 609, 615.
 — *Binn.* 1006.
 — *Gleis.* 700.
 — *Mech.* 86.
 — *Straß.* 564.
 — Abflachung, *Fluß.* 927.
 Krümmungsänderung, *Fest.* 166.
 Krümmungskreis 82.
 Krümmungsmittelpunkt 82.
 Krümmungsradius 82.
 — *Fest.* 159.
 Krümmungsvektor 85.
 Krümmungsverhältnisse, *Binn.* 1010.
 Krümmungsverlust, *Entw.* 1140.
 Krümmungswiderstand, *Bahn.* 674.
 — *Straß.* 558.
 Krupp St-Profil 1531, 1642.
 kubische Dehnung 144.
 Kübler, Bauweise 1767.
 — Doppelkegeldübel 1757.
 Kuchen, *Stoff.* 381.
 Kuchenprobe 374.
 Kugel, *Fest.* 157.
 — *Math.* 73, 82.
 Kugelabschnitt 73.
 Kugelausschnitt 73.
 Kugeldruckversuch 417.
 Kugelfunktion 62.
 Kugellager, *Masch.* 1815.
 — Stahlbrücken 1725.
 Kugelrollhärteprüfer 1622.
 Kugelschale 198.
 Kugelzone 73.
 Kuhl einrichtung, *Mass.* 1336.
 Kühlturm, *Masch.* 1834.
 Kühlturmgerüst, *Stat.* 276.
 Kühlwasser, *Stat.* 1824, 1832.
 Kühnheit, Gewölbe 1484.
 Kulturland, *Entw.* 1231.
 Kunstbau, *See.* 1057.
 Kunstharz 438.
 Kunstharzleim 440.
 Kunstharzverleimung 1767.
 künstliche Trocknung, *Holz.* 1736.
 künstlicher Hafen 1034.
 Kunze-Knorr-Bremse 687.
 Kupfer 430.
 Kupferschlackensteine 591.
 Kuppe, *Straß.* 570.
 Kuppel, *Mass.* 1343, 1464.
 — *Stahl.* 1733.
 — Schwedler 273.
 Kupplung 1816.
 — elektromagnetisch 1817.
 Kuratoriumsbericht 1625.
 Kurbeltrieb, *Masch.* 1821.
 Kurort, *Entw.* 1196.
 Kurve, eben 82.
 — einhüllend 83.
 Kurvenintegral 32.
 Kurvenschar 83.
 Kurzschlußkollektormotor 1893.
 Kurzschlußläufer 1892.
 Kurzschlußspannung 1888.
 Küste 1080.
 — Verteidigung 1080.
 Kutter, Formel 901.
 — und Ganguillet, Formel 901.
 — Geschwindigkeitsformel 1181.
 — Rauigkeitsbeiwert 1182.
 Labilität, elastisch 204.
 — *Stahl.* 1559.
 Lack 438.
 Ladebühne, *Bahn.* 620.
 Ladefähigkeit, *Verk.* 501.
 Ladekran, *Bahn.* 619.
 Lademaß, *Bahn.* 619.
 Laderaum, *Verk.* 501, 512.
 Laderaumverteilung, *Straß.* 597.
 Ladestraße 618.
 Ladestrom 1895.
 Ladung, *See.* 1042.
 Lagemessung 443, 464, 474.
 Lagenergie, *Hydr.* 130.
 Lagenschüttung, *Erd.* 749.
 Lageplan, *Bahn.* 612.
 — *Straß.* 571.
 Lager, *Masch.* 1814.
 — *Stat.* 218.
 — allseitig beweglich 1724.
 — Bemessung 1731.
 — beweglich 1723.
 — fest 1721.
 — Reibungswiderstand 1666.
 — Ringschmierung 1814.
 — Schönhöfer 1725.
 — Verankerung 1730.
 Lagerbeständigkeit, Zement 381.
 Lagerfuge 1724, 1731.
 Lagerungsdichte, *Bod.* 774.
 Lagerungszustand, *Bod.* 774.
 Lagrange, Formel 16.
 Lahnung 1233.
 Lamelle, *Holz.* 1773.
 — *Mass.* 1515.
 laminares Fließen, *Hydr.* 117.
 — *Lab.* 1241.
 Landberieselung 1211.
 Landbrücke 1733.
 Landerhaltung, *See.* 1080.
 Landesplanung 1247, 1255.
 Landestriangulation 467.
 Landflughafen 544, 1056.
 Landgewinnung 1083, 1232.
 Landmessung 442.
 Landschaft, *Fluß.* 925.
 Landschaftsbild, *Straß.* 562.
 Landstraße 553, 577.
 Landungsbrücke 1074.
 — *Stat.* 298.
 Landverdunstung 872.
 Landverkehrsmittel 485.
 landwirtschaftlicher Wasserbau 1219.
 Längeneinteilung, *Fluß.* 909.
 Längenenwicklung, *Bahn.* 612.
 Längenschnitt, *Straß.* 569.
 Langerscher Balken, *Stahl.* 1688.
 Langholz 1737.
 Langloch 1608, 1730.
 Langnutholz 1737.
 Langsamfahrstelle, *Bahn.* 679.
 Langsamfilter 1149, 1160.
 Längsbau, *Fluß.* 918.
 Langschwelle 706.
 Langschwellengleis 703.
 Längsdränung 1226.
 Längsdübel, *Holz.* 1756.
 Längsgefälle, *Kraft.* 990.
 Längskeil, *Masch.* 1805.
 Längskraft 217.
 — Stab 158.
 Längsneigung, *Bahn.* 610.
 Längsnetz, *Entw.* 1165.
 Längsprofil, *Stahl.* 1712.
 — *Tunn.* 755.
 — *Verm.* 473.
 Längsschlag, *Masch.* 1810.
 Längsschnitt, *Fluß.* 907.
 Längsschrumpfung, Schweißnaht 1634.
 Längssteife, *Stahl.* 1675.
 Längsstoß, Stegblech 1595.
 Längsträger, *Stahl.* 1704.

- Längsträgeranschluß 1658, 1704.
 — Dauerfestigkeit 1659.
 Längsverband, *Holz*. 1788.
 Längsverschieben von Brücken 1797.
 Längswerk, *See*. 1080.
 Längszugspannung, *Stahl*. 1574.
 Lärchenholz 348.
 Laplace, Operator 147, 176.
 Lasche, *Holz*. 1766.
 — *Stahl*. 1576.
 — durchschießend 1659.
 Laschenfläche 1599.
 Laschenstoß, *Gleis*. 713.
 — *Stahl*. 1578, 1626, 1642.
 — Schwellzugfestigkeit 1631.
 Laschenverbindung, *Stahl*. 1862.
 Last 219.
 — maßgebend, *Bahn*. 675.
 — ständig, *Stahl*. 1665.
 Lastentragung, mittelbar 286.
 — unmittelbar 286.
 Lastengruppe, *Stat*. 284.
 Lastenzug, *Stahl*. 1665.
 — *Stat*. 233.
 Lasthaken 1851.
 Lastkraftwagen 555, 693.
 Lastscheide 233, 1481, 1500.
 Laststellung 233.
 — ungünstigste 234.
 lastverteilende Querverspannung 1704.
 — Querrahmen 1719.
 — Querverbände 1668.
 Lastverteilung, *Mass*. 1521.
 Lastwagen, *Stahl*. 1666.
 Lastwechsel, *Stoff*. 421.
 Latte, *Verm*. 443.
 Lattenbau, *Fluß*. 921.
 Lattenpegel 878.
 Laubholz 348, 1735.
 Laufentwicklung, *Fluß*. 896.
 Läufer, *Masch*. 1886.
 Läuferfette 1866.
 Lauftradschaukel 1837.
 Laufschaufel 1839.
 Laufweg, *Bahn*. 633.
 Laufweite, *Bahn*. 633.
 Laufwerk, *Kraft*. 978.
 Laufwiderstand, *Straß*. 557.
 Laufzeit, *Bahn*. 630.
 Lautal 431.
 Läuteanlage, *Bahn*. 670.
 lebende Verbauung, *Fluß*. 912.
 Lebensalter, *Verk*. 502.
 Lebensdauer, *Gleis*. 708.
 — *Holz*. 1783.
 — *Kraft*. 983.
 — *Mass*. 1468, 1520.
 — *Stahl*. 1550, 1662, 1712.
 Ledertreibriemen 1819.
 Leerlaufverlust 1886.
 Legendre, Kugelfunktionen 62.
 Legieren, *Stahl*. 427.
 Lehm, *Bod*. 772.
 — im Gestein 388.
 Lehrgerüst, *Holz*. 1784.
 — *Mass*. 1465, 1490, 1515.
 — *Tunn*. 766.
 — freitragend 1790.
 — Zusammendrückung 1790.
 Leichtbau 1530.
 Leichtbauplatten 359.
 Leichtbaustein 403.
 Leichtbeton 403, 1325.
 Leichtfahrbahn 1707.
 Leichtmetall, *Stahl*. 1530, 1708.
 — *Stoff*. 430.
 Leichtträger 1531.
 Leim 440, 1754.
 Leimfestigungspulver 440.
 Leimnest 1753.
 Leimverbindungen 354, 1753.
 Leinpfad 1003, 1014.
 Leistung, *Masch*. 1830, 1879.
 — *Mech*. 98.
 — effektiv 1831.
 — indiziert 1830.
 Leistungsfähigkeit, *Straß*. 605.
 — *Verk*. 504.
 — Ablaufanlage 627.
 — Fahrzeuge 499.
 — Flughafen 550.
 — Hafen 1045.
 — Verkehrsmittel 497.
 — Zugbildungsanlagen 633.
 Leistungsfaktor, *Masch*. 1884.
 Leistungsmessung, *Masch*. 1901.
 Leistungsplan, *Kraft*. 980.
 Leistungssatz, *Mech*. 98.
 Leistungsschalter 1898.
 Leistungsübertragung, *Masch*. 1818.
 Leistungsverlust, *Masch*. 1897.
 Leistungswettbewerb, *Verk*. 535.
 Leiterzahnstange 728.
 Leitfeuer 1090.
 Leitschaukelkranz 1838.
 Leitschienengleis 712.
 Leitungen, *Bahn*. 671.
 — *Entw*. 1136.
 — *Hydr*. 124.
 — *Masch*. 1897.
 — *Städt*. 1266.
 — *Stahl*. 1712.
 — elektrisch 1896.
 — geschlossen 124.
 Leitungsarten, *Masch*. 1897.
 Leitungsausmündung, *Entw*. 1191.
 Leitungsberechnung, *Entw*. 1141.
 Leitungsgefälle 1184.
 Leitungsquerschnitt, *Masch*. 1896.
 Leitvorrichtung, *Masch*. 1839.
 Leitwerk, *See*. 1057.
 Leonardschaltung 1891.
 Leuchtdichte 1902.
 Leuchten, *Masch*. 1902.
 Leuchtfeuer, *See*. 1090.
 Leuchtturm 1090.
 Libelle, *Verm*. 446.
 Libellenachse 450.
 Licht, polarisiert, *Fest*. 181.
 Lichtanlage 1897.
 Lichtausbeute 1902.
 Lichtbogen 1898.
 Lichtbogenschweißung 422, 1613.
 Lichtdurchlässigkeit 436.
 lichte Höhe 1663.
 lichter Raum, *Bahn*. 608.
 — — *Gleis*. 699.
 — — *Stahl*. 1665.
 Lichtkennung, *Flug*. 548.
 Lichtquelle 1902.
 Lichtstärke 1901.
 Lichtstrom 1901.
 Lichttechnik 1901.
 Lichtweite 1663.
 Lieferfahrt, *Bahn*. 693.
 Liegeplatz, *Binn*. 1017, 1029.
 Limbus, *Verm*. 448.
 Limes, *Math*. 19.
 lineare Gleichung 9.
 Linearplanimeter 470.
 Linienbetrieb, *Bahn*. 621.
 Linienführung, *Bahn*. 606.
 — *Flug*. 541.
 — *Fluß*. 930.
 — *Kraft*. 991.
 — *See*. 1088.
 — *Städt*. 1267.
 — *Straß*. 562, 571.
 — *Verk*. 504.
 Linienkipplager 1721.
 Linienlösung, *Straß*. 576.
 Liniennetz, *Verm*. 464.
 Linienschiffahrt 1042.
 Linke-Hand-Regel 1880.
 Lipse, *Verm*. 447.
 Linsensenkniel 1562.
 Linsenträger 1676.
 Litze, *Masch*. 1810.
 Litzenschub 1699.
 Ljungström-Turbine 1834.
 Loch, gestanzt 1578.
 Locher, Doppelleiterzahnstange 728.
 — Ringdübel 1759.
 Lochleibungsfestigkeit, *Holz* 1754.
 — *Stahl*. 1566.
 Lochleibungsfläche, umgerechnet 1567.
 Lochleibungsspannung, *Stahl*. 1565.
 Lochnaht 1617.
 Lochwanddruck 421.
 Lochziegel 365.
 Löffelbagger 741, 1861.
 Logarithmen, natürlich 48.
 Logarithmenpapier 43.
 Logarithmentafel 48.
 logarithmische Funktion 47.
 — Skala 2.
 Logarithmus 3, 47.
 — Briggs 47.
 — Integral 54.
 — Neper 47.
 Lokomobilkessel 1827.
 Lokomotivarbeit 679.
 Lokomotivbehandlungsanlage 640.
 Lokomotivdrehscheibe 725.
 Lokomotiven, elektrisch 686.
 Lokomotivpersonal 682.
 Lokomotivschuppen 642.
 Lokomotivspeisewasser 683.
 Lokomotivwiderstand 674.
 Lösckaje 1053.
 Löschkalk 371.
 Loschwasser, *Entw*. 1132.
 Lösen des Gebirges, *Tunn*. 758.
 Löß, *Bod*. 772.
 Lößlehm, *Bod*. 772.
 Lösung, singular 33.
 Lot, *Math*. 44.
 Lotpfahl, *Grund*. 842.

- Luftbewegung, antizyklonal 1080.
 Luftdruck, *See.* 1080.
 — *Verm.* 476.
 Luftdruckpeilgerät 909.
 Lüfter, *Masch.* 1849.
 Luftfahrtwesen 537.
 Luftfeuchtigkeit, *Mass.* 1336.
 — Bauholz 357.
 Luftkalk 371.
 Luftleere, *Hydr.* 141.
 Luftlinie 542.
 Luftphotogrammetrie 480.
 Luftschiffhafen 551.
 Luftspinnen 1699.
 Lufttemperatur, *Verm.* 460.
 Lüftung, *Tunn.* 757.
 Lüftungsschacht, *Tunn.* 762.
 Luftverkehr 537.
 — Linienführung 541.
 Luftverkehrsmittel 485.
 Luftvorwärmer, *Masch.* 1826.
 Luftwiderstand, *Bahn.* 674.
 — *Strab.* 557.
 — *Tunn.* 756.
 — *Verk.* 498.
 Lumen 1901.
 Lux 1902.
- Mäander, *Fluß.* 896.
 Maclaurin-Reihe 57.
 Magnesiumörtel 406.
 Magnesit 406.
 Magnesium 431.
 magnetische Durchflutung 1623, 425.
 — Feldstärke 1879.
 — Hysteresis 1880.
 — Induktion 1880.
 — Prüfung 1623, 425.
 — Wirkung 1879.
 magnetischer Induktionsfluß 1880.
 — Kreis 1881.
 magnetisches Feld 1879.
 Magnetnadel, *Verm.* 454.
 Magnetpol, *Masch.* 1881.
 Magnetregler 1886.
 Magnon, *Strab.* 583.
 Magnus-Effekt 131.
 Mahlfeinheit 378.
 Makadambauweise 583.
 Mäklär, *Masch.* 1866.
 Mammutpumpe 1846.
 Manning, Formel 901.
 Mannloch 1726.
 Mansardbinder 1776.
 Mansfelder Kupferschlackensteine 591.
 Mantelreibung, *Bod.* 791.
 — *Grund.* 828.
 Marcus, Plattengleichungen 1429.
 Markstrahlen, *Stoff.* 349.
 Marktplatz 1272.
 Marmor 361.
 Marmorgips 375.
 Marsch, *See.* 1080.
 Marschbildung 1080.
 Marschboden 1228.
 Maschek, Kraftformel 560.
 571.
 Maschinenguß 427.
 Maschinenkunde 1805.
 Maschinenteile 1805.
 Massenausgleich, statisch 1467.
- Massenermittlung, *Erd.* 735.
 Massengut, *See.* 1047.
 — *Verk.* 486, 514.
 — Stauraum 1047.
 Massenguthafen 1031, 1047, 1072.
 Massenkräfte 177, 219.
 Massenlinie, *Erd.* 737.
 Massenmittelpunkt 106.
 Massenpunkt 96.
 Massenverteilung, *Erd.* 747.
 maßgebende Last, *Bahn.* 675.
 — Spannung, *Stahl.* 1537.
 — Steigung, *Bahn.* 608, 675.
 Maßhaltigkeit, *Holz.* 356, 1740.
 Massivbau 1319.
 massive Gründung 850.
 massives Wehr 939.
 Maßnormung, *Holz.* 1740.
 Mast, *Bod.* 799.
 — *Stahl.* 1734.
 Mastenkran 1857.
 Materialmengen, *Mass.* 1327.
 Mathematik 1.
 — höhere 9.
 Matrix, *Stat.* 261.
 — konjugiert 263.
 Mauerklinker 366.
 Mauerkrone, *Stau.* 962.
 Mauerung, *Tunn.* 765.
 Mauerwerk 362.
 — Bedingungen 367.
 — Elastizität 367.
 — Festigkeit 362, 366.
 — Feuerschutz 368.
 — Putzschicht 368.
 — Oberflächenschutz 437.
 — Vorschriften 368.
 Mauerziegel 365.
 — Festigkeit 366.
 — Schwinden 367.
 — Vorschriften 368.
 — Wasseraufnahme 367.
 — Wetterbeständigkeit 368.
 Maulwurfdränung 1228.
 Maurerarbeiten 375.
 Maximum 21.
 Maxwell, Satz 237.
 Mechanik flüssiger Körper 115.
 — starrer Körper 85.
 mechanische Arbeit 97.
 — Stellwerke, *Bahn.* 646.
 mechanischer Wirkungsgrad 1831.
 Meereshöhe 473.
 Meerwasser, *Mass.* 1341.
 Mehlsand, *Bod.* 772.
 mehrachsige Beanspruchung 155.
 mehrfache Fachwerke 1676.
 — Knotenbleche 1684.
 Mehrphasenstrom 1886.
 mehrteiliger Druckstab, *Holz.* 1749.
 Meißelgeräte 1866.
 Meißelhammer 1868.
 Melan, Bauweise 1515.
 Melaphyr 361.
 Meldeanlage, *Bahn.* 670.
 Meliorationskarte 1295.
 Membranlechnis, Prandtl 1513.
 Membranpumpe 1843.
 Membranspannungen 196, 1466.
 Membrantheorie 182, 197.
 Memel, *Fluß.* 898.
- Menck-Rohrgerüsttramme 1868.
 Mennige in Nietverbindungen 421.
 Mensch, *Strab.* 560.
 Menschengedränge 1666.
 Mergel, *Bod.* 772.
 Meridianform, Schalen 197.
 Meridianeigung, Schalen 197.
 Meridianstreifen, *Verm.* 476.
 Meßband 443.
 Meßbild 463.
 Meßbildtheodolit 464, 480.
 Meßfloß 882.
 Meßflügel, *Wass.* 879.
 Meßgeräte, elektrisch 1898.
 — hydraulisch, *Lab.* 1243.
 — Schaltung 1900.
 Meßinstrumente, *Verm.* 446.
 Meßkammer 460.
 Meßlatte 443.
 Meßreihe, Glätten 7.
 Meßstange 443.
 Meßtisch 460.
 Meßtischtachymetrie 478.
 Messung, tachymetrisch 442, 460.
 Messungsfehler, *Verm.* 466.
 Meßwehr 139, 941, 1236.
 Metaldampflampe 1903.
 metallischer Überzug 427, 438.
 metamorphe Gesteine 361, 771.
 Metazentrum 116.
 Methode, kleinste Quadrate 6.
 Metrisches Gewinde 1807.
 Michell-Segmentringlager 1815.
 Mietwohnung 1293.
 Mikroprüfgerät, *Stahl.* 1622.
 Mikroskop, *Verm.* 449.
 Mikroskoplinse 463.
 Mineralogie 359.
 Mineralolabscheider 1195.
 Minimalbedingungen, Elastizitätstheorie 236.
 Minimum 21.
 — potentielle Energie 149.
 Miozzi, Satz 93.
 Mischen, Beton 388.
 Mischkondensator 1831.
 Mischmakadam 585.
 Mischmaschinen, *Stoff.* 388.
 Mischungsverhältnis 384, 1327.
 Mischverfahren, *Entw.* 1163, 1183.
 mittelbare Lasteintragung 286.
 mittelbarer Stoß, *Stahl.* 1582.
 Mittelblech 1532.
 Mitteldruckanlage, *Kraft.* 973.
 Mitteldruckkraftwerk 1000.
 Mittelformel 16.
 Mittelgebirgsfluß 875, 899.
 Mittelkraft 226.
 Mittelkraftlinie 317, 334.
 Mittellauf 897.
 Mittelniedrigwasser 878.
 Mittelspannung 1551.
 Mittelstadt 1249.
 Mittelwasser, *Verm.* 473.
 Mittelwasserregelung 932.
 Mittelwert, *Math.* 5.
 mittlerer Druck, *Mass.* 1343.
 mittlerer Wasserstand 878.
 mitwirkende Breite, *Mass.* 1356, 1441.
 — — *Stahl.* 1603.

- Mitwirkung, Gurtplatte 1604.
— Zugzone 1361.
Modell, *Lab.* 1236.
Modellmaßstab 1244.
Modellversuch, *Lab.* 1238.
— *Stahl.* 1701.
Mohr, Hüllkurve 155.
— Kreis 154.
Moirve, Satz 63.
Mole 1009, 1035, 1057.
— aufgelöst 1061.
— massiv 1060.
Mollier-Diagramm 1825.
Mollweide, Gleichungen 69.
Moment, *Mech.* 104.
Momentanzentrum, *Stat.* 224.
Momente, Tabelle 279.
Momentenausgleich, *Stahl.* 1544.
— Cross 1403, 1420.
Momentendeckungsdiagramm, *Mass.* 1377.
Momentendeckungslinie, *Stahl.* 1671.
Momentengleichgewicht 112.
Momentenlinie als Seileck 284.
Montage, *Stahl.* 1734.
Montageisen, *Mass.* 1357.
Montagesystem, *Stahl.* 1677.
Monumentalstraße 1267.
Moor, *Erd.* 750.
Moorboden, *Entw.* 1228.
Moorerde, *Bođ.* 772.
Moorerschließung 1231.
Moorsprengung 857.
Moränensand 385.
Mörsch, Tafeln 1365.
Mörtel, *Mass.* 1327.
— und Beton, Anweisung 372.
Mörtelschotterdecke 588.
Motor, *Masch.* 1889.
Motorgenerator 1894.
motorisierter Verkehr 1311.
Motorkennlinie, *Bahn.* 691.
Motorrad, *Strab.* 555.
Motorschlepper 1003.
Motorschutzschalter 1898.
Motorzähler 1900.
Muffe, *Masch.* 1811.
Muffendichtung 1812.
Mulden-Kipplore 1864.
Muldenrost 1829.
Müller-Breslau, Stabzugverfahren 250.
Mundstück, *Hydr.* 135.
Mündung, *Fluß.* 897.
Murgang, *Fluß.* 927.
Muschelkalkstein 360.
Musterentwurf, *Stahl.* 1672, 1710.
Mutter, *Masch.* 1807.
— und Gegenmutter 1808.
Mutterboden 740, 772.
- Nabe, *Masch.* 1805.
Nachbehandlung, Beton 390.
— Stahl 1633.
Nachrichtenverkehr 486.
Nachschweißen 1632.
Nachtflug 548.
Nachluftverkehr 551.
Nachwirkung, *Stahl.* 1548.
Nadelderbstange 1737.
Nadelholz 348, 1735.
Nadelschnittholz 1737.
Nadelwehr 948.
- Nagel, *Holz.* 1754.
— Tragfähigkeit 1754.
Nagelverbindung 354.
Näherung, *Math.* 1.
Nahgüterzug 623.
Naht, abgeschliffen 424.
Nahtschweißung 422.
Nahverkehr 491, 1247, 1303.
Nahverkehrspolitik 1314.
Nasenkeil, *Masch.* 1805.
Nasenprofil 1531, 1642.
Naßbagger 1865.
nasser Dampf, *Masch.* 1824.
Natriumdampfampe 1903.
Naturasphalt 582.
Naturhafen 1033.
Natürliche Böschungswinkel 783.
— Logarithmen 48.
— Steine, Vorschriften 365.
Naturstein 359.
— Brandverhalten 364.
— Oberflächenschutz 437.
— Prüfung 365.
Naturtheater 1278.
Navier-Hypothese 159.
Nebel, *Wass.* 869.
Nebenbahn 608.
Nebenbedingung, *Math.* 39.
Nebengleis 615.
Nebenpol, *Stat.* 224.
Nebenschlußmaschine 1887.
Nebenschlußmotor 1890.
Nebenspannungen, *Fest.* 184.
— *Mass.* 1472.
— *Stahl.* 1559, 1679, 1687.
— *Stat.* 270.
Nebenträger, *Mass.* 1445.
Nehrströme 140.
Neigung, *Bahn.* 610, 677.
Neindruck, *Masch.* 1811.
Nennglieddicke 1809.
Nennweite, *Masch.* 1811.
Neper, Gleichungen 69.
— Logarithmus 47.
Nettoquerschnitt, *Stahl.* 1577.
Nettoregistertonne 501.
Netzbetriebsspannung 1887.
Netzdichte 487.
Netzhöhe, *Stahl.* 1676.
Netzleistung, *Verk.* 504.
Netztafel, *Bahn.* 692.
Netzwerk, *Mass.* 1464.
neue Teilung, *Verm.* 442.
Neugestaltung deutscher Städte 1301.
Neupunkte, *Verm.* 468.
neutrale Faser 159.
— Schicht 159.
Newton, Formel, *Math.* 16.
— Gesetz 113.
— Grundgesetz 96.
— Verfahren, *Math.* 13.
nichtbindiger Boden, *Bođ.* 771, 781.
Nichteisenmetalle 429.
nichthomogener Spannungszustand 1539.
Nickel 430.
Nickelstahl 419, 430, 1529.
Niederdruckanlage, *Kraft.* 973.
Niederdruckkraftwerk 998.
Niederdruckpumpe 1844.
Niederschlag, *Wass.* 869.
Niederschlagsgebiet 1169.
- Niederschlagsmesser 870.
Niederschlagsverteilung 876.
Niederspannung 1888.
Niederungsmoor 1231.
niedrigster Wasserstand 878.
Niedrigwasser, *See.* 1077.
Niedrigwasserregelung 933.
Niedrigwasserschutz 867.
Nielsen, Bogenbrücken 1496.
Niet 1501.
— Beanspruchung 1564.
— Biegungsspannung 1569.
— Festigkeit 1564.
— Scherfestigkeit 420, 1581.
— Tragfähigkeit 1568.
— Zugbelastung 1569.
— Zugspannung 1568.
Nietabzug 1577.
— Biegeträger 1593.
Nietanordnung 1570.
Nietbelastung 1599.
Nietberechnung 1566.
Nietbild 1582.
Nietdurchmesser 1570.
Nietgerät 1563.
Nietgerüst 1800.
Nietgruppe, Tragfähigkeit 1598.
— Trägheitsmoment 1597.
— Widerstandsmoment 1597.
Niethammer 1562.
Nietkraft 1580, 1598.
Nietkräfte, Verteilung 1580.
Nietloch 420.
— Stenzen 1563.
Nietregeln 1570.
Nietrißlinie 1570.
Nietspannung 1567, 1597.
Nietstahl 407, 1561.
Nietteilung 1570, 1595.
Nietung mit Stauchkopf 1563.
— und Schweißung 1662.
Nietverbindungen 420, 1576.
— Aluminiumlegierungen 433.
— Dauerfestigkeit 1587.
— einschneitig 1565.
— Festigkeit 421.
— Gleiten 1565.
— Reibung 1565.
— zweischneitig 1564.
— Zwischenanstrich 421.
Nietverfahren 1562.
Nippzeit, *See.* 1077.
Nischen, *Tunn.* 757.
Niveaufläche, *Math.* 76.
Nivellieren 455.
Nivellierinstrument 455.
Nivellierlatte 457.
Nivellierplatte, hydrometrisch 882.
Nökkentved, Berechnungsverfahren 836.
Nomogramm 4.
— Wassergeschwindigkeit 122.
Nonius 448.
Noniusmikroskop 448.
Normalbeschleunigung 88.
Normale 82.
Normallebene 83.
Normalform, Hesse 77.
Normalglühen 1616.
Normalnullhöhen, *Verm.* 473.
Normalprofile 1531.
Normalqualität, *Holz.* 1744.
Normalspannung 143, 158
— *Stahl.* 1672.

- Normalstoß 1576.
 Normenfestigkeit, Zement 379.
 Normenprüfung, Zement 380.
 Normensand 379.
 Normenzement 377.
 Normierte Funktionen 61.
 Nortonbrunnen 1122.
 Notstützen 1792.
 Notverschluß, *Stau.* 947.
 Nullleiter 1901.
 Nulllinie, *Fest.* 159.
 Nullmeridian, *Verm.* 467.
 Nullpunkt, *See.* 1075.
 Nullreibung, *Bod.* 781.
 Nullstellen, *Math.* 12, 41.
 Numerische Rechnung 2.
 Nut, *Masch.* 1805.
 Nutzenkeil, *Masch.* 1805.
 Nutschweißbiegeversuch 423, 1618.
 Nutzhöhe, *Mass.* 1377.
 Nutzladefähigkeit 501.
 Nutzlast, *Straß.* 555.
 — *Verk.* 500.
 Nutzleistung, *Masch.* 1840.
 Nutzquerschnitt, *Stahl.* 1577.
 Nutzung, *Wass.* 867.
 Nutzungsdauer, *Entw.* 1093.
 — *Straß.* 603.
 Nutzungsfläche, *Stadt.* 1255.
 Nutzwassermenge 886.
- O**belisk, *Math.* 72.
 Oberbau, *Gleis.* 698.
 — Unterhaltungskosten 685.
 Oberbauarbeit 715.
 Oberbauberechnung 703.
 Oberbaumesswagen 715.
 Oberbauwirtschaft 716.
 Obere Fließgrenze 150.
 Oberfläche, *Math.* 70.
 Oberflächenbehandlung, *Straß.* 584.
 Oberflächeneis 883.
 Oberflächenkondensator 1832.
 Oberflächenschutz 436.
 — Aluminium 438.
 — Beton 437.
 — Holz 436.
 — Mauerwerk 437.
 — Naturstein 437.
 — Stahl 437.
 Oberflächenspannung, *Lab.* 1241.
 Oberflächenwasser 1101.
 — gefiltert 1104.
 Oberflächenwellen, *Hydr.* 126.
 Obergerüst, *Holz.* 1784.
 Oberlauf 897.
 Oberleitungsomnibus 691, 1304.
 Oberlicht 1463.
 Oberspannung 1551.
 Objektiv, *Verm.* 447.
 Obus, *Stadt.* 1304.
 Oder, *Fluß.* 898.
 Odometer 779.
 Oersted 1880.
 offene Baugrube, *Grund.* 850.
 — — *Tunn.* 767.
 — Fahrbahn 1710.
 offener Hafen 1033.
 — Stahlrost 1709.
 — Wasserlauf 120.
 — Zug, *Verm.* 465.
- öffentliche Gebäude 1280.
 — Straße 553.
 — Verkehrsmittel 1309.
 öffentlicher Verkehr 492.
 Ohm, Gesetz 1878.
 — Widerstand 1896.
 Okular, *Verm.* 447.
 Okularfadentfernungsmesser 460.
 Öl, Umschlaganlage 1052.
 Ölabscheider 1195.
 Ölfänger 1200.
 Ölfeuerung 1829.
 Ölschalter 1898.
 Ölschmierung 1815.
 Öltank 1052.
 Omnibus, *Straß.* 555.
 Operator, Laplace 147, 176.
 Ordish-Lefeuve, Hängebrücke 1695.
 Ordnung, algebraische Funktion 43.
 — Differentialgleichung 33.
 Ordnungsgleis 622.
 Ordnungsgruppe, *Bahn.* 623.
 — *See.* 1040.
 organische Bestandteile 388.
 Orthogonale Funktion 61.
 — Trajektorien 83.
 Ortsdurchfahrt 553.
 Ortsentwässerung 4163.
 Ortspfalz 791, 829.
 Ortsstein, *Bod.* 772.
 Ortsvektor 85.
 Osmose-Verfahren 1780.
 Ostenfeld, Verfahren 836.
 österreichische Bauweise, *Tunn.* 765.
 Ottomotor 1835.
 Ozonierung, *Entw.* 1161.
- P**ackfaschinenbau 912.
 Packlage, *Straß.* 580.
 Packwerk, *Fluß.* 912.
 Pantal 431.
 Papierbleikabel 1897.
 Papierveränderungen, *Verm.* 469.
 Pappe, teerfrei 1777.
 Parabel, *Math.* 67, 80.
 Parabelabschnitt 71.
 Parabelbinder, *Holz.* 1776.
 Parabelbogen 321.
 — eingespannt 332.
 Parabelträger 298, 1676.
 Paraboloid 73, 81.
 Parallaxe 448.
 Parallelbetrieb, *Masch.* 1889.
 Paralleldrahtkabel 1698.
 Parallelogramm, *Math.* 71.
 Parallelschaltung 1879.
 Parallelträger, *Holz.* 1774.
 — *Stahl.* 1676.
 Parkanlage 1277.
 Parkfläche 1275.
 Parkplatz 596, 1274.
 partielle Ableitung 22.
 passiver Erddruck 793.
 Paßschraube 1572.
 Paßstoß 1576.
 Paßstück, *Stahl.* 1608.
 Pauliträger 1676.
 Pawo-Seil 1810.
 Pech 439, 582.
 Pegel 876, 1069.
 Pegelbeobachtung 878.
- Pegelbezugskurve 877.
 Pegelnetz 877.
 Pegelnullpunkt 877.
 Pegelstand 876, 888.
 Peilboot 909.
 Peilung 909, 1086.
 Pendelbetrieb 693.
 Pendellager 1729.
 Pendelrahmen 1725.
 Pendelstab 1729.
 Pendelstütze, *Mass.* 1411.
 — *Stahl.* 1725.
 Penetration, *Straß.* 582.
 Pentaprisma 445.
 Periodenmischer 1876.
 periodische Schwankung, *Wass.* 876.
 Peripheriewinkel, *Verm.* 472.
 Perlit 411.
 Permeabilität 1880.
 Perpetuum, Preßwasserhebebock 1854, 1801.
 Personenbahnhof 621.
 Personenkilometer 497.
 Personenkraftwagen 555.
 Personenverkehr 487, 520.
 Personenzug, *Bahn.* 690.
 Personenzugbildung 622.
 Peter, Kletterzahnstange 729.
 Pfahl 828, 1790.
 Pfahlgerüst 1794.
 Pfahlgründung, *Bod.* 791, 804.
 Pfahljoch 1790.
 Pfahlkopf 1794.
 Pfahlkraft, *Grund.* 834.
 Pfahlrostbauwerk 828, 1060.
 Pfahlrostplatte 831.
 Pfahlstellung 835.
 Pfahlzieher 1866.
 Pfeiler, *Grund.* 862.
 — *Mass.* 1483.
 — *Stahl.* 1663.
 — Ausweichen 1666.
 — Setzen 1666.
 Pfeilerfuß 1503.
 Pfeilerstau 122.
 Pfeilerstaumauer 965.
 Pfeilhöhe 335.
 Pfeilverhältnis, *Mass.* 1449, 1484, 1497.
 — *Stahl.* 1690.
 — *Stat.* 335.
 Pferdehufwerk 555.
 Pfettendach 1769.
 Pfettensparren 1777.
 Pflanzen, Wachstumsbedingungen 1220.
 Pflasterdecke 591.
 Pflasterklinker 365.
 Pflasterstein 360.
 Pflasterung, *Fluß.* 911.
 Pfosten 328, 1680.
 — *Holz.* 1738, 1785.
 Pfostenfachwerk 290, 1676.
 Pfostenwenkkran 1856.
 Phasen, *Bod.* 772.
 Phasenfolge 1886.
 Phasenverschiebung, *Math.* 46.
 Photogrammetrie 463, 480.
 Photoachymetrie 463, 480.
 Photoodolit 463.
 Physikalische Geographie, *Fluß.* 897.
 — Höhenmessung 455.

- physiologische Grenze, *Verk.* 508.
 Pickhammer 1870.
 Pilgerschrittschweißung 1639.
 Pilzbefall 358, 1740.
 Pilzdecke 196, 1437.
 Pilzkopf 1437.
 Plan, *Verm.* 442.
 — gedrehte Geschwindigkeiten 232.
 — Verschiebungen 250.
 Planiergerät 1864.
 Planierflug 1865.
 Planimeter, *Verm.* 469.
 Planke, *Holz.* 1738.
 Planmäßiger Verkehr 492.
 Planrost 1828.
 Planum, *Bahn.* 610.
 — *Strab.* 580.
 Planungskarte, *Städt.* 1295.
 plastische Biegung 164, 1541.
 — Formänderung, Beton 1336.
 — Knickung 205.
 plastischer Bereich 1549.
 — Beton 1325.
 Plastizitätstheorie 1541.
 Plastizitätszahl, *Bod.* 781.
 plastizierter Querschnitt 1541.
 Plättchen, eingepaßt, *Stahl.* 1651.
 Platte, *Fest.* 185, 212.
 — *Mass.* 1424.
 — Beulung 1667.
 — Biegefläche 186.
 — Biegemomente 185.
 — Drillmoment 185.
 — durchlaufend 1425.
 — durchschneidend 1607.
 — Formänderung 186.
 — kreuzweis bewehrt 1427.
 — Schnittkräfte 185.
 Plattenbalken, *Mass.* 1356, 1440.
 Plattenbeulung, 211, 1667.
 Plattenbiegung, Differentialgleichung 187.
 Plattenfestigkeit, *Mass.* 1330.
 Plattenknickung 211, 1667.
 Plattensperre, *Stau.* 965.
 Plattensteifigkeit 187.
 Plattenstreifen 193, 1426.
 Platz, *Städt.* 1272.
 Platzregen 1169.
 Pleuelstange 1821.
 plötzliche Belastung 102.
 Plunger 1842.
 Poisson-Zahl 146.
 polares Trägheitsmoment 171.
 Polarisator, *Fest.* 181.
 polarisiertes Licht 181.
 Polarität, *Masch.* 1888.
 Polarkoordinaten, *Math.* 80.
 — *Verm.* 472.
 Polarplanimeter 30, 469.
 Polder, *Entw.* 1233.
 — *Fluß.* 935.
 — *See.* 1080.
 — *Wass.* 867.
 Pole, Lageplan 224, 235.
 polierte Flächen 363.
 Polkonfiguration 224, 235.
 Poller, *See.* 1063, 1069.
 Pollerfundament 848.
 Pollerzug 809.
 Polplan 224, 235.
 Polplanimeter 470.
 Polyeder, *Stat.* 273.
 Polygon, *Stat.* 288.
 polygonale Gurtung 1684.
 Polygonwinkel, *Verm.* 465.
 Polygonzug, *Verm.* 464.
 Polypgreifer 1862.
 Poren, *Stahl.* 1630.
 Porenvolumen, *Bod.* 774.
 Porenwasser 774.
 Porenwasserdruck 786.
 Porenwasserströmung, *Bod.* 776.
 Porenwinkelwasser, *Bod.* 775.
 Porenziffer, *Bod.* 774.
 Porosität 361.
 Porphy 360.
 Porphyrit 361.
 Portal, *Tunn.* 757.
 Portaldrehscheibe 724.
 Portalrahmen, *Stat.* 340.
 Portlandzement 376.
 Positionswinkel 442.
 Potential, *Math.* 33, 76.
 Potentialströmung 1242.
 Potentialtheorie, *Fest.* 171.
 Potentielle Energie, *Hydr.* 130.
 — — *Mech.* 97.
 — — *Stat.* 236.
 — — Minimum, *Fest.* 149.
 Potenz 42.
 Potenzreihen 57.
 Potenzsummen 56.
 Frachtstraße 1267.
 Prandtl, Membrangleichnis 1513.
 Pregel, *Fluß.* 898.
 Preis, *Strab.* 599.
 Preisbildung, *Strab.* 602.
 — *Verk.* 517, 533.
 Prellbock 615.
 Preßdübel 1760.
 Presse, hydraulisch 1801.
 Preßfuge, *Strab.* 590.
 Preßluft, *Masch.* 1846.
 Preßschweißung 422, 1613.
 Preßwasserhebebock 1854.
 Preßziegel 368.
 Pricke, *Binn.* 1007.
 Priel 1080, 1233.
 Primärwicklung 1888.
 Prinzip, Castigliano 150.
 — D'Alembert 113.
 — statischer Massenausgleich 1467.
 — virtuelle Verrückung, *Mech.* 105.
 Prisma, *Math.* 72.
 Prismenfestigkeit, *Mass.* 1330.
 Prismeninstrumente 445.
 Prismenkreuz 446.
 Prismentrommel 449.
 privater Verkehr 492.
 Privatgleisanschluß 492, 615, 640.
 Probebelastung, *Grund.* 828.
 Probleme, zweidimensional 176.
 Produkt, äußeres 75.
 — inneres 74.
 Profilmaßstab, *Erd.* 737.
 Profilradius, *Hydr.* 121.
 Propellerturbine 1839.
 Proportionalitätsgrenze 150, 413.
 — *Stahl.* 1533.
 Proportionalverfahren 2.
 Prüfung, magnetisch 425.
 — natürliche Gesteine 365.
 — Schweißarbeit 1618.
 — Schweißstellen 422.
 — Schweißverbindungen 425.
 — zerstörungsfrei 1623.
 Prüfverfahren, bodenphysikalisch 804.
 psychologische Grenze, *Verk.* 508.
 Psychrometer 869.
 Pucher, Bemessungsverfahren 1362.
 Pultdachbinder, *Holz.* 1774.
 Pumpbeton 388, 1329.
 Pumpen, *Entw.* 1129.
 — *Masch.* 1840.
 Pumpenhaus, *Entw.* 1121.
 Pumpspeicher 893.
 Pumpspeicheranlage 975.
 Pumpspeicherung 982.
 Pumpspeicherwerk 980.
 Pumpwasseremenge 893.
 Pumpwerk, *Entw.* 1127, 1192.
 Punkt, *Math.* 77.
 — *Verm.* 442.
 — Belastungseinheit 237.
 Punktbestimmung, *Verm.* 468.
 Punktpaar, Belastungseinheit 237.
 Punkthafen, kontinuierlich 108.
 Punkthafenbewegung 105.
 Punktkipplager 1721.
 Pünktlichkeit, *Verk.* 505.
 Punktschweißung 422.
 Putz 368.
 Putzarbeiten 375.
 Putzgips 375.
 Puzzolane 405.
 Fyzone 1700.
 Pyramide, *Math.* 72.
 Quadermauerwerk 362.
 Quadrantstahl 1532.
 Quadrate, kleinste, *Math.* 6.
 Quadrat, *Math.* 33.
 Quadrieren 3.
 Quarantäne 1046.
 Quaternionenrechnung 77.
 Quarzit 360.
 Quarzmehl 385.
 Quarzporphyr 361.
 Quarzsandstein 361.
 Quecksilberdampfgleichrichter 1894.
 Quecksilberdampfplampe 1903
 Quelle, artesisch 1111.
 Quellen, *Bod.* 780.
 — *Stoff.* 363.
 — Beton 393, 1336.
 — Holz 357.
 — Kalkmörtel 373.
 — Zement 381.
 Quellergiebigkeit 1108.
 Quellfähigkeit, *Bod.* 774.
 Quellfassung 1108.
 Quellkammer 1110.
 Quellstoff, *Entw.* 1147.
 Quellwasser 1104.
 Querbau, *Fluß.* 918.
 Querbaubelastung 207.
 Querdänung 1226.
 Querdruckfestigkeit, *Holz.* 1744.
 Querdübel 1756.

- Querholm 1790.
 Querkeil, *Masch.* 1806.
 Querkontraktion 151.
 Querkraft 185, 217.
 — Stab 158.
 — Tabelle 278.
 Querlast 207.
 Querneigung 566, 594, 1712.
 Quernetz, *Entw.* 1165.
 Querprofil, *Straß.* 592.
 — *Verm.* 473.
 Querrahmen, *Stahl.* 1681.
 — lastverteilend 1719.
 Querraupe 1628.
 Querschnitt, plastiziert 1541.
 — Verwölbung, *Fest.* 169.
 — Verschwächung, *Stahl.* 1577.
 Querschnittsform, *Tunn.* 755.
 Querschnittsgestaltung, *Straß.* 577.
 Querschott 1679.
 Querschumpfung, Schweißnaht 1634.
 Querschwelle, *Bahn.* 706.
 Querschwellengleis 703.
 Querstoß, Stegblech 1596.
 Querträger, *Mass.* 1521.
 — *Stahl.* 1701.
 Querträgeranschluß 1703.
 Querverband, *Holz.* 1788.
 — *Stahl.* 1717.
 — lastverteilend 1667.
 Querverbiegung, *Stahl.* 1604, 1635.
 Querverbindung, *Holz.* 1750.
 — *Stahl.* 1680.
 Querverspannung, lastverteilend 1704.
 Querszahl 146.
 Quetschgrenze 416, 1534.
 Quetschsand 385.
- Rad, Gleis.** 698.
 Raddruck, *Gleis.* 698.
 — *Straß.* 554.
 Rädergetriebe 1819.
 Radfahrweg 1313, 1710.
 Radialturbine, *Mech.* 104.
 Radlenker, *Gleis.* 722.
 Radstand, *Straß.* 555.
 Radweg 578, 595, 1267.
 Rahmen, *Stahl.* 1651.
 — *Stat.* 315.
 — durchlaufend 1409.
 — eingespannt 337.
 — geschlossen 343.
 Rahmenbrücken, *Mass.* 1469.
 — *Stahl.* 1692.
 Rahmenecken 1610, 1654, 1692.
 — Spannungsverteilung 1604.
 Rahmenformeln 324.
 Rahmensteifigkeit 1688.
 Rahmentragwerk, *Mass.* 1414, 1448.
 — *Stahl.* 1653.
 Rammbrunnen 1122.
 Ramme, *Masch.* 1866.
 Rammern, *Grund.* 811.
 Rammformel 792, 828.
 Rammgerüst 1868.
 Rammhammer 1867.
 Rammpfahl 791, 829.
 Rammtiefe, *Grund.* 820.
 Rampe, *Bahn.* 619.
- Ramsden, Fernrohr 460.
 Rand, eingespannt 187.
 — kräftefrei 188.
 Randabstand, *Stahl.* 1566.
 Randbebauung 1282.
 Randbedingung 33, 187.
 Rاندrillmoment 187.
 Randeinfassung, *Straß.* 593.
 Randeis 883.
 Randmoment, *Mass.* 1400.
 Randquerkraft 187.
 Randspannung 160, 315.
 Randstein 580.
 Randstörung, *Mass.* 1399, 1418, 1450.
 Randstreifen, *Straß.* 594.
 Randwertaufgabe 37.
 Randwinkel, *Stahl.* 1671.
 Randzone, *Fest.* 201.
 Rangierbahnhof 623.
 Rangierfunk 670.
 Rangierliste 634.
 Rasenbelag, *Fluß.* 910.
 Rasenschalen, *Erd.* 740.
 Rasenziegel, *Erd.* 750.
 Rastanlage, *Straß.* 597.
 rationale Funktion 40.
 — Zahl 42.
 Rauchgas, *Holz.* 1770.
 — *Masch.* 1826.
 Rauchrohrkessel 1827.
 Rauhigkeit, *Lab.* 1240.
 Rauhigkeitsbeiwert, *Entw.* 1180.
 — *Fluß.* 901.
 — Kutter 1182.
 Rauhreif 870.
 Rauhwehr, *Fluß.* 912.
 Raum, licht 1665.
 Raumbelüftung, *Masch.* 1851.
 Raumbeständigkeit, Kalkmörtel 373.
 — Zement 381.
 Raumdehnung 144.
 Raumbachwerk 274.
 Raumforschung 1254.
 Raumbgewicht, *Bod.* 775.
 — Tabelle, *Bod.* 806.
 Raumkurven 75, 83.
 räumliche Biegung 160.
 — Tragwerke 270.
 Raumordnung 1254.
 Raumplanung 1256.
 Raumtragwerk, Beweglichkeit 271.
 — kinematische Bestimmtheit 272.
 — Stabilität 271.
 Raupenbagger 1863.
 Raupenblech 1532.
 Rautenfachwerk, *Stahl.* 1676, 1688.
 — *Stat.* 290.
 Realteil 63.
 Rebhann, Satz 794.
 Rechen, *Kraft.* 985.
 Rechenhilfsmittel 2.
 Rechenkontrolle, *Math.* 10.
 Rechenmaschine 3.
 Rechenreinigung 985.
 Rechenschieber 2.
 Rechnung, numerisch 2.
 Rechteckplatte, *Fest.* 190, 212.
 Rechteckquerschnitt, *Mass.* 1352.
 Rechteckrost, *Mass.* 1445.
 Rechteckstahl 1532.
- Reckaltern 1547.
 Reckung 415.
 reduzierte Stablage 253.
 Reede 1029, 1033.
 Refraktionskoeffizient, *Verm.* 476.
 Regel, Guldin 73.
 Regelabmessungen, *Stahl.* 1665.
 Regelanschluß, *Stahl.* 1606.
 Regellast, *Stahl.* 1666.
 Regellichtraum, *Bahn.* 609.
 Regelmäßigkeit, *Verk.* 505.
 Regelspur 608.
 Regelung, *Binn.* 1006.
 — *Fluß.* 925.
 Regelungsmittel, *Fluß.* 930.
 Regelungswasserstand, *Fluß.* 926.
 Regelung, *Bahn.* 614.
 Regen, *Wass.* 870.
 Regenabflußbild 1178.
 Regenauslaß 1163, 1190.
 Regenbild 1178.
 Regeneinlaufkasten 1712.
 Regenhöhe 1169.
 Regenkarte 872.
 Regenspende 1169.
 Regenwasser 1101.
 — *Stoff.* 363.
 Regenwasserabfluß 1095, 1169.
 Regenwasserbecken 1209.
 Regenwasserklaranlage 1209.
 Registertonne 501.
 Regler 1831.
 Regner, *Entw.* 1231.
 Regulieranlasser 1890.
 Rehbock, Zahnschwelle 940
 Reibholz, *Grund.* 832.
 Reibrad 1819.
 Reibradvorgelege 1855.
 Reibung 421.
 — *Bod.* 781.
 — Nietverbindungen 1565.
 — rollend, *Stahl.* 1731.
 Reibungsgefälle, *Fluß.* 900.
 Reibungsgesetz, Coulomb 783
 Reibungshöhe, *Masch.* 1840.
 Reibungskraft, *Holz.* 1764.
 — *Lab.* 1237.
 — *Straß.* 560.
 Reibungskupplung 1817.
 reibungslose Flüssigkeit, *Mech.* 99.
 Reibungsmoment, *Masch.* 1814.
 Reibungspfehl 791.
 Reibungswerte, Tabelle, *Bod.* 806.
 Reibungswiderstand, *Bod.* 782.
 — *Masch.* 1814.
 — *Stahl.* 1574, 1565.
 — Lager 1666.
 Reibungswinkel, *Bod.* 783, 793.
 — Tabelle, *Bod.* 806.
 Reibungszahl, *Masch.* 1814.
 — *Mass.* 1483.
 Reibungsziffer, *Bod.* 783, 793.
 — Tabelle, *Bod.* 806.
 Reichs-Schlepp-Monopol 1003.
 Reichsautobahn 522, 554, 1312.
 Reichsautobahnbrücken, *Holz.* 1783.
 — *Stahl.* 1651, 1663.

- Reichsbahnausbesserungs-
werk 643.
Reichsbahngüterwagen 690.
Reichsbahnoberbau 710.
Reichsstraße 553.
Reichsverdingungsordnung
1740.
Reichswasserrecht 975.
Reichswirtschaftskarte 1255.
Reichweite, *Verk.* 488.
Reif, *Wass.* 869.
Reihe, *Math.* 56.
— Exponential 58.
— Fourier 61.
— Funktion 56.
— geometrisch 17.
— harmonisch 56.
— Maclaurin 57.
— Potenz 57.
Reihenbau 1282.
Reihengewölbe 1502.
Reihenpflaster 591.
reiner Schub 1536.
Reinigung, Rohrleitungen
1139.
— Wasser 1146.
Reinwasser, *Entw.* 1151.
Reisgeschwindigkeit, *Flug.*
537.
— *Stadt.* 1304.
— *Verk.* 505.
Reisezeit, *Verk.* 506.
Reisezug, *Bahn.* 614.
Reitbussole 454.
Reitlibelle 448.
Reitweg 595, 1268.
Rekursion, *Stat.* 264.
Relativbeschleunigung 94.
Relativbewegung 93.
Remanenz 1880.
Rentenrechnung 9.
Reparaturstätte, *Stadt.* 1275.
Repetitionstheodolit 448, 462.
repetitionsweise Winkel-
messung 454.
Repulsionskollektormotor
1893.
Resolvente 13.
Restglied 57.
Resultierende 219.
— Verschiebung 1536.
Reynolds, Ähnlichkeitsgesetz
1239.
Reynolds Zahl 119, 1239.
reziproker Kräfteplan 230.
Reziprozitätssatz, *Festl.* 162.
Rhein, *Fluß.* 898.
Rhombus, *Math.* 71.
Rhoubenitpulver 583.
Riccati, Differentialgleichung
35.
Richten mit Schweißflamme
1635.
Richtfeuer 1090.
Richtstollen 762.
Richtungsänderung, *Stat.* 215.
Richtungsbetrieb, *Bahn.* 621.
Richtungsgruppe, *Bahn.* 623.
Richtungsverkehr, *Straß.* 578.
richtungsweise Winkelmes-
sung 452.
Richtungswinkel, *Verm.* 465.
Riegel, *Stat.* 324.
Rientrieb 1818.
Rieselung, *Entw.* 1229.
Riesenstadt 1249.
Riffelbildung, *Gleis.* 699.
Riffelblech 1532.
Riggenbach, Leiterzahn-
stange 728.
Ring, *Math.* 71.
Ringbetonieren 1516.
Ringdübel 1756.
— Hess 1758.
— Locher 1759.
— Schüller 1758.
— Tuchscherer 1758.
Ringkeildübel 1759.
Ringnetz, *Entw.* 1143.
Ringschale 356.
Ringschmierung 1814.
Ringsenkasten 856.
Ringspurlager 1815.
Ringziegel 366.
Rinnen, Betonförderung 1877.
Rippendübel 1759.
Risse, *Straß.* 590.
— Beton 1321.
— Schweißverbindungen
1621, 1639.
Ritter, Gleichung 1333.
Ritz, Verfahren 39.
Ritzel 1821.
Rödeldraht, *Holz.* 1793.
Rodungsarbeit, *Erd.* 740.
Roheisen 406.
Rohholz 1735.
Rohniet 1561.
Rohr, *Hydr.* 124.
— *Masch.* 1811.
Rohrbettungsarten 1188.
Rohrbruchsicherung 1145.
Rohrbrunnen 1122.
Rohrbrunnenfilter 1120.
Rohrdübel 1755.
Röhrenlibelle, *Verm.* 446.
Röhrenverrieselung 1212.
Rohrgabelung 126.
Rohrleitungen, *Entw.* 1129.
— *Hydr.* 117, 124.
— *Kraft.* 995.
— *Masch.* 1811.
— Reinigung 1139.
Rohrnetz 1143.
Rohrschalter, *Masch.* 1811.
Rohrstraße, *Kraft.* 996.
Rohrverbindungen, *Masch.*
1807.
Rohrvereinigung, *Hydr.* 126.
Rohstoffe, Umschlaggerät
1055.
Rollbahn, *Erd.* 743.
— *Flug.* 546.
Rollbrücke 1733.
rollende Reibung, *Stahl.* 1731.
Rollenkorb 1815.
Rollenlager, *Masch.* 1815.
— *Stahl.* 1723.
Rollenzug, *Masch.* 1853.
Rollfeld, *Flug.* 544.
Rollgrenze, *Bod.* 781.
Rollhärte 1622.
Rollkeilschutz, *Binn.* 1025.
Rollkies 386.
Rollkreis, *Stahl.* 1729.
Rollplatte 1723.
Rollschütz 949.
Rollwagen, *Erd.* 744.
Rollwiderstand, *Stahl.* 1725.
— *Straß.* 557.
— *Verk.* 498.
Romankalk 370.
Röntgenbild 425, 1623.
Rost, Fahrbahntafel 1709.
— Fahrbahnübergang 1715.
— *Stahl.* 1711.
Rostbildung, *Mass.* 1341.
— *Stahl.* 1711.
Rostbrücke, *Stahl.* 1668, 1704.
Rostplatte, *Grund.* 830, 846.
Rostschutz, *Mass.* 1326.
— *Stahl.* 1590.
— Eiseneinlagen 396.
— Stahl 429.
— Stahlbauwerke 438.
Rostschutzanstrich, *Stahl.*
1726.
Rostsicherheit, *Mass.* 1321.
Rotation, *Math.* 76.
Rotationsschale, *Mass.* 1464
Rostfäule 356, 1740.
Rotor 1891.
Rottanneholz 348.
Ruckblick, *Verm.* 473.
Ruckhaltebecken 893, 935
1192.
Ruckhaltevolleistung 891.
Ruckhaltung, *Fluß.* 926.
Ruckschlagklappe 1145.
Ruckstauchid 936.
Ruckstauverschuß 1195.
Ruckstromschalter 1898.
Ruckversatz 1765.
Ruckwärtseinschneiden,
Verm. 468.
Ruckwärtselimination, *Stat.*
264.
Rufe, *Fluß.* 927.
Ruhedruckziffer, *Bod.* 793.
ruhendee Beanspruchung
1534, 1558.
Ruhepausen 421, 1553.
Ruhrwerkbecken, *Entw.* 1215.
Runddraht-Spiralseil 1697.
Rundgewinde 1807.
Rundgliederkette 1809.
Rundholz 1737.
Rundlitzenseil 1810.
Rundlochsieb 387.
Rupingverfahren 592, 707.
Rustung, *Holz.* 1784.
Rutschkupplung 1818.
Rutschplatte, *Stahl.* 1713.
Rutschung, *Fluß.* 895.
Rüttelbeton 388, 1877.
Rütteldruckverfahren, *Grund.*
858.
Rütteltisch, *Mass.* 1328.
Ruttler 387, 1326.
Rziha, Eisenrustung 765.
Sachausgaben, *Bahn.* 681.
sagegestreiftes Bauholz 356,
1738.
Sägemehl, *Straß.* 583.
Sagengewinde 1807.
Saint-Venant, Torsion 169.
Saisonschwankungen, *Verk.*
509.
Salzgeschwindigkeitsverfahren
881.
Sammelbrunnen 1124.
Sammeler, *Entw.* 1185, 1226.
— *Masch.* 1895.
Sand, *Bod.* 772.
— *Stoff.* 364, 372.
— organische Bestandteile
388.

- Sandasphalt, *Straß.* 587.
 Sandfang 988, 1200.
 Sandfänger, *Fluß.* 905.
 Sandstein 360.
 Sandtopf 1490, 1784.
 Sandwaschmaschine 1875.
 Sandwichverfahren, *Straß.* 588.
 Sanierung, *Städt.* 1298.
 Satteldampf 1824.
 Satteldach, *Holz.* 1777.
 Sattelhölzer 352.
 Sattelplatte, *Stahl.* 1723.
 Sattelschlepper, *Straß.* 555.
 Sättigungspunkt, *Wass.* 869.
 Satz s. auch Gesetz.
 — Bernoulli, *Hydr.* 130.
 — Betti 237.
 — Maxwell, *Stat.* 237.
 — Miozzi 93.
 — Moivre 63.
 — Rebhann 794.
 — Steiner 163.
 — Taylor 57.
 satzweise Winkelmessung 452.
 Saugbagger 1866.
 Sauger, *Entw.* 1226.
 Saughöhe, *Masch.* 1841.
 Saugkraft, *Straß.* 561.
 Saugwindkessel 1842.
 Säulen, *Mass.* 1343, 1445.
 — Knickung 1346.
 — Schlankheitsgrad 1346.
 Säulenfestigkeit, *Holz.* 1744.
 Saumfuß 897.
 Schacht, *Tunn.* 759.
 Schachtausfeuerung, *Grund.* 808.
 Schachtbau, *Tunn.* 762.
 Schachtbrunnen 1123.
 Schachtkraftwerk 1000.
 Schachtschleuse 1026.
 Schachtwasserschloß 994.
 Schachtzimmerung, *Tunn.* 762.
 schädliche Steigung, *Straß.* 563.
 Schädlinge, *Holz.* 1736.
 Schäkel 1851.
 Schalen 196, 1343, 1459.
 — Biegespannungen 196.
 — Biegesteifigkeit 202.
 — Biegunstheorie 1467.
 — doppelt gekrümmt 1463.
 — drehymmetrisch 197.
 — Membranspannungen 196.
 — zylindrisch, *Mass.* 1459.
 Schalen gewölbe 1459.
 Schalenkupplung 1816.
 Schalenrand 201.
 Schalenshed 1461.
 Schalentheorie 1466.
 Schalenträger 1459.
 Schalterüst 1791.
 Schalkasten 1793.
 Schallgeschwindigkeit, *Hydr.* 129.
 Schallzeichen, *See.* 1090.
 Schalttafel 1792.
 Schaltbilder 1878.
 Schalter, *Masch.* 1897.
 Schalterhalle, *Bahn.* 617.
 Schaltkupplung 1817.
 Schaltung, *Bahn.* 662.
 — Meßgeräte 1900.
 Schaltzeichen, *Masch.* 1878.
 Schalung, *Holz.* 1786, 1791.
 Schardeich 936, 1083.
 scharfkantiges Bauholz 356, 1738.
 Schaufel, *Erä.* 743.
 Schaufelradbagger 1864.
 Schaumbeton 403.
 Scheiben, *Fest.* 176, 183.
 — *Mass.* 1460.
 — *Mech.* 94.
 — *Stat.* 219, 250.
 Scheibenbogen 1473.
 Scheibenbogenbrücke 1525.
 Scheibenfeder, *Masch.* 1805.
 Scheibenkette 223.
 Scheibenkolben 1842.
 Scheibenkupplung 1816.
 Scheibenspannungen 179.
 Scheibentheorie 1451.
 Scheinarbeit 1884.
 Scheinbare Kohäsion, *Bod.* 781.
 Scheinleistung 1884.
 Scheitel, *Math.* 82.
 — *Stat.* 335.
 Scheitelsenkung 1479.
 Scheitelstrecke, *Bahn.* 612.
 Scheitelwasserstand 882.
 Schema, *Hornor* 40.
 Schenkel, *Masch.* 1811.
 Scherdübel, *Holz.* 1755.
 Scheren, *Mass.* 1379.
 — Bemessung, *Mass.* 1370.
 Scherfestigkeit, *Holz.* 1748.
 — *Stahl.* 1566.
 — Beton 1331.
 — Niet 421, 1581.
 Scherfläche, umgerechnet 1567.
 Scherspannung, *Stahl.* 1565.
 Scherverbindung 1564, 1573.
 Scherversuch, *Holz.* 1748.
 — *Stahl.* 1568.
 Scherwiderstand, *Bod.* 782.
 Scherzapfen, *Holz.* 1764.
 Scherziffer, *Bod.* 782.
 Scherzone, *Bod.* 781.
 Schicht, neutral, *Fest.* 159.
 Schichtenverzeichnis, *Bod.* 804.
 Schichtgesteine 361.
 Schichthöhe, *Bod.* 774.
 Schichthölzer 358.
 Schichtlinie, *Verm.* 481.
 schichtweises Fließen 1542.
 Schiebebühne 615, 723.
 Schieber, *Masch.* 1813.
 Schieberkammer, *Entw.* 1134.
 Schiebtor, *Binn.* 1025.
 — *See.* 1062.
 Schiebung, *Fest.* 144.
 schiefe Biegung, *Mass.* 1366.
 — Ebene, *Binn.* 1026.
 schiefer Anschluß, *Stahl.* 1612.
 Schiene, *Gleis.* 698.
 Schienenauszug 712, 1713.
 Schienenbefestigung 709.
 Schienenendruck 704.
 Schienenherzstück 722.
 Schienenstahl, *Gleis.* 706.
 Schienenstoß 713.
 Schienenstrecke, stromdicht 713.
 schießende Bewegung, *Fluß.* 900.
 Schiff, *See.* 1041.
 Schiffahrtskanal 1003.
 schiffbarer Wasserstand 879.
 Schiffbau 1054.
 Schiffrücke 298, 1733.
 Schiffsausrüstung 1054.
 Schiffsgestüt 1798.
 Schiffslegeplatz 1033.
 Schiffsmaschinenbau 1054.
 Schiffsschleuse 1022.
 Schiffsschleusung 141.
 Schiffstoß, *Grund.* 809.
 Schildbauweise, *Tunn.* 767.
 Schlackenstein 404.
 Schlackeneinschlusse 423.
 Schlafdeich 936.
 Schlagbiegefestigkeit 353.
 Schlagfestigkeit, Bausteine 362.
 Schlaggeräte 1866.
 Schlagloch, *Straß.* 598.
 Schlagverhältnis, Seil 1698.
 Schlamm, *Bod.* 772.
 Schlammanalyse 773.
 Schlammräumung 1203.
 Schlammbehandlung 1206.
 Schlammabseitung 1208.
 Schlammfahrlauf 1205.
 Schlammfaltung 1206.
 Schlammprobe 388.
 Schlammseib 773.
 Schlammverwertung 1208.
 Schlankheitsgrad, *Fest.* 206.
 — Säulen 1346.
 Schleifringläufer 1893.
 Schleppblech 1713.
 Schlepper, *Bahn.* 693.
 — *Straß.* 555.
 Schlepperei, *Binn.* 1003.
 Schleppkraft, *Fluß.* 903
 — *Hydr.* 120.
 — Tabelle 907.
 Schlepplohn, *Binn.* 1005.
 Schleppmonopol 1003.
 Schleppsaugkopf 1866.
 Schleppversuch, *Lab.* 124c.
 Schleppwiderstand, *Binn.* 1011.
 Schleppzug, *Binn.* 1003.
 Schleppzugschleuse 1023.
 Schleudern, *Mass.* 1328.
 Schleudermometer, *Verm.* 460.
 Schleuderventilator 1850.
 Schleusen, *Binn.* 1008, 1023.
 — *Hydr.* 142.
 — *See.* 1065.
 Schleusenausrüstung 1069.
 Schleusenaustrüstung 1069.
 Schleusenaustrüstung 1069.
 Schleusenbau 1066.
 Schleusenbau 1022, 1069
 Schleusenbaukörper 1027.
 Schleusenbaukörper 1069.
 Schleusentreppe 1026.
 Schleusenlauf 1068.
 Schleusenverlust, *Binn.* 1018.
 Schleusenverschluß, *See.* 1066.
 Schleusenvorhafen 1028.
 Schleusungsdauer 141.
 Schleusungswasser 1019.
 Schlick, *Bod.* 772.
 Schlickablagerung, *See.* 1033.
 Schlickfall, *See.* 1074.
 Schlickfänger 1233.
 Schließkopf 1562.
 Schließbild, *Stahl.* 1618.
 Schlingerbewegung, *Gleis.* 699.
 Schlingerverband 1719.
 Schlitzfassung 1118.
 Schlitznaht 1617.
 Schlitzzapfen, *Holz.* 1764

- Schloß, Stahlspundwand 811.
 Schlupf, *Masch.* 1892.
 Schlüpfung, *Masch.* 1892.
 Schlüsselkurve, *Wass.* 881.
 Schmalspur 608.
 Schmelzschweißung 422, 1613.
 Schmelzsicherung 1896.
 schmiedbares Eisen 407.
 Schmiegebene, *Math.* 83.
 Schmiegebene 86.
 Schmiegebene, *Masch.* 1815.
 Schmierung, *Masch.* 1814.
 Schmutzwasserabfluß 1167.
 Schmutzwasserleitung 1183.
 Schneckengetriebe 1821.
 Schneckenrad 1821.
 Schnee 870.
 Schneewurfschacht 1189.
 Schneeverdunstung 872.
 Schneeverwehung 611.
 Schneidbrenner 1614.
 Schneidelatte 443.
 Schneidsaugkopf 1866.
 Schnellbahn, *Städt.* 1304, 1316.
 Schneldampfer 1041.
 Schnellfilter 1150.
 Schnelligkeit, *Verk.* 505.
 Schnellregler 1886.
 Schnellschlagbär 1867.
 Schnellschreiber, *Bahn.* 663.
 Schnelltriebwagen 686.
 Schnittklassen, *Holz.* 355, 1738.
 Schnittkräfte 217, 277.
 — Stab 158.
 — Platte 185.
 — Tabelle 278.
 Schnittprinzip, *Fest.* 143.
 Schnurloot, *Verm.* 443.
 Schönhöfer, Lager 1725.
 Schönung, *Entw.* 1147.
 Schöpfprobe, *Fluß.* 906.
 Schöpfwerk, *Entw.* 1224.
 Schotter, *Stoff.* 362, 385.
 — *Straß.* 580.
 Schotterbeton 385.
 Schotterbettung, *Stahl.* 1711.
 Schotterdecke, *Straß.* 583.
 Schrägeisen, *Mass.* 1375.
 schräger Stoß, *Stahl.* 1648.
 Schrägpfahljoch 1795.
 Schrägrohrkessel 1828.
 Schrägseil, *Stahl.* 1694.
 Schrägzapfen, *Holz.* 1766.
 Schrankenwärter 670.
 Schrauben, *Masch.* 1806.
 — *Stahl.* 1571.
 — blank 1572.
 — schwarz 1572.
 — Sicherung 1575.
 — Sinnbilder 1573.
 — Zugfestigkeit 1574.
 Schraubenbewegung 91.
 Schraubenbolzen, *Holz.* 1754.
 — *Stahl.* 1572.
 Schraubenfläche, *Math.* 69.
 Schraubenform 1574.
 Schraubenlinie, *Math.* 69.
 — *Mech.* 91.
 Schraubenmikroskop 448.
 Schraubenpfahl 829.
 Schraubenrad 1821.
 Schraubensicherung 709, 1808.
 Schraubenspindel 1784.
 Schraubentahl 407.
 Schraubenverbindung, *Stahl.* 1576.
 Schraubenwinden 1854.
 Schraubung, *Mech.* 93.
 Schrebergarten 1277.
 Schrecksekunde 495, 569.
 Schreibpegel 878.
 Schrumpfen, Boden 780.
 — Schweißnaht 425.
 Schrumpfgrenze, *Bod.* 781.
 Schrumpfmaß 425.
 Schrumpfspannung 1616, 1633.
 Schrumpfung 426, 1616, 1633.
 Schrumpfvorgang 1633.
 Schrumpfwirkung, *Stat.* 260.
 Schrumpfkraft 1635.
 Schub, *Stahl.* 1536.
 — und Biegung 1672.
 Schubanker, *Mass.* 1376.
 Schubbeanspruchung, *Fest.* 157.
 Schubbelastung, *Stahl.* 1538.
 Schubbemessung, *Mass.* 1370.
 Schubbeulung, *Fest.* 214.
 Schubdeckung, *Mass.* 1377.
 Schubdeformation 210.
 Schubfestigkeit, Beton 1331.
 — Boden 781.
 Schubkarrenförderung, *Erd.* 743.
 Schubkraft, *Mass.* 1374.
 — *Stahl.* 1594.
 Schubkraftfläche, *Mass.* 1374.
 Schubmittelpunkt 168.
 Schubmodul 146.
 Schubsicherung, *Mass.* 1440.
 Schubspannungen 143.
 — *Mass.* 1370, 1440, 1518.
 — *Stahl.* 1565.
 — Biegung 166.
 — Gleichheit 144.
 — kritisch 214.
 Schubspannungshypothese 1537.
 Schubstange, *Masch.* 1821.
 Schubsteifigkeit 210.
 Schubverformung 168, 210.
 Schubverteilungszahl 169.
 Schubwiderstandsziffer, *Bod.* 783.
 Schule, *Städt.* 1281.
 Schüller, Ringdübel 1758.
 Schuppen, *See.* 1044.
 Schürfkübelbagger 1862.
 Schürffloch, *Erd.* 734.
 Schutterung, *Tunn.* 759.
 Schutthalde, *Bod.* 772.
 Schütthöhe, *See.* 1047.
 Schuttkegel, *Fluß.* 928.
 Schüttlage, *Straß.* 580.
 Schüttung, *Binn.* 1012.
 — *Grund.* 857.
 Schutz, Böschung 750.
 — Eiseneinlagen 396.
 — Mauerwerk gegen Feuer 368.
 Schütz 1025, 1069.
 Schutzabdeckung, *Stahl.* 1712.
 Schutzbrücken, *Holz.* 1782.
 Schützenwehr 948.
 Schutzfläche 1255.
 Schutzgräben, *Bahn.* 611.
 Schutzmaßnahmen, *Entw.* 1127.
 — *Holz.* 1784.
 Schutzschiene 712.
 Schutzstreifen, *Bahn.* 611.
 — *Straß.* 577.
 Schutzbügelzug, *Stahl.* 1590.
 Schutzzone, *Entw.* 1127.
 Schwalbenschwanzstoß 1645.
 Schwall 126, 986.
 Schwallhöhe 127.
 Schwallwelle 127.
 Schwankungen, *Kraft.* 982.
 — *Verk.* 509.
 — periodisch, *Wass.* 876.
 schwarze Schrauben 1572.
 Schwebebahn 1663.
 Schwebefähre 1663, 1733.
 Schwebestoffe, *Entw.* 1147.
 — *Fluß.* 906.
 Schwebeträger 312.
 Schwedlerkuppel 273.
 Schwedlerträger 298, 1676.
 Schweißarbeit, Prüfung 1618.
 Schweißbarkeit 1614.
 Schweißbart 422.
 Schweißdraht 409, 1613
 Schweißbeignung 1620.
 Schweißseisen 1528.
 Schweißempfindlichkeit 1615.
 Schweißen 422, 1612.
 — Aluminiumverbindungen 434.
 Schweißflamme, Biegen 1635.
 — Richten 1635.
 Schweißfolge 1635.
 Schweißgut 423.
 Schweißkerbe 1628.
 Schweißlucke 422.
 Schweißnaht 1617.
 — Bearbeitung 1630.
 — Bemessung 1626.
 — Endkrater 1618.
 — Längsschrumpfung 1634.
 — Querschrumpfung 1634.
 — Schrumpfen 425.
 — Sinnbilder 1617.
 — Überschneidung 1651.
 Schweißnahtdicke 1624.
 Schweißnahtform 1629.
 Schweißnahttrissigkeit 1615.
 Schweißraupe 423, 1619.
 Schweißraupenbiegeprobe 1618.
 Schweißspannung 1633.
 Schweißspannungszustand 1636.
 Schweißstellen, Prüfung 422.
 Schweißtechnik 1612, 1639.
 — Fachingenieure 1614, 1640.
 Schweißung und Nietung 1662.
 Schweißverbindungen 422, 1639.
 — Berechnung 1623.
 — Dauerfestigkeit 423, 1627.
 — Festigkeit 422, 1623.
 — Prüfungen 425.
 — Risse 1621.
 — Theorie 1627.
 — Verhalten 1639.
 Schweißbeanspruchung 1551
 Schwellbecken, *Kraft.* 979.
 Schwellbiegefestigkeit, *Stahl.* 1632.
 Schwelldruckfestigkeit, *Stahl.* 1590, 1630.
 Schwelle, *Fluß.* 920.
 — *Gleis.* 706.
 — *Holz.* 1785.

- schwellende Beanspruchung 1557.
 Schwellendruck, *Holz*. 1745.
 Schwellenholz, *Gleis*. 707.
 Schwellenschienengleis 703.
 Schwellenstopfmaschine 716.
 Schwellfestigkeit 418, 1588, 1631.
 Schwellrost 1794.
 Schwellzugfestigkeit 1587, 1628.
 Schwenkbagger 1864.
 Schwenchse, *Fest*. 160.
 — *Mech*. 110.
 Schwerekräfte, *Lab*. 1237.
 Schwergewichtsbauwerk, *Grund*. 860.
 Schwergewichtsmauer, *Stau*. 961.
 Schwerpunkt, *Mech*. 106.
 — elastisch 267, 1503.
 Schwerpunktbeugung 110.
 Schwerstoffe, *Fluß*. 903.
 Schwimmaschine 116.
 Schwimmdock 1031, 1064.
 Schwimmebene 116.
 Schwimmermessung 883.
 Schwimmerpegel 878.
 Schwimmerregel 1880.
 Schwimmkasten 852, 865.
 Schwimmkastengrundung 852.
 Schwimmkörper 116.
 Schwimmkran 1045.
 Schwimmsand, *Bod*. 772.
 Schwimmator, *See*. 1062.
 Schwinden, *Holz*. 1792.
 — *Mass*. 1336, 1446, 1479, 1490, 1507.
 — *Stat*. 336.
 — *Stoff*. 363.
 — Beton 393.
 — Holz 357.
 — Kalkmörtel 373.
 — Mauerziegel 367.
 — Zement 381.
 Schwindmaß 1448.
 Schwindrisse, Beton 393.
 — Holz 356, 1741.
 Schwindspannungen 393, 1633.
 Schwindung, *Mass*. 1336, 1515.
 Schwindwirkung, *Mass*. 1420.
 Schwingbeiwert, *Stahl*. 1666.
 Schwingkipperanlage, *See*. 1049.
 Schwingspule, *Stoff*. 425.
 Schwingungen, *Bod*. 802.
 — *Hydr*. 126.
 — *Mech*. 91.
 — *Stahl*. 1554, 1696.
 — *Stat*. 219.
 — *Straß*. 562.
 — gedämpft 46.
 — harmonisch 46, 91.
 — Hängebrücke 1701.
 — Wehr 955.
 Schwingungsdämpfung, *Hydr* 129.
 Schwingungsdauer 91.
 Schwingungsfrequenz 91.
 Schwingungsweite, *Stoff*. 421.
 Schwitzen, *Straß*. 586.
 Schwitzwasser 369, 1341.
 Sechskantmutter 1807.
 Sechskantschraube 1572, 1807.
 Sedimentgestein, *Bod*. 771.
 See, *Entw*. 1212.
 Seebagger 1865.
 Seebau 1074.
 Seebühne 1080.
 Seedeich 1082.
 Seegang 1034, 1079.
 Seehafen 1031.
 Seekanal 1088.
 Seekarte 1075.
 Seenwasser 1104.
 Seeschlepper 1042.
 Seeschleuse 1064.
 Seeschiffahrt 501.
 Seeverkehrswasserbau 1031.
 Seewasserfassung 1106.
 Seewasserstraße 1084.
 Seezeichen 1007, 1069, 1090.
 Segeln, *Binn*. 1003.
 Segelwind, *Bahn*. 630.
 Segmentschütz 1025.
 Segmenttor 1025.
 Segmentwehr 951.
 Sehne, *Verm*. 472.
 Seifenhautgleichnis 172.
 Seil, *Masch*. 1810.
 — *Mass*. 1522.
 — halbverschlossen 1811.
 — verschlossen 1697, 1811.
 Seilbahn Bleichert-Zuegg 733.
 — Ceretti-Tanfani 733.
 Seileck 222.
 — Momentenlinie 284.
 Seilkopf 1699.
 Seilrolle 731, 1851.
 Seiltrieb 1818.
 Seiltrommel 1851.
 Seilzug, *Binn*. 1027.
 Seitenablagerung, *Erd*. 747.
 Seitendruck, *Gleis*. 699.
 Seitenentnahme, *Erd*. 747.
 Seitenfiltration 1126.
 Seitenfluß 937.
 Seitenkraft, *Stahl*. 1665.
 Seitenreibung, *Mass*. 1452.
 Seitenschüttung, *Erd*. 749.
 Seitenschweißung, *Masch*. 1809.
 Seitensteifigkeit, Hängebrücke 1701.
 Seitenstoß, *Stahl*. 1666.
 Seitenwalze, *Hydr*. 140.
 Sektionalkessel 1828.
 Sektorwehr 952.
 Sekundärwicklung 1888.
 Selbstanschluß 667.
 Selbsterrregung 1887.
 Selbstfahrer, *Binn*. 1003.
 Selbstinduktion 1881.
 Selbstkosten, *Verk*. 516, 524.
 Selbstreinigung, *Entw*. 1197.
 selbsttätiger Streckenblock 659.
 Senkmaschinen 912.
 Senkkasten 852, 865.
 Senkniet 1562.
 Senkschraube 1574.
 Senkungswelle 126.
 Senkwalze, *Fluß*. 912.
 Senkwürste, *Fluß*. 912.
 Serpentin 361.
 Servomotor 1838.
 Setzen, Pfeiler 1666.
 — Widerlager 1666.
 Setzkopf 1562.
 Setzlatte, *Verm*. 455.
 Setzung, *Bod*. 774.
 — Tonschichten 779.
 Setzungsempfindlichkeit, *Bod*. 805.
 Setzungsvorhersage 779.
 Sexagesimalteilung, *Verm*. — 442.
 Shedbau, *Mass*. 1462.
 Shell-Perm-Verfahren 858.
 Sicherheit, *Fest*. 152, 208.
 — *Stahl*. 1533.
 — Dauerbruch 1559.
 — Fließen 1535, 1672.
 — Knickbiegung 208.
 — ruhende Belastung 1534, 1558.
 — statisch 1559.
 — Verkerbeswesen 493.
 Sicherheitsglas 435.
 Sicherheitstor, *Binn*. 1015.
 Sicherung, *Masch*. 1897.
 — Erdkörper 750.
 — Schrauben 1575.
 Sicherungsanlage, *Bahn*. 645.
 Sicherungsblech, *Masch*. 1808.
 Sichtfeld, *Straß*. 568.
 Sickerbecken 1203.
 Sickerbewegung, *Stau*. 944.
 Sickerfluß 897.
 Sickerleitung 1119.
 Sickerlinie 958.
 Sickermenge, *Bod*. 776.
 Sickerinne, *Erd*. 750.
 Sickerrohr, *Straß*. 580.
 Sickerströmung, *Bod*. 801.
 Sickerwasser, *Bod*. 775.
 Sieb, *Stoff*. 377.
 — *Masch*. 1875.
 Siebanlage, *Entw*. 1201.
 Siebdiagramm, *Mass*. 1324.
 Siebkugelmühle 1875.
 Sieblinie 385, 1323.
 — *Straß*. 586.
 Siebtrommel 1875.
 Siederohr 1827.
 Siedlung, *Entw*. 1091.
 — *Städt*. 1248.
 Siedlungspolitik 1314.
 Siedlungswesen 579.
 Siemens-Bauunion, Holzbauweise 1758.
 — Stabgielenkverbindung 1758.
 Siemens-Betz-Lüfter 1851.
 Signal, *Bahn*. 648.
 — *Gleis*. 732.
 Signalantrieb 651.
 Signalhebel, *Bahn*. 649.
 Siliziumstahl 1530.
 Silo, *See*. 1050.
 Silobau, *Mass*. 1451.
 Siloboden 1454.
 Sohldruck, *Bod*. 788.
 Silowände 179, 1454.
 Silowirkung, *Bod*. 796.
 Silozelle 1451.
 singuläre Lösung 33.
 Sinkbaum 910.
 Sinklage, *Fluß*. 912.
 Sinkstoffgehalt, *See*. 1074.
 Sinkstück, *Fluß*. 912.
 Sinnbilder, Halbrundniete 1562.
 — Schrauben 1573.
 — Schweißnähte 1617.
 Skala, logarithmisch 2.
 Skalamikroskop 448.
 skalar, *Math*. 74.
 skalares Feld 76.

- Slip 1064.
 Sog, *Hydr.* 141.
 — *Stau.* 943.
 Sogkraft 141.
 Sohlendruck, *Bod.* 788.
 Sohle, *Fluß.* 909.
 — beweglich 1244.
 — fest 1244.
 — Schleusenammer 1069.
 Sohlenbefestigung, *Binn.* 1015, 1024.
 Sohlenlängsschnitt, *Fluß.* 925.
 Sohlenlenkung 908.
 Sohlenvertiefung 140.
 Sohlgewölbe, *Tunn.* 756.
 Sohlstollen 760.
 Soldner, Koordinaten 467.
 Solidität, *Binn.* 1019, 1026.
 Sommerdeich 936.
 Sommerfallung 1735.
 Sommerweg 578, 595.
 Sonderglas 435.
 Sonderprofile, geschweißte Träger 1642.
 Sonderzug, *Bahn.* 614.
 Sonnenfleckenperiode, *Wass.* 871.
 Sortierung, Heilbronner 1737.
 Spaltfestigkeit, *Holz* 353, 1746.
 Spangenberg, Bauweise 1515.
 Spannbaiken, *Holz.* 1769.
 Spannbeton 1470.
 Spannplatte, *Gleis.* 709.
 Spannriegel, *Holz.* 1769.
 Spanssäule, *Masch.* 1871.
 Spansschloß 1575, 1699.
 Spannung, *Fest.* 143.
 — *Masch.* 1898.
 — *Stat.* 215.
 — kritisch 205, 212.
 — maßgebend, *Stahl.* 1537.
 — zulässig, *Stahl.* 1537, 1556.
 — Transformation 152.
 Spannungsabfall, *Masch.* 1896.
 Spannungsabgabe, *Stahl.* 1694.
 Spannungsausgleich, *Bod.* 779.
 — *Stahl.* 1538.
 Spannungsauerschlag 1551.
 Spannungs-Dehnungslinie, *Beton* 1333.
 Spannungselipse, *Bod.* 795.
 Spannungserzeugende Induktion 1881.
 Spannungsfreiglühen 423, 1616.
 Spannungsfunktion 170.
 Spannungshäuschen 1557, 1632.
 Spannungshügel 172.
 Spannungskomponenten 152.
 Spannungsmessung, *Masch.* 1901.
 Spannungsmoment 161.
 Spannungsnachweis, *Mass.* 1354.
 — *Stahl.* 1537, 1554, 1666.
 — Schweißverbindungen 1632.
 Spannungsoptik 181.
 Spannungsergultierende 161.
 Spannungsschwelle, *Stahl.* 1631.
 Spannungsspitze, *Stahl.* 1540, 1552, 1638.
 Spannungstrajektorien 181.
 Spannungsvektor 144.
 Spannungsverteilung 161.
 — *Holz.* 1747.
 — *Mass.* 1351.
 — Rahmenecken 1604.
 Spannungswandler 1901.
 Spannungswechsel, *Stahl.* 1551.
 Spitzenwiderstand, *Bod.* 791.
 Spannungszustand, *Fest.* 152.
 — *Stat.* 215.
 — drehsymmetrisch 190, 197.
 — eben 176.
 — Fachwerk 225, 260.
 — homogen 1539.
 — nichthomogen 1539.
 — Stabwerk 225, 260.
 Spannvorrichtung, *Stahl.* 1616.
 Spannweitenänderung 1479.
 Sparbecken, *Binn.* 1019, 1026.
 Sparschleuse 1026.
 Spätholz 349, 1741.
 Speicher, *Kraft.* 974.
 — *See.* 1045.
 — *Wass.* 867.
 Speicherausbaugrad 891.
 Speicherausnutzung 891.
 Speichergröße 890.
 Speicherrichtlinie 891.
 Speicherraum, *Fluß.* 935.
 — *Wass.* 890.
 Speicherung, *Wass.* 890.
 Speicherwerk 981.
 Speicherwirtschaft, *Wass.* 866, 887.
 Speisung, *See.* 1089.
 — Kanal 1018.
 Speisungsgraben, *Binn.* 1018.
 Sperrholz 358, 1767.
 Sperrigkeit, *Verk.* 501.
 Sphärische Koordinaten, *Verm.* 467.
 — Trigonometrie 70.
 Spiegelgesetz, *Verm.* 445.
 Spiegelglas 435.
 Spiegelinstrumente, *Verm.* 445.
 Spiegelkreuz 445.
 Spiegellinie 121.
 Spielplatz 1277.
 Spielpunkt, *Verm.* 447.
 Spill, *Binn.* 1027.
 — *Masch.* 1852.
 — *See.* 1063.
 Spindel, *Mass.* 1490.
 Spiralbewehrung 1342, 1383.
 Spiralseil 1697, 1811.
 Spiralumwicklung 1321.
 Spitzenbedarf, *Kraft.* 976.
 Spitzenverkehr 1314.
 Spitzenverschluß, *Gleis.* 723.
 Spitzenwiderstand, *Bod.* 791.
 — *Grund.* 828.
 Spitzkehre 612.
 Splint 1806.
 Splittbeton 1325.
 Sportboot, *Binn.* 1027.
 Sportplatz 1277.
 Sportverkehr, *Binn.* 1027.
 Spreizung, *Holz.* 1750.
 Sprengarbeit, *Erd.* 741.
 Sprengstoffe, *Tunn.* 758.
 Sprengung, *Holz.* 1768.
 Sprengwerk, *Holz.* 1768.
 — *Stahl.* 1691.
 — *Stat.* 301, 346.
 Springzeit, *See.* 1077.
 Spritzbeton 388.
 Spritzwasser 363.
 Sprödigkeit, *Fest.* 151.
 Sprosseneisen 1532.
 Sprunghöhe, *Mech.* 100.
 sprunghohes Fließen 1542.
 Spülschleuse 988.
 Spülströmung, *Bod.* 787.
 Spulung, *Entw.* 1194.
 Spülverfahren, *Erd.* 748.
 Spundbohlen 810.
 Spundung, *Grund.* 811.
 — *Holz.* 1738.
 Spundwand 812.
 Spundwandabschluß 830.
 Spundwandbauwerk 810, 1060.
 — doppelte 825.
 Spundwanddrehpunkt 827.
 Spundwandprofile, Tabelle 814.
 Spurerweiterung 700.
 Spurrkranzaufbau 713.
 Spurrinne, *Gleis.* 699.
 Spurweite 698.
 Spurzapfen 1814.
 St 48, 52, 1529, 1530.
 St-Profil 1531, 1642.
 St Si 1530.
 Stab, *Stat.* 216.
 — Biegelinie 256.
 — Biegemoment 158.
 — elastisch gestutzt 300.
 — elastische Unterlage 257.
 — gegliedert, *Fest.* 210.
 — gekrummt 165.
 — Längskraft 158.
 — Querkraft 158.
 — Schnittkräfte 158.
 — Torsionsmoment 158.
 Stabgonn, *Stahl.* 1651, 1678, 1688.
 Stabdrehwinkel 236, 269.
 Stabelement 158.
 Stabendmomente 269.
 Stabilisierungstab 1688.
 Stabilität, *Stahl.* 1666, 1688.
 — Druckstab 1666.
 — Raumtragwerk 271.
 — Stahltragwerke 1667.
 Stabilitätsgrenze, *Stahl.* 1667.
 Stabilitätstheorie 204.
 Stabkette 345.
 — versteift 345.
 Stabknickung 205.
 Stabkräfte 227.
 — Raumbauwerk 274.
 Stablänge, reduziert 253.
 Stablot, *Verm.* 443.
 Stabquerschnitt, *Stahl.* 1679.
 Stabstahl 409, 1531.
 Stabverbindung, zwanglaufig 224.
 Stabvertauschung 271.
 Stabwerk 215.
 — *Stat.* 225, 236, 260.
 — Arbeitsgleichung 252.
 Stabwerk, Formänderungsenergie 252.
 — statisch unbestimmt 260.
 — Verschiebungszustand 251.
 Stabzug, Biegelinie 240.
 — elastisch eingespannt 340.
 — geschlossen 340.
 Stabzugverfahren, *Stat.* 249.

- Stabzugwinkel 238.
 Stadium II, *Mass.* 1351.
 Stadt 1248.
 — *Entw.* 1091.
 Städte, Neugestaltung 1301.
 Städtebau 1247.
 Stadtentwässerung 1163.
 Städtische Verkehrsmittel 692.
 Stadtwald 1277.
 Stahl s. auch unter Eisen.
 — *Mass.* 1322.
 — *Stoff.* 406.
 — Altern 417.
 — bei niederer Temperatur 420.
 — Dauerfestigkeit 417.
 — Elastizitätsmodul 413.
 — Festigkeit 417.
 — Gefüge 411.
 — geschmiedet 409, 1533.
 — kaltgerecht 415.
 — Korrosion 426.
 — legiert 427.
 — Oberflächenschutz 437.
 — Rostschutz 429.
 — Verschleißwiderstand 426.
 — Wärmeausdehnung 426.
 — Wärmeleitfähigkeit 426.
 Stahlbau 1528.
 — Knick- und Beulvorschriften 1667.
 Stahlbeton s. auch Eisenbeton.
 — *Mass.* 1319.
 — Außermittig belastet 1361.
 — Biegung 1351.
 — Bogenbrücken 1474.
 — Fachwerke 1472.
 — Zugbelastung 1350.
 Stahlbetonplatten, *Stahl.* 1706.
 Stahlbetonrohre 404.
 Stahlblech 407.
 Stahlbohlen 811.
 Stahlbrücken 1662.
 — Theorie 1663.
 Stahlfenster 1734.
 Stahlformguß 427, 1533.
 Stahlgelenk, *Mass.* 1485.
 Stahlgelenkverbindung, Holzbau 1758.
 Stahlguß 427.
 Stahlhochbau 1733.
 Stahlflaschen, *Holz.* 1766.
 Stahlpfähle, *Grund.* 829.
 — Tabelle 817.
 Stahlrohr, *Entw.* 1138.
 — *Kraft.* 996.
 — *Stahl.* 1726.
 Stahlrost, Irving 1709.
 — offen 1709.
 Stahlskelettbau 1733.
 Stahlstift, *Holz.* 1754.
 Stahltragwerke, Stabilität 1667.
 — Verstärkung 1662.
 Stahlwasserbau 1734.
 Stahlzellendecke 1708.
 Staken, *Binn.* 1003.
 Stampfasphalt 588.
 Stampfbeton 388, 1325.
 — *Masch.* 1877.
 Stampffugen 393.
 Stampfgeräte 1866.
 Standbarometer 477.
 Ständer, *Holz.* 1785.
 Ständerfachwerk 228, 290.
 Standfestigkeit, *Bod.* 800.
 — *Stau.* 944, 962.
 ständige Last, *Stahl.* 1665.
 Standortwahl 1294.
 Standpfahl, *Bod.* 791.
 Standsicherheit, *Grund.* 810.
 Standspur, *Straß.* 596.
 Standverbesserung, *Verm.* 460.
 Standwinkel, *Bod.* 783.
 Stange, *Binn.* 1007.
 Stanzen, Nietloch 1563.
 Stapelwinde, *See.* 1045.
 Starkregen 1169.
 Starkstromtechnik 1878.
 starre Körper 109.
 — Tragwerke 220.
 Statik 215.
 Station, *Gleis.* 732.
 — *Verk.* 504.
 stationäre Bewegung 98.
 Stationskosten 527.
 statisch bestimmte Bogen 316.
 — — Raumfachwerke 271.
 — — Stützkräfte 234.
 — — Tragwerke 225.
 statisch unbestimmte Bogen 320, 330.
 — — Fachwerke 260.
 — — Hauptsysteme 267.
 — — Raumfachwerke 271.
 — — Stabwerke 260.
 — — Tragwerke 260.
 statische Beanspruchung 1534.
 — Sicherheit, *Stahl.* 1559.
 statischer Massenausgleich, *Mass.* 1467.
 Stativinstrumente 463.
 Stator 1891.
 Stau, *Binn.* 1007.
 Stauanlagen 938.
 Staubereich 939.
 Stauberieselung 1211.
 Staubewässerung 1229.
 Staubsand, *Bod.* 772.
 Stauchhammer 1563.
 Stauchkopfnichtung 1563.
 Staudamm 958.
 Stauhöhe 122, 1008.
 Stauklappe 951.
 Staukoeffizient, *Verk.* 501.
 Staukraftwerk 973.
 Staukurve 121.
 Staulinie 939.
 Staumauer, aufgelöst 965.
 Stauraum, *See.* 1043.
 — Massengüter 1047.
 Stauröhre 133.
 Stauschild 953.
 Staustufe, *Binn.* 1007.
 Stauwasser, *See.* 1077.
 Stauweite 122, 939.
 Stauziel 890, 964.
 Steganschluß 1606.
 Stegblech, Längsstoß 1595.
 — Querstoß 1596.
 — versteift 1675.
 Stegblechhaussteifung 1650.
 Stegblechdicke 1670.
 Stegblechhöhe 1669, 1692.
 Stegblechstoß 1599, 1644.
 Stegblechverstärkung 1648.
 Stegblechversteifung 1649.
 Stegspannung, *Mass.* 1356.
 Stehachse, *Verm.* 450.
 Stehkessel 1827.
 Stehlager 1814.
 Steifigkeit, *Fest.* 171.
 — *Mass.* 1404.
 — Balken 193.
 Steighöhe, kapillar, *Bod.* 776.
 Steigleiter, *Stahl.* 1726.
 Steigung, *Bahn.* 613.
 — *Masch.* 1806.
 — *Städt.* 1268.
 — *Straß.* 569.
 — maßgebend 608, 675.
 — schädlich 563.
 — unschädlich 563.
 — verloren 563.
 Steigungswiderstand, *Bahn.* 674.
 — *Straß.* 558.
 Steilbahn 698, 726.
 Steilrampe, *Straß.* 569.
 Steilrohrkessel 1828.
 Steinbauten, Zerstörung 364.
 Steine, *Bod.* 772.
 — *Stoff.* 359.
 — gebrannt 365.
 Steiner, Satz 163.
 Steingerüst, *Straß.* 581.
 Steinholz 406.
 Steinkistengründung 857.
 Steinkistenwehr 939.
 Steinsatz, *Fluß.* 911.
 Steinschlag, *Gleis.* 709.
 Steinschlagdecke, *Straß.* 584.
 Steinschraube 1575, 1808.
 Steinschüttung, *Binn.* 1012.
 — *Fluß.* 911.
 — *Grund.* 857.
 — *See.* 1058.
 Steinschutz 364.
 Steinswurf, *Fluß.* 911.
 Steinszeugplatten 370.
 Steinszeugrohr, *Entw.* 1139, 1185.
 — *Stoff.* 369.
 Steinszeugwaren 365.
 Stellkeil 1806.
 Stelling 1814.
 stellvertretender Balken 257, 316.
 Stellvorrichtung, *Gleis.* 723.
 Stellwerk 645.
 — elektrisch 650.
 — mechanisch 646.
 Stellwerksgebäude 620.
 Stelze 1724.
 Stelzenlager 1724.
 Stemmtor 1024, 1066.
 Stempelbelastung 352.
 Stempeldruck 1745.
 Steppenfuß 897.
 Stereautograph 463, 480.
 Stereokomparator 463, 480.
 Stereophotogrammetrie 480.
 Stereoplanigraph 463.
 Sternberg, Gesetz 904.
 Sternschaltung 1885.
 Sternspannung 1885.
 Sternsystem, *Städt.* 1262.
 stetige Funktion 19.
 Steuerdynamo 1891.
 Steuerung, *Masch.* 1831.
 Stichbecken 1073.
 Stichsparren 1777.
 Stickstoff, *Stoff.* 423.
 Stift, *Masch.* 1806.
 Stiftschraube 1574.
 Stilb, *Masch.* 1902.
 Stillwasser, *See.* 1077.
 Stirling, Formel 16.
 Stirnkehlnaht 422, 1624.
 Stirnkehlnahtverbindung 1630.

- Stirnnaht 424, 1617.
 Stirnrad 1821.
 Stirnversatz 1765.
 Stirnzapfen 1814.
 Stockbussole 454.
 Stoffbedarf, Beton 402.
 Stollen, *Hydr.* 124.
 — *Kraft* 991.
 — *Tunn.* 759.
 Stollenbau 760.
 Stollenfassung, *Entw.* 1109.
 Stoney-Schutz 949.
 Störungsfläche 1255.
 Störungsglied 33.
 Stoß, *Holz.* 1763;
 — *Mech.* 100.
 — *Stahl.* 1554.
 — Biegeträger, *Stahl.* 1595.
 — elastisch 100.
 — geschweißt, *Gleis.* 714.
 — mittelbar, *Stahl.* 1582.
 — schräg, *Stahl.* 1648.
 — Tragfähigkeit 1654.
 Stoßbelastung 102.
 Stoßdeckung, *Stahl.* 1585,
 1686.
 Stoßkraft, *Fluß.* 903.
 — *Hydr.* 141.
 Stoßlücke, *Gleis.* 713.
 Stoßnaht 1617.
 Stoßniet 1582, 1599.
 Stoßvorgang, *Gleis.* 699.
 Stoßwirkungen, *Stahl.* 1555.
 Stoßzahl, *Gleis.* 702.
 — *Stahl.* 1555, 1665.
 Stoßziffer, *Mech.* 102.
 Stoßzuschlag, *Stahl.* 1556.
 Strahlenbrechung, *Verm.* 445.
 Strand, *See.* 1080.
 Strandbühne 1081.
 Strangziegel 368.
 Straße, *See.* 1071.
 — *Stadt.* 1265.
 Straßenablauf 1189.
 Straßenanlage, *See.* 1041.
 Straßenaufsicht 554.
 Straßenbahn 691, 1268, 1304.
 Straßenbau 553.
 Straßenbaugesteine 359.
 Straßenbaulast 554.
 Straßenbrücken 1663, 1705.
 Straßengraben 579, 739.
 Straßenklinker 365.
 Straßenkreuzung, *Stadt.* 1271.
 Straßenquerschnitt, *Stadt.*
 1269.
 Straßentunnel 753.
 Straßenunterhaltung 597.
 Straßenverkehrs-Ordnung
 553.
 Straßenverkehrs-Zulassungs-
 Ordnung 554.
 Stratosphäre, *Wass.* 868.
 Strebe, *Holz.* 1785.
 Strebenfachwerk 228, 290.
 Strebenkreuz, *Stat.* 298.
 Strebenwerk, *Holz.* 1785.
 Streckbalken, *Holz.* 1769.
 Streckbarkeit, *Straß.* 582.
 Streckenblock, handbedient
 656.
 — selbsttätig 659.
 Streckenblockung 645.
 Streckenkosten, *Verk.* 527.
 Streckenleistung, *Verk.* 504.
 Streckenmessung 442, 460.
 Streckenverfahren, *Verm.* 464.
 Streckenwiderstand, *Bahn.*
 607.
 Streckgrenze 414, 1534.
 Streckgrenzen-Erhöhung
 1542.
 Streichmaß 1571.
 Streichschiene 712.
 Streichwehr 940.
 Streumakadam 585.
 Streuung, *Math.* 8.
 Streuungsmaß, *Math.* 8.
 Streuungszahl, *Math.* 8.
 Strichmikroskop 448, 462.
 Strom, *Fluß.* 895, 932.
 — *Masch.* 1898.
 — vagabundierend 426.
 Stromaufnahme 1892.
 stromdichte Schienenstrecke
 713.
 strömende Bewegung 900.
 Stromerzeuger 1885.
 Stromlinien, *Math.* 76.
 Stromlinienform, *Verk.* 498.
 Strommessung, *Masch.* 1900.
 Stromrichter 1894.
 Stromumschlag, *See.* 1037.
 Strömung 117.
 — laminar 117, 1241.
 — turbulent 119, 1241.
 Strömungsdruck, *Bod.* 786.
 Strömungsgesetz, Hagen-
 Poiseuille 1115.
 Strömungsgleichung, Gezeiten
 1087.
 Strömungslehre 115.
 Strömungsrichtung, *Wass.*
 883.
 Stromverzweigung, *Masch.*
 1879.
 Stromwandler 1900.
 Stromwechsel, *See.* 1077.
 Stromwender 1887.
 Strub, Leiterzahnstange 728.
 Struktur, *Bod.* 774.
 Strukturplan 1253.
 Stuckarbeiten 375.
 Stuckgips 375.
 Stuckgut, *See.* 1037.
 — *Verk.* 486.
 — Umschlaggeräte 1045.
 Stückguthafen 1031, 1071.
 Stückgutumschlag, *Bahn.* 625.
 Stuckkalk 371.
 Stufendübel 1760.
 Stufensenkasten 856.
 Stufenstoß, *Stahl.* 1583.
 Stufenträger 1678.
 stufenweiser Ausbau, *Kraft.*
 984.
 Stuhlschiene 705.
 Stumpfabschmelzschweißung
 422, 1322.
 Stumpfnah 422, 1617.
 — Dauerfestigkeit 1629.
 Stumpfstoß 1643.
 — mit Lasche 1626.
 Stumpfstoßverbindung 1629.
 Stundenzugkraft, *Bahn.* 686.
 Sturmwelle 1059.
 Sturzbett, *Fluß.* 923.
 — *Stau.* 940, 956.
 Sturzsee 1079.
 Sturzwelle 128.
 Stützenfuß, *Mass.* 1410.
 Stützenkopf, *Mass.* 1410.
 Stützenkopfdrehung 1411.
 Stützenkopferschiebung
 1411, 1419.
 Stützenkraft 222.
 Stützenmoment 299.
 Stützen senkung, *Mass.* 1397,
 1419.
 — *Stahl.* 1732.
 Stützenverschiebung, *Stahl.*
 1546.
 — *Stat.* 253.
 Stützgerüste 1793.
 Stützkörper, *Fluß.* 914.
 Stützkräfte 218.
 — Tabelle 278.
 Stützlinie, *Holz.* 1778.
 — *Mass.* 1474, 1475.
 Stützmatte, *Erd.* 751.
 Stützmoment, *Mass.* 1426.
 Stützrahmen, *Stahl.* 1725.
 Stützstab, *Stahl.* 1726.
 Stützung, *Holz.* 1791.
 — *Stat.* 217.
 — Biegeträger, *Stahl.* 1605.
 — elastisch 257, 300.
 Stützweite 1663.
 Subvention, *Verk.* 534.
 Summen, *Math.* 17, 56.
 Summenbremse 1853.
 Summenganglinie 889.
 Summenlinienverfahren,
Entw. 1176.
 Sunk, *Kraft.* 986.
 Superposition 222.
 Superpositionsgesetz 233.
 Süßwasser, *Entw.* 1124.
 Syenit 361.
 Symmetrie, *Stat.* 223, 265.
 Symmetrische Gleichung 13.
 Synchronismus, *Masch.* 1886.
 Synchronmotor 1891.
 System Dischinger 1471, 1522
 — eben, *Stat.* 277.
 — Finsterwalder 1525.
 — Freysinnet 1470.
 — Hoyer 1470.
 — Melan-Spangenberg 1515.
 — Nielson 1496.
 — Wettstein 1470.
 — Zeiß-Dywidag 1459.
 Tabelle, Abflußbeiwert 874.
 — Abflußhöhen 874.
 — Abflußspende 874.
 — Ausbreitungsgeschwindig-
 keit, *Bod.* 805.
 — Biegelinien 279.
 — Bodengrundwerte 805.
 — Bodenpressungen 805.
 — dynamische Baugrund-
 kennziffern 805.
 — Eigenschwingungszahl,
Bod. 805.
 — Erddruck 795.
 — Flußnetz, deutsch 899.
 — Funktionen, transzendent
 51.
 — Funktionswerte 4.
 — Grenzgeschwindigkeit,
Fluß. 908.
 — Integration, *Stat.* 253.
 — Kapillardruck 806.
 — Kohäsion 806.
 — Momente, *Stat.* 279.
 — Querkräfte 278.
 — Raumbgewicht, *Bod.* 806.
 — Reibungswerte, *Bod.* 806.

- Tabelle, Reibungswinkel, *Bod.* 806.
 — Reibungsziffer, *Bod.* 806.
 — Schleppkraft, *Fluß.* 907.
 — Schnittkräfte, *Stat.* 278.
 — Spundwandprofile 814.
 — Stahlpfähle, *Grund.* 817.
 — Stützkräfte, *Stat.* 278.
 — Verlusthöhe 874.
 — Verschiebungen 279.
 — ω -Zahlen 256.
 Tachymeter 462.
 Tachymeterschieber 462.
 Tachymetertafel 462.
 Tachymetertheodolit 460.
 Tachymetrie 477.
 tachymetrische Messung 442, 460.
 Tafeln, *Verm.* 462.
 — Mörsch 1365.
 — Pucher 1363.
 — Wasserdampf 1825.
 Tageslastlinie, *Kraft.* 982.
 Tageslicht, *Stadt.* 1289.
 Tagesschwankungen, *Verk.* 510.
 Tagesspeicher 892.
 Tagesverbrauch, *Entw.* 1097.
 Tagewasser, *Stahl.* 1712.
 Tal, *Fluß.* 895.
 Talbildung 895.
 Talentwicklung, *Fluß.* 896.
 Talform 895.
 Talmaander 896.
 Talsperre 957.
 Talsperrenkraftwerk 973.
 Talsperrenwasser 1104.
 Talweg 896.
 Talwegpeilung, *Fluß.* 909.
 Tandemwalze 1873.
 Tangente, *Math.* 18, 82.
 — *Mech.* 87.
 — *Verm.* 472.
 Tangentenvektor 85.
 Tangentialbeschleunigung 88.
 Tangentialebene 84.
 Tangentkeil 1805.
 Tankanlage, *Flug.* 549.
 — *See.* 1052.
 Tankschiff 1041, 1052.
 Tankstelle 597, 1275.
 Tannenholz 348.
 Tarif, *Stadt.* 1307.
 — *Verk.* 534.
 Tau, *Wass.* 869.
 Tauchen, *Stoff.* 438.
 Taucherglocke 854.
 Tauchkolben 1842.
 Tauchkörper, *Entw.* 1214.
 Tauchrutler 1326.
 Tauchtiefe, *Binn.* 1006.
 Taupunkt, *Wass.* 869.
 Taylor, Satz 57.
 technische Vorschriften, Bauleistungen 375, 734.
 Teer 439, 582.
 Teerbeton, *Straß.* 586.
 Teeremulsion, *Straß.* 583.
 teerfreie Pappe 1777.
 Teermakadam 584.
 Teermischmakadam 585.
 Teerpappdach 1777.
 Tegofilm 440, 1753.
 Teileindeichung 935.
 Teilkreis, *Masch.* 1820.
 — *Verm.* 448.
 Teilung, alt, *Verm.* 442.
 — neu, *Verm.* 442.
 Teilungen, *Verm.* 448.
 Teilungsverbesserung 460.
 Telegraphenanlage, *Bahn.* 661.
 Tellerdübel 1760.
 Temperaturänderung, *Stat.* 252.
 Temperaturunterschied, *Stat.* 252.
 Temperaturwechsel, *Stat.* 260.
 Temperaturwirkung, *Mass.* 1420.
 Tensor, *Math.* 77.
 Teramulus, *Straß.* 583.
 Terzaghi, Ödometer 779.
 Tetmajer-Formel, *Holz.* 1749.
 Tetraeder, *Math.* 72.
 Theodolit 449, 458.
 Theodolitachymetrie 477.
 Thermitgießschweißung 422.
 Thermitpreßschweißung 422.
 Thermitverfahren, *Gleis.* 714.
 Thixotropie, *Bod.* 781.
 Thyssenbremse 638.
 Tide 1075.
 Tidenhub 1077.
 Tief, *See.* 1080.
 Tiefbehälter, *Mass.* 1457.
 Tiefbordstein 593.
 Tiefgründung, *Bod.* 793.
 Tiefflößbagger 1862.
 tierische Zugkraft 559.
 Timoshenko-Effekt 1555.
 Titrationsverfahren 881.
 Tobel, *Fluß.* 928.
 Ton, *Bod.* 772.
 — *Stoff.* 365.
 — im Beton 388.
 Tonerdezement 376.
 Tonhohlplatten 369.
 Tonne, *See.* 1090.
 Tonnenblech 1533, 1706.
 — versteift 1707.
 Tonnenflechtwerk 273.
 Tonnenkilometer 497.
 Tonschicht, Setzung 779.
 Tor, *Binn.* 1028.
 Torf, *Bod.* 772.
 Torkret 392, 1465.
 Torkretzementkanone 1877.
 Torsion, *Fest.* 169.
 — *Math.* 84.
 — frei 169.
 — Saint-Venant 169.
 — Widerstandsmoment 171.
 Torsionsmoment, Stab 158.
 Torsionssteifigkeit, *Fest.* 169.
 — *Mass.* 1522.
 Torsionswiderstand 171.
 Torstahl 415.
 Torverschluss, *Binn.* 1024.
 Tosbecken 969.
 totales Differential 22.
 Totpunkt, *Masch.* 1822.
 Touristik, *Verk.* 492.
 Trabantensystem, *Stadt.* 1262.
 Träger, *Stat.* 216, 277.
 — durchlaufend, *Mass.* 1383, 1408.
 — — *Stat.* 298.
 — einbetoniert 1669.
 — Howe 1774.
 Trägerbau 1733.
 Tragerform, *Stahl.* 1676.
 Trägerquerschnitte, *Stahl.* 1642.
 Trägerrost, *Mass.* 1516.
 — *Stat.* 216.
 Trägerrostplatte, *Stahl.* 1708.
 Tragfähigkeit, *Bahn.* 610.
 — *Bod.* 787, 804.
 — *Holz.* 1748.
 — *Stahl.* 1535, 1577.
 — Anschlüsse 1654.
 — Biegedübel 1755.
 — Biegeträger, *Stahl.* 1592.
 — Fahrbahntafel 1709.
 — Holzverbindungen 1751.
 — Nagel 1754.
 — Niet 1568.
 — Nietgruppe 1598.
 — Pfahl 828.
 — Stoß 1654.
 — Vollwandbalken 1651.
 Tragfähigkeitstonne, *Binn.* 1005.
 Trägheitshalbmesser 161.
 Trägheitshauptachsen 160.
 Trägheitskräfte, *Lab.* 1237.
 — *Mech.* 113.
 Trägheitsmoment, *Fest.* 160.
 — *Mech.* 110.
 — *Stahl.* 1593.
 — Nietgruppe 1597.
 — polar 171.
 Trägheitswiderstand, *Straß.* 557.
 Traglastverfahren 1543.
 Tragschicht, *Straß.* 581.
 Tragschiff, *Gleis.* 733.
 Tragwerke 215.
 — Holz 359.
 — räumlich 270.
 — starr 220.
 — statisch bestimmt 225.
 — statisch unbestimmt 260.
 Tragzapfen 1814.
 Trajektorien 181.
 — orthogonal 83.
 Trampschiffahrt 1042.
 Trankmakadam 584.
 Tränkung, *Gleis.* 707.
 — *Stoff.* 358.
 Trankverfahren, *Gleis.* 707.
 Transformation, Spannung 152.
 Transformator, *Masch.* 1881.
 Translationsfläche, *Mass.* 1464.
 Transportband, *See.* 1050.
 Transportbrücken, *Holz.* 1783.
 Transporteinheit, *Verk.* 499.
 Transportgerüst, *Holz.* 1803.
 Transportkosten, *Verk.* 484.
 Transportpreis 533.
 Transportweg 504.
 transzendente Funktionen 43.
 — Tabelle 51.
 Trapez, *Math.* 71.
 Trapezgewinde 1807.
 Trapezsprengrwerk, *Holz.* 1790.
 Trapezträger 1676, 1686.
 Traß 405, 582.
 Traßmörteldecke, *Straß.* 588.
 TräBzement 376, 406.
 Travertin 360.
 Treibeis 883.
 Treiben, *Binn.* 1003.
 Treiberscheinungen, *Mass.* 1325.
 Treibgelenkkette 1810.
 Treibkeil 1805.
 Treibkette 1810.

- Treibmittel, *Masch.* 1818.
 Treibrad, *Gleis.* 699.
 Treibscheibe 1852.
 Treibstange 1821.
 Treidelmaschine 1027.
 Treideln 1003.
 Treidelzug 1014.
 Trennbruch 415.
 Trennschalter 1898.
 Trennverfahren, *Entw.* 1163, 1183.
 Treppenrost 1829.
 Triangulierung 464.
 Tribüne, *Holz.* 1780.
 Trichterbecken 1203.
 Triebkraftanlage, *Verk.* 499.
 Triebkraftfahrzeug, *Verk.* 499.
 Triebstockverzahnung 1821.
 Triebwagen 686.
 Triebwagenzug 691.
 Triebwasserfassung 987.
 Triebwasserleitung 984.
 Triebwerkswelle 1814.
 Trigonometrie 69.
 — sphärisch 70.
 trigonometrische Funktion 3, 44.
 — Höhenmessung 455, 476.
 Trinkwasser 1102.
 Trinkwasseranalyse 1103.
 Trockenbagger 1860.
 Trockendock 1031, 1061.
 trockenes Bauholz 1739.
 Trockengleichrichter 1895.
 Trockenheitsgrad, *Holz.* 1739.
 Trockenkurve, *Wass.* 887.
 Trockenmauerwerk, *Erd.* 750.
 Trockenwetterabfluß 1095.
 Trockenwetterausfalllinie 887.
 Trocknung, *Holz* 357, 1736.
 Trogbücke 1664.
 Trogkörper, *Grund.* 862.
 Trompetenlosung, *Straß.* 574.
 Tropfkörper, *Entw.* 1243.
 Tropfpunkt, *Straß.* 582.
 Tropftülle 1712.
 Troposphäre, *Wass.* 868.
 Trossenzug, *Grund.* 809.
 Tru-Lay-Seil 1840.
 Trum, *Masch.* 1818.
 Tuchscherer, Ringdübel 1758.
 Tuffstein 361, 405.
 Tulpennaht 1617.
 Tunnelbau 752.
 — bergmännisch 758.
 Tunnelentwurf 755.
 Tunnelförderung 759.
 Tunnelgleis 712.
 Tunnelmauerung 756.
 Tunnelwandung 756.
 Tunnelzimmerung 763.
 Turas, *Masch.* 1863.
 Turbine, *Hydr.* 132.
 — *Kraft.* 998.
 — *Masch.* 1832.
 — *Mech.* 104.
 — Curtis 1832.
 — Francis 1838.
 — Kaplan 1839.
 — Ljungstrom 1834.
 — Parsons 1832.
 — Zoelly 1832.
 Turbogebälde 1851.
 Turbokompressor 1851.
 turbulentes Fließen, *Hydr.* 119.
 — *Lab.* 1241.
 Schleicher, Taschenbuch.
- Turm, *Holz.* 1780.
 — *Stahl.* 1700, 1734.
 Turmdrehkran 1045, 1856.
 Turmgerüst, *Stat.* 273.
 Turmschwenkkran 1856.
 Überdruck, *Bod.* 780, 786.
 Überdruckturbine 1832.
 Überfallwehr 137, 941.
 Übergabebahnhof, *See.* 1039.
 Übergabegleis 622.
 Übergabezug 623.
 Übergang, Anschleifen 1630.
 Übergangsbauwerk, *Bahn.* 612.
 Übergangsbogen, *Bahn.* 609.
 — *Gleis.* 701.
 — *Straß.* 567.
 Übergangsverkehr 497, 513.
 Überhitzen, *Stahl* 412, 1620.
 überhitzter Dampf 1824.
 Überhitzungswärme 1824.
 Überhitzungszone 1614.
 Überhöhung, *Gleis.* 700.
 — *Holz.* 1768, 1790.
 — *Mass.* 1472.
 — *Stahl.* 1668.
 — *Straß.* 566.
 Überhöhungsrampe, *Bahn.* 609.
 — *Gleis* 701.
 Überholungsspur, *Straß.* 573.
 Überkopfschweißung 1618, 1648.
 Überlandleitung 1888.
 Überlandverkehr 491.
 Überlastungskupplung 1818.
 Überlaufbecken 970.
 Überlaufdeich 936.
 Überlaufkrone 964.
 Übernachtungsgebäude, *Bahn.* 618.
 Übernachtungsplatz, *Binn.* 1017.
 Überschneidung, *Holz.* 1750, 1767.
 — Schweißnähte 1651.
 Überschwemmung, *Fluß.* 934.
 Übersetzung, *Verk.* 500.
 Übersetzungsverhältnis 1818.
 Übersichtsschaltung, *Bahn.* 652.
 Überstauung, *Entw.* 1229.
 Überstromselbstschalter 1897.
 überzählige Größen, *Stat.* 262.
 Überzug, metallisch 427, 438.
 Uferbau, *Fluß.* 913.
 Uferbefestigung, *Binn.* 1012.
 Uferschutz, *Fluß.* 913.
 Uferschutzwerk, *See.* 1080.
 Ufersicherung, *Fluß.* 914.
 Uferstrecke, *Stau.* 939.
 Ulmenholz 348.
 Ultraviolettbestrahlung, *Entw.* 1161.
 Umbaubagger 742, 1860.
 Umdrehungsachse, *Verm.* 450.
 Umdrehungsfläche, *Math.* 73.
 Umfahrung, *Städt.* 1311.
 Umfang, *Math.* 70.
 Umformer, *Masch.* 1894.
 — *Verm.* 463.
 Umgehung, *Städt.* 1311.
 umgerechnete Flächen, *Stahl.* 1567.
- Umgrenzung, *Bahn.* 609.
 Umkehrfunktion 21.
 Umladeanlage 625.
 Umlagerung der Kräfte, *Stahl.* 1543.
 Umlagerungskraft, *Mass.* 1446.
 Umlauf, *Binn.* 1025.
 — *See.* 1068.
 Umläufigkeit, *Binn.* 1027.
 Umlaufkanal, *Binn.* 1028.
 Umlaufzeit, *Verk.* 511.
 Umlegung, *Städt.* 1252.
 Umleitungskraftwerk 973.
 Umlenkung, Zugkraft, *Mass.* 1378.
 Ummantelung, feuerbeständig 1550.
 Umordnung, Belastung 266.
 Umrichter 1895.
 Umschlag, *See.* 1037.
 — *Verk.* 513.
 Umschlaganlage für Erz 1047.
 — für Getreide 1050.
 — für Holz 1045.
 — für Kali 1051.
 — für Kohle 1047.
 — für Öl 1052.
 Umschlaggeräte, *See.* 1048.
 — für Fahrgäste 1047.
 — für Fisch 1053.
 — für Flugverkehr 1057.
 — für Gepäck 1047.
 — für Rohstoffe 1055.
 — für Stückgut 1045.
 Umschlagkosten 532.
 Umschlagplatz, *Binn.* 1017.
 Umschlagverkehr 497, 513.
 Umschnurung, *Mass.* 1345.
 Umspanner 1888.
 Umwandlung-Energie, *Hydr.* 130.
 unabhängige Berechnung, *Stat.* 267.
 unbestimmtes Integral 24.
 unechte Bogenbrücke 1486.
 — Gewölbe 1488, 1509.
 unelastische Formänderung 150.
 — Knickung 205.
 Unendlichkeitsstelle 41.
 Unentwickelte Funktion 21.
 Unfallursachen, *Verk.* 494.
 Ungleichförmigkeitsgrad, *Bod.* 773.
 ungünstigste Laststellung 234.
 Universalbagger 1860.
 Universalplanimeter 471.
 Universalstahl 1532.
 Unkrautbekämpfung, *Straß.* 598.
 unmittelbare Lasteintragung 286.
 unschädliche Steigung, *Straß.* 563.
 Unterbau, *Straß.* 580.
 Unterdeterminante 10.
 Unterdruck, *Bod.* 787.
 — *Lab.* 1241.
 untere Fließgrenze 150.
 Untergerüst, *Holz.* 1790.
 Untergrund 849.
 Untergrundbahn, *Städt.* 1310.
 Untergrundbewässerung 1230.
 Untergrundverrieselung 1217.
 Untergurt, *Stahl.* 1680.

- Unterhaltung, *Entw.* 1093.
 — *Fluß* 937.
 — *Gleis* 715.
 — *Straß* 597.
 — *Tunn.* 766.
 — *Verk.* 502.
 — Dampflokomotiven 684.
 — Stahlwasserbauten 957.
 Unterhaltungskosten, *Straß*. 603.
 — Oberbau, *Bahn*. 685.
 Unterlage, elastisch 257.
 Unterlageziffer, *Gleis*. 703.
 Unterlagsscheibe, *Stahl*. 1573.
 Unterlauf 897.
 Unterlüufigkeit, *Binn.* 1027.
 Unterlegplatte, *Gleis*. 708.
 Unterlegscheibe, *Holz*. 1754, 1785.
 — *Masch.* 1807.
 Unterschiedsganglinie 889.
 Untersuchung, bakteriologisch, *Entw.* 1103.
 — Wasser 1102.
 Unterspannung, *Stahl*. 1551.
 Unterwasserbetonierung 856.
 Unterwasserkraftwerk 1001.
 Unterwasserschuttung von Beton 856.
 Unterwasserspiegel, *Masch.* 1838.
 Unterwassertunnel 768.
 Urbarmachung, *Entw.* 1232.
 Ursprungsfestigkeit, Beton 1330.
 — *Stahl* 418, 1551, 1588.
 Urstromtal 884, 895.
- Vagabundierende Ströme, *Stoff*. 426.
 Vakuum, *Hydr.* 141.
 Variation, Konstanten 34.
 Variationsrechnung 38.
 Vektorfeld 76.
 Vektorrechnung 74.
 Ventil, *Masch.* 1812.
 Ventilator 1849.
 Venturi-Kanal 134.
 Venturi-Messer 134.
 Venturi-Rohr 134.
 veränderlicher Elastizitätsmodul, *Mass.* 1347.
 Verankerung, *Stahl*. 1699, 1730.
 — im Beton 396.
 Veranschlagung, *Straß*. 602.
 Verarbeitung, Beton 388, 1325.
 Verastelungsnetz 1143, 1165.
 Verände, *Stahl*. 1716.
 Verbauung, *Fluß*. 928.
 — lebend 912.
 Verbesserung, *Verm.* 460.
 — Wasser 1146.
 Verbindung, biegesteif, *Stahl*. 1608.
 — Rohre 1812.
 Verbindungskraft, *Stat.* 219.
 Verbindungsmittel, *Holz*. 1750.
 — *Stahl*. 1561.
 Verbindungsnetz 1143.
 Verbindungsschweißung 1613.
 Verblattung, *Holz*. 1767.
 verbranntes Eisen 413, 1620.
 VerbraucherNetz 1888.
 Verbreiterung, *Straß*. 565.
- Verbrennungskraftmaschine 1823, 1834.
 Verbundbetrieb, *Kraft*. 979.
 Verbunddecke, *Straß*. 589.
 Verbundmaschine 1830.
 Verbundwerkstoff, *Mass.* 1322.
 Verbundwirkung, *Mass.* 1320.
 Verdampfungswärme 1824.
 Verdampfungsziffer 1826.
 Verdichtung, *Grund.* 774, 857.
 — *Stoff*. 387.
 — Dämme 750.
 Verdichtungsfähigkeit, *Bod.* 774.
 Verdichtungsgerät 589, 1846.
 Verdichtungsziffer, *Bod.* 779.
 Verdrehung, *Mass.* 1370, 1382.
 — gegenseitig 239.
 — Tabelle 279.
 Verdrehungsmoment 1519.
 Verdrehungssteifigkeit, *Mass.* 1512, 1522.
 verdübelte Balken 1768.
 Verdübelungsfläche, *Mass.* 1374.
 Verdübelungskraft, *Mass.* 1370.
 — *Stahl*. 1595.
 Verdunstung 868, 1018.
 Verdunstungshöhe 872.
 Verfahren Bauer-Vogel 438.
 — biologisch 1155, 1210.
 — Cross 1403, 1420.
 — Culmann, *Grund.* 834, 842.
 — Färber 1501.
 — Finsterwalder 1472.
 — Freyssinet 1501.
 — Gauß, *Stat.* 264.
 — Integration 29.
 — Iteration, *Math.* 14.
 — Joosten 858.
 — Newton 13.
 — Ostenfeld und Nökentved, *Grund.* 836.
 — Pucher 1362.
 — Proportional 2.
 — Ritz 39.
 — Shell-Perm 858.
 — Spangenberg 1515.
 — Vianello 209.
 — Wasserwirtschaft 888.
 — γ -Beiwert, *Stahl*. 1560.
 Verfestigung, *Fest.* 151.
 — *Stahl*. 1540.
 Verfestigungsbereich 1322.
 Verfestigungsgrad, *Bod.* 780.
 Verformbarkeit 410.
 Verformungstheorie, *Mass.* 1474, 1506.
 — *Stahl*. 1693, 1700.
 Vergasung, *Entw.* 1194.
 Vergießen mit Hartblei 1724.
 Vergütterung 1679.
 Vergleich, wirtschaftlich, *Straß*. 603.
 Vergleichsspannung, *Stahl*. 1535.
 vergossener Rost 1709.
 Vergrößerung, Fernrohr 448.
 Verhalten, Beton gegen Elektrizität 1341.
 — Beton gegen Feuer 400.
 — Gußeisen bei hoher Temperatur 429.
 — Kalkmortel gegen Feuer 374.
- Verhalten, Naturstein bei hoher Temperatur 364.
 — Schweißverbindungen 1639.
 — *Stahl* bei hoher Temperatur 419.
 — — bei niedriger Temperatur 420.
 — Zement bei chemischen Angriffen 382.
 Verkämmung 1767.
 Verkehr 483.
 — bei Dunkelheit, *Flug*. 548.
 — Betriebsmittel 672.
 — großstädtisch 491.
 — öffentlich 492.
 — planmäßig 492.
 — privat 492.
 — Selbstkosten 524.
 Verkehrsabgaben, *Binn.* 1005.
 Verkehrsarten 486, 1304.
 Verkehrsbedürfnis 485.
 Verkehrsbetriebe 492.
 Verkehrsbevölkerung 519.
 Verkehrserschütterungen 562.
 Verkehrsfläche 1260.
 Verkehrsformen 491.
 Verkehrsgebiet 520.
 Verkehrsgleis, *Bahn*. 615.
 Verkehrsinsel 596.
 Verkehrskosten, *Straß*. 563.
 Verkehrslast, *Stahl*. 1665.
 Verkehrsleistungen 497, 1303.
 Verkehrslinie, Einflußgebiet 518.
 Verkehrsmaschinen 500.
 Verkehrsmenge 517.
 Verkehrsmittel, *Städt.* 1304.
 — *Verk.* 483, 493.
 — Anpassungsfähigkeit 529.
 — Betriebskosten 692.
 — Geschwindigkeit 506.
 — Leistungsfähigkeit 497.
 — öffentlich 1309.
 — Wirtschaftlichkeit 516.
 — Zusammenarbeit 534.
 Verkehrsplatz 1272.
 Verkehrspolitik 483, 535.
 Verkehrsrecht 484.
 Verkehrsschwankungen 509.
 Verkehrssicherheit, *Straß*. 578.
 Verkehrsspitze 512, 1317.
 Verkehrsstärke, *Straß*. 563, 603.
 Verkehrsstraße 1269.
 Verkehrsunfall 494.
 Verkehrsunternehmung 492.
 Verkehrsverminderung 1313.
 Verkehrswasserbau 1002.
 Verkehrsweg, Eingliederung 562.
 Verkehrswert 493.
 Verkehrswesen 483.
 — Preisbildung 533.
 Verkehrswirtschaft 483.
 Verkehrszeichen, *Straß*. 596.
 verkitteter Boden 771.
 Verkleidung, *Tunn.* 756.
 Verkleidungsmauer, *Erd.* 751.
 Verkrautung, *Fluß*. 929.
 Verladebrücke, *See*. 1047.
 Verlandung, *See*. 1035.
 verlängerter Zementmorte 372.
 Verlaschung, *Stahl*. 1597.

- verleimte Vollwandträger 1770.
 Verleimung, *Holz*. 1752.
 verlorene Steigung, *Straß*. 563.
 Verlustarbeit, *Mech.* 97.
 Verlusthöhe, *Hydr.* 131.
 — *Wass.* 874.
 — Tabelle 874.
 Verlustwasser, *Binn.* 1018.
 Vermessungskunde 443.
 Vermittlungseinrichtung, *Bahn*. 665.
 Verrückungen, Prinzip, *Mech.* 105.
 — virtuell, *Fest.* 149.
 — *Mech.* 106.
 versagende Zugzone, *Fest.* 163.
 Versatz, *Holz*. 1750, 1765.
 Verschalung, *Tunn.* 761.
 Verschiebungen, *Fest.* 145.
 — *Holz*. 1755.
 — *Mech.* 93.
 — Einflußlinie 237.
 — Plan 250.
 — resultierend 1536.
 — Stützenköpfe, *Mass.* 1419.
 — Tabelle 279.
 — wirklich 247.
 Verschiebungskraft 1419.
 Verschiebungskomponenten 236.
 Verschiebungsplan, *Stat.* 249.
 — Scheibenverbindungen 250.
 — Williot 247.
 Verschiebungsverfahren, *Grund.* 840.
 Verschiebungszustand 215.
 — Fachwerk 236, 251.
 — Stabwerke 236, 251.
 Verschleißfestigkeit, *Mass.* 1324.
 Verschleißschicht, *Stahl.* 1709.
 — *Straß.* 581, 589.
 Verschleißwiderstand, *Gleis.* 706.
 — *Stahl* 426.
 verschlossenes Seil 1697, 1811.
 Verschuß, *Binn.* 1025.
 — *See.* 1069.
 Verschußkasten, *Bahn.* 649.
 Verschußkörper, *Binn.* 1025.
 Verschußtafel, *Bahn.* 659.
 Verschmutzung, *Entw.* 1216.
 Verschnittbitumen 583.
 verschwächter Querschnitt, *Stahl.* 1577.
 Versenkwalze 954.
 Versetzgerüst 1801.
 Versickerung, *Binn.* 1018.
 — *Wass.* 873.
 Versicherungsmesser 872.
 Versorgung, Elektrizität und Gas 1297.
 Versorgungsdruck, *Entw.* 1098.
 Verspannung, *Bod.* 796.
 — *Stahl.* 1616, 1633.
 Versprödung, *Stahl.* 1615.
 Verstärkung, Stahltragwerke 1662.
 versteifte Flachbleche 1708.
 — Platten 1667.
 — Stabketten 345.
 — Stegbleche 1675.
 — Tonnenbleche 1707.
 Versteifungsbalken, *Stahl.* 1678, 1688.
 — *Stat.* 347.
 Versteifungsträger, *Stat.* 346.
 Versuch, hydraulisch 1235.
 Versuchsbrunnen 1116.
 Versuchswesen, wasserbaulich 1235.
 Verteidigung, *Fluß.* 937.
 — Küste 1080.
 Verteilerring, *Straß.* 576.
 Verteilung, Biegespannungen 1602.
 — Nietkräfte 1580.
 Verteilungseisen 1425.
 Verteilungslinie, *Erd.* 738.
 Verteilungszahl 1404.
 Vertikalachse, *Verm.* 450.
 Vertikalkreis, *Verm.* 458.
 Vertikalmessung 442, 473.
 Vertikalwinkel 442, 455.
 Verträglichkeitsbedingungen, *Fest.* 145.
 — *Mass.* 1403.
 — *Stat.* 236, 260.
 Verunreinigung, organisch 388.
 Verwerfung, *Stahl.* 1635.
 Verwindung, *Fest.* 169.
 Verwindungstrecke, *Straß.* 569.
 Verwitterung, *Bod.* 777.
 Verzahnung, 1723, 1820.
 Verzerrung, *Fest.* 144.
 — *Stat.* 215.
 Verzerrungskomponenten 236.
 Verzinken 430.
 Verzinsung, *Bahn.* 684.
 Verzögerungsbeiwert 1176.
 Vialit, *Straß.* 583.
 Vianello-Verfahren 209.
 Vibrationsinstrumente 1899.
 Vibrierapparate, *Mass.* 1326.
 Viehrampe 619.
 Vieleck, *Math.* 70.
 Vieleckkuppel, *Mass.* 1462.
 Viereck, *Math.* 71.
 Vierendeelträger, *Stahl.* 1655.
 Vierfix, *Straß.* 583.
 Viertaktverfahren 1835.
 virtuelle Arbeit, *Fest.* 149.
 — Belastung, *Stat.* 236.
 — *Mech.* 106.
 — Verrückungen, *Fest.* 149.
 — *Mech.* 106.
 — Prinzip 105.
 Viskosimeter 582.
 Viskosität 582.
 Volkswirtschaft, *Verk.* 483.
 Vollausschub, *Tunn.* 763.
 Vollaussgleich, *Wass.* 891.
 Volldeich 936.
 Volleindeichung 935.
 Vollquerschnitte 171.
 Vollspur 608.
 Vollstäbe, *Fest.* 210.
 vollständiges Differential 22.
 Vollwandbalken, *Stahl.* 1641, 1668.
 — Tragfähigkeit 1651.
 Vollwandbinder, *Holz.* 1771.
 — genagelt 1771.
 Vollwandbogen, *Stahl.* 1691.
 Vollwandträger, *Stahl.* 1651.
 — verleimt 1770.
 Vollziegel 365.
 Volt, *Masch.* 1878.
 Volumelement, Gleichgewichtsbedingungen 146.
 Vorarbeiten, *Bahn.* 607, 613.
 — bodenkundlich 804.
 — geodätisch, *Tunn.* 754.
 — geologisch, *Tunn.* 752.
 — hydrologisch, *Entw.* 1113.
 — wasserwirtschaftlich 876.
 Vorausbestimmung, Druckfestigkeit 391.
 Voraussichtnahme, *Entw.* 1092.
 Vorbau, frei 1795.
 Vorblick, *Verm.* 473.
 Vorflut 1222.
 Vorfluter 1197.
 Vorgarten 1270, 1276.
 vorgespannte Balkenbrücke, *Mass.* 1469.
 — Fachwerkbrücke, *Mass.* 1525.
 vorgespannter Beton 1470.
 Vorhafen 1028, 1034.
 Vorklärung, *Entw.* 1147.
 Vormauerziegel 366.
 Vorschriften, *Stahl.* 1663.
 — Anstriche 438.
 — Bauleistungen 375.
 — bautechnische, *Bahn.* 608.
 — Beulung 1467.
 — Erdarbeiten 804.
 — Holzbau 1735.
 — Kalkmörtel 375.
 — Knickung, *Stahl.* 1667.
 — Mauerziegel und Mauerwerk 368.
 — Mörtel und Beton 372.
 — natürliche Steine 365.
 — Reichsverdingungsordnung 1740.
 — Reichswasserrecht 975.
 — Stahlguß 427.
 — Zement 382.
 Vorsignal 645.
 Vorspannkraft, *Mass.* 1523.
 Vorspannung, *Mass.* 1469, 1490, 1522.
 Vorstadt 1263.
 Vorstauchen, Niet 1563.
 Vorwärmen, *Stahl.* 1616, 1633.
 Vorwärtseinschneiden, *Verm.* 468.
 Vorwärtselimination, *Stat.* 264.
 Vouten, *Stat.* 261.
 Vouten, *Mass.* 1358, 1372, 1400.
 vulkanischer Tuffstein 361.
 Wabenstruktur, *Bod.* 774.
 Wabenziegel 365.
 Wachstumsbedingungen, Pflanzen 1220.
 Wachstumsgesetz, Städte 1094.
 Waffellech 1532.
 Wagedrehscheibe 725.
 Wagenfahrt, *Bahn.* 697.
 Wagenkipper 1072.
 Wagenladungsgut 488.
 Wagenumlauf, *Bahn.* 692.
 Wagenzuggewicht 675.
 Wähleranlage 667.
 wahre Kohäsion, *Bod.* 781.
 Waldkante 1739.
 Walm, *Mass.* 1462.
 Walze, *Masch.* 1873.

- Walze, *Straß*. 584.
 Walzenwehr 953, 1243.
 — mit Stauschild 954.
 Wälzgelenk 1484.
 Wälzfußasphalt 588.
 Walzhaut 410, 1588.
 Wälzkreis, *Masch.* 1820.
 Wälzlager, *Masch.* 1815.
 Walzmaterial 1529.
 Walzprofil 1531.
 Wälzpunkt, *Masch.* 1820.
 Wälzrichtung 410.
 Walzwerkzeugnisse 1531.
 Walzzunder 427.
 Wand, *Fest.* 179.
 Wandbelagplatten 370.
 Wanderregen 1178.
 Wanderrost 1828.
 Wanderstütze, *Gleis.* 715.
 Wandkran 1045.
 Wandler, *Masch.* 1889.
 Wandreibung, *Entw.* 1140.
 — *Grund.* 808.
 — Tabelle, *Bod.* 806.
 Wandreibungswinkel, *Bod.* 793.
 Wandstab, *Stahl.* 1680.
 Wandstärke, Behälter 203.
 Wanne, *Straß.* 570.
 Wärme, *Fest.* 148.
 — *Hydr.* 139.
 — Joule 1879.
 Wärmeänderung, *Wass.* 868.
 Wärmeausdehnung, Beton 400.
 — Stahl 426.
 Wärmedämmung 359, 1341.
 Wärmedurchlässigkeit, Beton 399.
 Wärmeinwirkungen, *Stahl.* 1665.
 Wärmeenergie, *Hydr.* 130.
 Wärmeleitwert, *Hydr.* 139.
 Wärmegrundkraftwerk 980.
 Wärmeinhalt, *Masch.* 1824.
 Wärmekraftmaschine 1823.
 Wärmeleitfähigkeit, Boden 776.
 — Stahl 426.
 — Ziegel 367.
 Wärmeleitzahl, Beton 399, 1340.
 Wärmemenge, *Stahl.* 1637.
 Wärmespannungen, *Stahl.* 1546.
 Wärmespitzenwerk 980.
 Warmstreckgrenze 1550.
 Warmzugversuch 1550.
 Wartegleis 623.
 Warteraum 617.
 Wärterstellwerk 653.
 Waschmaschine, *Masch.* 1876.
 Wasser, artesisch 775.
 — Bewegung, *Fluß.* 900.
 — Entölen 1159.
 — Härtestufen 1102.
 — hygroskopisch, *Bod.* 775.
 — Kreislauf 869.
 — Reinigung 1146.
 — Verbesserung 1146.
 Wasserabgabe, *Stoff.* 363.
 Wasserangriff, *Fluß.* 915.
 Wasseraufnahme, *Stoff.* 361.
 — Mauerziegel 367.
 Wasserauftrieb 116.
 Wasserbau, landwirtschaftlich 1219.
 Wasserbauklinker 365.
 Wasserbaulaboratorium 1235.
 Wasserbauliches Versuchswesen 1235.
 Wasserbehälter, *Fest.* 202.
 Wasserbezugsort 1103.
 Wasserdampf, *Bod.* 775.
 — *Masch.* 1824.
 — *Wass.* 868.
 Wasserdampftafel 1825.
 Wasserdruck, *Grund.* 808.
 — *Hydr.* 115.
 — *Stau.* 943.
 — hydrostatisch 115.
 Wasserdurchlässigkeit, *Stoff.* 363.
 — Beton 395.
 — Kalkmörtel 374.
 Wassereinlauf, *Stahl.* 1713.
 Wasserentnahme 968, 1106.
 Wasserflughafen 545.
 Wasserfracht 873.
 Wassergehalt, Beton 388.
 — Boden 775.
 — Holz 351.
 Wassergeschwindigkeit 134.
 Wassergewinnung 1105.
 Wasserglas, *Straß.* 582.
 Wassergütewirtschaft 866.
 Wasserhaltung, *Grund.* 851.
 — *Tunn.* 760.
 Wasserhaushalt 869, 975.
 Wasserhebung, *Entw.* 1127.
 Wasserkalk 370.
 Wasserkraftanlagen 971.
 — Kosten 983.
 Wasserkraftmaschinen 1837.
 Wasserkraftstollen 753.
 Wasserlagerung 379.
 — Baustein 360.
 Wasserlauf, offen 120.
 Wasserloch, *Stahl.* 1681.
 Wassermenge, *Entw.* 1094.
 Wassermengenwirtschaft 866.
 Wassermesser 1146.
 Wassermessung 132.
 — ballistisch 135.
 Wassernutzung 867, 925.
 Wasserrad 1837.
 Wasserrecht 975.
 Wasserrohrkessel 1827.
 Wassersack, *Stahl.* 1681.
 Wasserscheide, *Bahn.* 612.
 — *Fluß.* 897.
 Wasserschlag 128.
 Wasserschloß 129, 993.
 Wasserschloßkraftwerk 1000.
 Wasserschutz 866, 925.
 Wasserspeicherung, *Entw.* 1131.
 Wasserspiegel, *Fluß.* 900.
 — *Hydr.* 120.
 Wasserspiegelgefälle 882.
 Wasserspiegelängsschnitt 882, 925.
 Wassersprung 128.
 Wasserstand, *Binn.* 1007.
 — *See.* 1075.
 — *Wass.* 876, 888.
 — mittlerer 878.
 — niedrigster 878.
 — schiffbar 879.
 Wasserstandsbezeichnungen 1075.
 Wasserstandsdauerlinie 888.
 Wasserstandsganglinie 888.
 Wasserstandsvorhersage 887.
 Wasserstation, *Bahn.* 612.
 Wasserstellen 991.
 Wasserstrahl 135.
 Wasserstrahlpumpe 1846.
 Wasserstraße 1003.
 — natürlich 1006.
 Wassertiefe, *Binn.* 1006.
 Wassertrübung, *Fluß.* 906.
 Wasserturbine 1837.
 Wasserturm 1135, 1458.
 Wasseruntersuchung 1102.
 Wasserverbrauch, *Binn.* 1018.
 — *Entw.* 1092.
 Wasserverdampfung, *Hydr.* 141.
 Wasserverkehrsmittel 485.
 Wasserverlust, *Kraft.* 985.
 Wasserversorgung 1091, 1295.
 Wasserwalzen 139.
 Wasserwehre, *See.* 1079.
 Wasserwerk 1105.
 Wasserwirtschaft 866.
 — *Fluß.* 898.
 — *Stadt.* 1258.
 — biologisch 866.
 — Verfahren 888.
 wasserwirtschaftliche Kennwerte 890.
 — Vorarbeiten 876.
 Wasserwirtschaftsplan 891, 1125.
 Wasserwirtschaftsstellen 866.
 Wasserzementfaktor 388, 1322.
 Wasserzementwert 388, 1322.
 Wasserzusatz 388, 1325.
 Watt, *Entw.* 1233.
 — *See.* 1080.
 Wattenmeer 1232.
 Wattstundenzähler 1900.
 Webas, *Straß.* 583.
 Weber, Zahl 1240.
 Wechselbeanspruchung 1547.
 Wechselfestigkeit 418, 1551.
 Wechselfluß, *Fluß.* 897.
 wechselnde Belastung 151, 1546.
 Wechselrichter 1895.
 Wechselsprung 100, 1238.
 Wechselstrom 1879.
 Wechselstrombogenlampe 1903.
 Wechselstromerzeuger 1886.
 Wechselstromkollektormotor 1893.
 Wechselstrommotor 1891.
 Weg, *Straß.* 553.
 Wegbaupolizei 554.
 Wegbrücke, *Bahn.* 611.
 Wegfindung im Flug 541.
 Wegübergang, *Bahn.* 611.
 Wegunterführung, *Bahn.* 611.
 Wehr, *Binn.* 1009.
 — *Stau.* 938.
 — beweglich 946.
 — fest 939.
 — massiv 939.
 — Schwingungen 955.
 Wehrunterbau 956.
 Weiche 615, 646, 716.
 — Aufschneiden 650.
 Weicheinstrumente 1898.
 Weichenhebel 647.
 Weichenmerkmale 723.
 Weichenverriegelung 648.
 weicher Beton 388, 1325.
 Weichsel, *Fluß.* 898.

- Weisbach, Formel 1020.
 Weißfäule 356, 1740.
 Weißkalk 370.
 Weißtannenholz 348.
 Wellblech 1533, 1709.
 Wellen, *Hydr.* 126.
 — *Masch.* 1813.
 — *See.* 1079.
 Wellenbildung 1238.
 Wellenbrecher 1057.
 Wellenhöhe 1079.
 Wellenkraft 141, 1059.
 Wellenlänge, *Math.* 46.
 Wellenschnelligkeit, *Fluß.* 900.
 Weltwirtschaft, *Verk.* 483.
 Wendebecken 1070.
 Wendekreis, *Straß.* 565.
 Wendelatte 473.
 Wendelbelle 447.
 Wendeplatz, *Binn.* 1017.
 Wendepunkt, *Math.* 22.
 Werft 1031.
 Werfthafen 1073.
 Werkarbeit, *Stahl.* 1734.
 Werkkanal 902, 989.
 Werkplatz, *Erd.* 739.
 Werkstatbahnhof 643.
 Werkstatstoß 1596, 1648.
 Werkstein, Beton 404.
 Werkstoffe 348.
 — s. auch Baustoffe.
 Werkstoffnormen, *Stahl.* 1534.
 Werkstoffprüfung, *Stahl.* 1534.
 Weser, *Fluß.* 898.
 Westerschaltung, *Bahn.* 666.
 Wetterbeständigkeit, Aluminiumlegierungen 434.
 — Beton 397.
 — Gesteine 363.
 — Kalkmörtel 374.
 — Mauerziegel 368.
 Wettervorhersage, *Wass.* 869.
 Wetterwarte, *Flug.* 541.
 Wettstein, System 1470.
 Whitworth-Gewinde 1806.
 Whitworth-Rohrgewinde 1807.
 Wicklung, *Masch.* 1889.
 Widerlager, *Mass.* 1483.
 — *Stahl.* 1663.
 — *Stal.* 315.
 — Ausweichen 336, 1508, 1666.
 — Setzen 1666.
 Widerspruch *Verm.* 466.
 Widerstand *Bahn.* 674, 691.
 — *Bod.* 787.
 — *Flug.* 538.
 — *Verk.* 497.
 — elektrisch 1878.
 — Ohm 1896.
 Widerstandsgesetz, *Hydr.* 118.
 Widerstandshöhe, *Masch.* 1840.
 Widerstandsmoment, *Fest.* 160.
 — *Stahl.* 1593.
 — Nietgruppe 1597.
 — Torsion 171.
 Widerstandsschweißung 422, 1322.
 Wiederauftauen, *Stoff.* 363.
 Wiederverwendung, *Holz.* 1785.
 Wieland, Fugenausbildung 590.
 Wildbach 900, 927.
 Wildbachverbauung 927.
 Wildverrieselung 1211.
 Williot, Verschiebungsplan 247.
 Wind, *See.* 1079.
 — *Wass.* 869.
 Winddruck, *Stahl.* 1666.
 Winde, *Masch.* 1851.
 Windfläche, *Stahl.* 1716.
 Windhäufigkeit, *Flug.* 545.
 Windkessel, *Masch.* 1848.
 Windrad, *Entw.* 1130.
 Windrichtung, *See.* 1034.
 Windrose 869.
 Windstrebe, *Holz.* 1789.
 Windung, *Math.* 84.
 — *Mech.* 86.
 Windverband, *Stahl.* 1716.
 Windverbandselenk 1730.
 Windwelle 1079.
 Windwerk 1855.
 Winkel-Wulststahl 1532.
 Winkelbeschleunigung 90.
 Winkelbildverfahren, *Gleis.* 702.
 Winkelebene 442.
 Winkelgeschwindigkeit 90.
 Winkelmesser, *Math.* 3.
 Winkelmessung 442.
 — einfach 452.
 — repetitionsweise 454.
 — richtungsweise 452.
 — satzweise 452.
 Winkelprisma 445.
 Winkelschrumpfung 1635.
 Winkelspiegel 445.
 Winkelstoß 1599.
 Winkelstützmauer 861.
 winkeltreue Abbildung 65.
 Winkelverzerrung, *Verm.* 467.
 Winkler, Biegetheorie 1602.
 Winterdeich 936.
 Winterfällung 1736.
 Winterhafen 1074.
 Wirbelkraft, *Straß.* 561.
 Wirbelstrom, *Masch.* 1880.
 Wirbelstrombremse 639.
 Wirbelstromverlust 1888.
 Wirkarbeit 1884.
 wirkliche Verschiebung 247.
 Wirkstrom 1884.
 Wirkung, dynamische, *Stahl.* 1554.
 — elektrochemisch, *Bod.* 774.
 — magnetisch 1879.
 Wirkungsgrad, *Bahn.* 684.
 — *Masch.* 1824, 1892.
 Wirkwiderstand 1884.
 wirtschaftlicher Vergleich, *Straß.* 603.
 Wirtschaftlichkeit, *Straß.* 599.
 — Verkehrsmittel 516.
 Wirtschaftsplan, *Stadt.* 1253.
 — *Verk.* 520.
 Wirtschaftsräume, *Bahn.* 618.
 Withney, Ideal-Kriechkurve. 1339.
 Witterungsbeständigkeit 363.
 Wochenspeicher 893.
 Wöhler-Linie 152, 1551.
 Wohndichte 1096, 1287.
 Wohnfläche 1260.
 Wohngebiet 1293.
 Wohnsammelstraße 1267.
 Wohnstraße 1267.
 Wohnungsbau, sozial 1292.
 Wohnungswesen 1292.
 Wohnweg 1267.
 Wölbkrafttorseion 174.
 Wölfbstärke 335.
 Wölbwiderstand 175.
 Wolf, Gehänge 921.
 Wolkenbruch 1169.
 Wollfilzpappe 1712.
 Wuchsfehler, *Holz.* 1741.
 Wucht, *Mech.* 97.
 Wulstflachstahl 1531, 1642.
 Wundstreifen, *Bahn.* 611.
 Wunschelrutendränung 1228.
 Wurfbewegung 89.
 Wurfelfestigkeit, Beton 384, 1329.
 — Holz 1744.
 Wurfweite 90.
 Wurfzeit 90.
 Wurmfraß 356, 1740.
 Wurzel, *Math.* 12, 42.
 — *Stahl.* 1617.
 — Nachschweißen 1632.
 Wurzelmaß 1571.
 Wurzelziehen 3.
 wirtschaftlicher Vergleich *Straß.* 603.
 Zähflüssigkeit, *Straß.* 582.
 Zähigkeit, *Hydr.* 118.
 Zähigkeitskräfte, *Lab.* 1237.
 Zahl, Bernoulli 59.
 — Froude 1238.
 — irrational 42.
 — komplex 62.
 — *n*, *Mass.* 1335, 1352.
 — rational 42.
 — Reynolds 119, 1239.
 — Weber 1240.
 — *o*, *Stat.* 256.
 Zahlenebene, Gauß 63.
 Zahlenpaar 62.
 Zahndubel 1756.
 Zahnkupplung 1817.
 Zahnplatte, *Stahl.* 1724.
 Zahnrad 1820.
 Zahnradpumpe 1843.
 Zahnrandklappe, *Stau.* 955.
 Zahnschwelle 140, 940.
 Zahnstange, *Gleis.* 728.
 Zahnstangenbahn 726.
 Zahnstangenweiche 729.
 Zahnstangenwinde 1854.
 Zange, *Holz.* 1787.
 Zapfen, *Holz.* 1750, 1764.
 — *Masch.* 1814.
 — *Stahl.* 1722.
 Zapfhahn 1146.
 Zapfenbau, *Stadt.* 1282.
 Zeiß-Aerotoptograph 463.
 Zeiß-Netzwerk 1464.
 Zeitbeiwertverfahren, *Entw.* 1178.
 Zeitersparnis, *Verk.* 506.
 Zeitfestigkeit 1553, 1587.
 Zeitfestigkeitskurve 1551.
 Zeitvorsprung, *Verk.* 523.
 Zeitwegelinie, *Verk.* 515.
 Zeitzonenkarte, *Verk.* 519.
 Zeilensilo 1452.
 Zement, *Mass.* 1322.
 — *Stoff.* 375.
 — *Straß.* 582.
 — Biegezugfestigkeit 380.
 — chemische Angriffe 382.
 — Erhärtung 378.
 — Feinheit 377.

- Zement, Festigkeit 379.
 — hochwertig 379.
 — Lagerbeständigkeit 381.
 — Normenfestigkeit 379.
 — Normenprüfung 380.
 — Quellen 381.
 — Raumbeständigkeit 381.
 — Schwinden 381.
 — Vorschriften 382.
 Zementbazillus 1341.
 Zementgehalt 1326.
 Zementit 411.
 Zementklinker 377.
 Zementmörtel 371, 382.
 — Druckfestigkeit 384.
 — verlängert 372.
 Zementputz 1458.
 Zementschlemme 1325.
 Zementschotterdecke 588.
 Zementschwemmsteine 403.
 Zementzusatz 1459.
 Zentesmalteilung, *Verm.* 442.
 Zentrierleiste 1710.
 Zentrierstück 1605.
 Zentrifugalmoment, *Fest.* 160.
 Zentrifugalventilator 1850.
 Zentripetalbeschleunigung 88.
 Zentriwinkel, *Verm.* 472.
 Zerkleinerungsmaschine 1873.
 Zermürbung, *Stahl.* 1550.
 Zerreibfestigkeit, *Holz.* 1752.
 — *Stahl.* 418, 1567.
 Zerstörung, Steinbauten 364.
 zerstörungsfreie Prüfung 1623.
 Ziegel, Wärmeleitfähigkeit 367.
 Ziegemehl 405.
 Zielachse, *Verm.* 447.
 Zielfernrohr 447.
 Zimmermann-Effekt 1555.
 Zimmermannsdubel 1755.
 Zink 430.
 Zinkblech 430.
 Zinsendienst, *Verk.* 526.
 Zinseszinsrechnung 9.
 Zisterne 1104.
 Zonentarif 534.
 Zubringerstraße 573, 1312.
 Zug, *Bahn.* 614.
 — *Fest.* 155.
 — *Verm.* 464.
 — angeschlossen, *Verm.* 466.
 — außermittig, *Mass.* 1363.
 — Eisenbeton 1350.
 — geschlossen, *Verm.* 465.
 — offen, *Verm.* 465.
 Zuganker, *Grund.* 813.
 Zugband, *Fest.* 208.
 — *Mass.* 1343, 1486.
 Zugband, *Stahl.* 1679, 1690.
 — *Stat.* 315.
 Zugbanddehnung, *Mass.* 1489, 1509.
 Zugbeeinflussung 645.
 — induktiv 660.
 Zugbegleitpersonal 682.
 Zugbetrieb, *Bahn.* 680.
 Zugbildungsanlagen 633.
 Zugbildungsplan 622.
 Zugebeverfahren, *Verm.* 444.
 Zugeckpunkt, *Verm.* 464.
 Zugfestigkeit, *Holz.* 1745.
 — Beton 392, 1331.
 — Niet 1569.
 — Schrauben 1574.
 Zuggewölbe 1482.
 Zuggraben 1223.
 Zugkraft, *Bahn.* 673.
 — *Straß.* 559.
 — *Verk.* 498.
 — tierisch 559.
 — Umlenkung, *Mass.* 1378.
 Zugmeldestelle 662.
 Zugpendel 1729.
 Zugpfahl 829, 842.
 Zugring, *Fest.* 200.
 Zugschranke 611.
 Zugseil, *Gleis.* 731.
 Zugseite, *Verm.* 464.
 Zugspannung in Nietten 1568.
 Zugstab, *Fest.* 155.
 — *Stahl.* 1576.
 — Bemessung, *Stahl.* 1578.
 Zugstange, *Holz.* 1794.
 Zugstoß, *Holz.* 1766.
 Zugtier 559.
 Zugversuch, *Stahl.* 1533, 1577.
 Zugwiderstand, *Bahn.* 675.
 Zugzone, gerissen 1351.
 — Mitwirken, *Mass.* 1361.
 — versagend, *Fest.* 163.
 Zuladefähigkeit 501.
 zulässige Beanspruchung, *Holz.* 1743, 1786.
 — Bodenpressung 804.
 — Spannung, *Stahl.* 1537, 1556.
 Zulauframpe, *Bahn.* 636.
 Zunge, *Gleis.* 717.
 Zungenvorrichtung, *Gleis.* 717.
 Zurückhaltung, *Fluß.* 934.
 Zusammenarbeit, Verkehrsmittel 534.
 Zusammendruckung, *Bod.* 774.
 — Lehrgerüst 1790.
 Zusammenstoß, *Mech.* 108.
 Zusammenwirken, Niet und Schweißung 1662.
 Zusatzkräfte 1606, 1666, 1687.
 Zusatzwerkstoff 422, 1613.
 Zuschlagstoffe 384, 1323.
 Zustandsänderung, adiabatisch 1846.
 — isothermisch 1847.
 Zustandsschaubild, *Mass.* 1390.
 Zustandsschaubild, *Stoff.* 413.
 Zustimmungsfeld, *Bahn.* 655.
 Zuwachsfläche, *Stahl.* 1679.
 zwangläufige Scheibenkette 224.
 — Stabverbindungen 224.
 Zwangsschiene, *Gleis.* 699.
 Zwangsmischer 1876.
 Zwängungskraft, *Stahl.* 1606.
 Zwängungsspannung, *Stahl.* 1721.
 Zweibild-Auswertinstrument 463.
 zweidimensionale Probleme 176.
 Zweigelenkbinde, *Holz.* 1778.
 Zweigelenkbogen, *Mass.* 1486.
 — *Stahl.* 1689.
 — *Stat.* 320.
 Zweigelenkrahmen, *Holz.* 1778.
 — *Stahl.* 1692.
 — *Stat.* 324.
 Zweikammerwasserschloß 995.
 Zweiphasensystem, *Bod.* 772.
 zweiseitige Nietverbindung 1564.
 Zweitaktverfahren 1835.
 zweiteilige Druckstäbe, *Stahl.* 1680.
 — Fachwerke, *Stahl.* 1676.
 zweiwandige Träger 1670.
 Zwillingsfluß 897.
 Zwillingschleuse 1026.
 Zwillingsträger 1669.
 Zwischenanstrich 421, 1590.
 Zwischenbahnhof 621.
 Zwischenfachwerk 293, 1677.
 Zwischengerade, *Bahn.* 609.
 Zwischenpfeiler 1483.
 Zykloide, *Math.* 82.
 Zykloidenverzahnung 1821.
 Zylinder, *Fest.* 157.
 — *Math.* 72, 81.
 Zylinderfunktion 55.
 Zylinderkoordinaten 80.
 Zylinderschutz, *Binn.* 1025.
 Zylinderzapfen-Kipplager 1722.
 zylindrische Schale 1459.
 — Bolzen 1572.

Das Cross-Verfahren. Die Berechnung biege-fester Tragwerke nach der Methode des Momentenausgleichs. Von Dr.-Ing. **Johannes Johanson**. Mit 18 Zahlenbeispielen und 137 Abbildungen. XI, 123 Seiten. 1948. DMark 14.40

Die Statik im Stahlbetonbau. Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik. Von Dr.-Ing. **Kurt Beyer**, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage. Berichtigter Neudruck. Mit 1372 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. XII, 804 Seiten. 1948. Gebunden DMark 66.—

Statik der Tragwerke. Von Dr.-Ing. habil. **Walther Kaufmann**, ord. Professor an der Technischen Hochschule zu München. (Handbibliothek für Bauingenieure. Ein Hand- und Nachschlagewerk für Studium und Praxis. Begründet von Robert Otzen. IV. Teil: Konstruktiver Ingenieurbau. 1. Band.) Dritte, ergänzte und verbesserte Auflage. Mit 364 Abbildungen. VIII, 314 Seiten. 1949. DMark 25.50

Die Methoden der Rahmenstatik. Aufbau, Zusammenfassung u. Kritik. Von Dr.-Ing. habil. **Otto Luetkens**. Mit 40 Abb. Etwa 290 Seiten. Etwa DMark 36.—; gebunden etwa DMark 39.—

Stabilitätsprobleme der Elastostatik. Von Professor Dr. **A. Pflüger**, Hannover. Mit etwa 250 Abbildungen. Etwa 350 Seiten. (Erscheint im Sommer 1949.) Etwa DMark 38.—

Technische Statik. Ein Lehrbuch zur Einführung ins technische Denken. Von Dipl.-Ing. D. Dr. phil. **Wilhelm Schlink**, Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt. Unter Mitarbeit von Dr.-Ing. habil. **Heinrich Dietz**, Dozent an der Technischen Hochschule Darmstadt. Vierte und fünfte Auflage. Mit 511 Abbildungen im Text. X, 431 Seiten. 1948. DMark 27.60

Einführung in die Technische Mechanik. Nach Vorlesungen von Dr.-Ing. habil. **Walther Kaufmann**, ord. Professor der Mechanik an der Technischen Hochschule zu München. Erster Band: **Statik starrer Körper**. Mit 211 Abbildungen. Etwa 200 Seiten. Etwa DMark 18.—

Der Bauingenieur. Zeitschrift für das gesamte Bauwesen. Herausgeber: Professor Dr.-Ing. **F. Schleicher**, Berlin, Mitherausgeber: Professor Dr.-Ing. **A. Mehmel**, Darmstadt. 24. Jahrgang, 1949. Monatlich ein Heft im Umfang von 32 Seiten DIN A 4. Halbjährlich (6 Hefte) DMark 18.—

Diese anerkannte Zeitschrift erscheint seit dem Frühjahr 1949 wieder regelmäßig.

Die Eigenschaften des Betons. Versuchsergebnisse und Erfahrungen zur Herstellung und Beurteilung des Betons. Von **Otto Graf**, ord. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart, Direktor des Instituts für Bauforschung und Materialprüfungen des Bauwesens, Vorstand der Materialprüfungsanstalt. Mit etwa 350 Abb. Etwa 400 Seiten. (Erscheint Herbst 1949.)
Etwa DMark 30.—; gebunden etwa DMark 34.—

Die Temperaturverteilung im Beton. Von Dr.-Ing. habil. **Kurt Hirschfeld**, ord. Professor an der Technischen Hochschule Aachen. Mit 173 Abbildungen im Text und in einem Anhang sowie 15 Zahlentafeln. IV, 154 Seiten. 1948. DMark 36.—

Chemie für Bauingenieure und Architekten. Das Wichtigste auf dem Gebiet der Baustoff-Chemie in gemeinverständlicher Darstellung. Von Dr. **Richard Grün** †, ehem. Professor an der Technischen Hochschule Aachen, ehem. Direktor des Forschungsinstituts der Hüttenzementindustrie Düsseldorf. Vierte, umgearbeitete Auflage. Mit 65 Abbildungen. Etwa 220 Seiten. (Erscheint Sommer 1949.)
Etwa DMark 16.50

H. Rietschels Lehrbuch der Heiz- und Lüftungstechnik. Zwölfte, verbesserte Auflage. Von Professor Dr.-Ing. **Heinrich Gröber**, Vorsteher der Versuchsanstalt für Heizungs- und Lüftungswesen an der Technischen Universität Berlin. Unter Mitarbeit von Dr. habil. **F. Bradtke**. Mit 317 Abbildungen, 17 Zahlentafeln und den Hilfstafeln I—VII. X, 399 Seiten. 1948.
DMark 45.—

Praxis der Abwasserreinigung. Von Dr.-Ing. **W. Husmann**, Abteilungsvorsteher der Emscher-Genossenschaft und des Lippe-Verbandes in Essen. Mit etwa 53 Abb. und 15 Zahlentafeln. Etwa 180 Seiten. (Erscheint Herbst 1949.) Etwa DMark 15.—

Konforme Abbildung. Von Dipl.-Ing., Dr. phil. **Albert Betz**, Direktor des Max-Planck-Instituts für Strömungsforschung und Professor an der Universität Göttingen. Mit 276 Bildern. VIII, 359 Seiten. 1948.
DMark 36.—

Vermessungskunde. Von Dr.-Ing. **Martin Näbauer**, Geh. Baurat, ord. Professor an der Technischen Hochschule zu München. Dritte, ergänzte und verbesserte Auflage. Mit 460 Textabbildungen. X, 435 Seiten. 1949.
DMark 36.—; Halbleinen DMark 38.40
