

Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis

Herausgegeben von

Robert Otzen

Geheimer Regierungsrat,
Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover

- I. Teil: Hilfswissenschaften 5 Bände
- II. Teil: Eisenbahnwesen und Städtebau .. 9 Bände
- III. Teil: Wasserbau 8 Bände
- IV. Teil: Brücken- und Ingenieur-Hochbau . 4 Bände

Inhaltsverzeichnis.

I. Teil: Hilfswissenschaften.

- 1. Band: Mathematik. Von Prof. H. E. Timerding, Braunschweig. Mit 192 Textabbildungen. VIII und 242 Seiten. 1922. Gebunden GZ. 6.4*
- 2. Band: Mechanik. Von Dr.-Ing. Fritz Rabbow, Hannover. Mit 237 Textabbildungen. VIII und 203 Seiten. 1922. Gebunden GZ. 6.4*
- 3. Band: Maschinenkunde. Von Prof. H. Weihe, Berlin-Lankwitz. Mit 445 Textabbildungen. VIII und 228 Seiten. Erscheint Anfang 1923.
- 4. Band: Vermessungskunde. Von Prof. Dr. Martin Näbauer, Karlsruhe. Mit 344 Textabbildungen. X und 338 Seiten. 1922. Gebunden GZ. 11*
- 5. Band: Betriebswissenschaft. Von Dr.-Ing. Max Mayer, Duisburg. Erscheint voraussichtlich im Jahre 1923.

II. Teil: Eisenbahnwesen und Städtebau.

- 1. Band: Städtebau. Von Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Prof. G. Schimpff †, Aachen, und Stadtbauinspektor Dr.-Ing. W. Schmidt, Stettin. Mit 482 Textabbildungen. XII und 478 Seiten. 1921. Gebunden GZ. 15*
- 2. Band: Linienführung und allgemeine Bahnanlage. Von Prof. Dr.-Ing. E. Giese, Charlottenburg, Prof. Dr.-Ing. Otto Blum und Prof. Dr.-Ing. Risch, Braunschweig. Mit etwa 160 Textabbildungen. Umfang etwa 320 Seiten. Erscheint voraussichtlich im Jahre 1923.
- 3. Band: Unterbau. Von Prof. W. Hoyer, Hannover. Mit etwa 120 Textabbildungen. Umfang etwa 170 Seiten. Erscheint voraussichtlich Anfang 1923.
- 4. Band: Oberbau und Gleisverbindungen. Von Regierungs- und Baurat Bloss, Dresden. Erscheint voraussichtlich im Sommer 1923.

* Die eingesetzten Grundzahlen (GZ.) entsprechen den ungefähren Vorkriegspreisen und ergeben mit dem jeweiligen Entwertungsfaktor (Umrechnungsschlüssel) vervielfacht den Verkaufspreis. Über den zur Zeit geltenden Umrechnungsschlüssel geben alle Buchhandlungen sowie der Verlag bereitwilligst Auskunft.

5. Band: **Bahnhöfe.** Von Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Prof. Dr.-Ing. Risch, Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. Ammann, Karlsruhe, und Regierungs- und Baurat a. D. v. Glinski, Chemnitz. Erscheint voraussichtlich im Sommer 1923.
6. Band: **Eisenbahn-Hochbauten.** Von Regierungs- und Baurat Cornelius, Berlin. Mit 157 Textabbildungen. VIII und 128 Seiten. 1921. Gebunden GZ. 6.4*
7. Band: **Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe.** Auf Grund gemeinsamer Vorarbeit mit Prof. Dr.-Ing. M. Oder † verfaßt von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. W. Cauer, Berlin; mit einem Anhang „Fernmeldeanlagen und Schranken“ von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Fritz Gerstenberg, Berlin. Mit 484 Abbildungen im Text und auf 4 Tafeln. XVI und 459 Seiten. 1922. Gebunden GZ. 15
8. Band: **Verkehr, Wirtschaft und Betrieb der Eisenbahnen.** Von Oberregierungs-Baurat Dr.-Ing. Jacobi, Erfurt, Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, und Prof. Dr.-Ing. Risch, Braunschweig. Erscheint voraussichtlich im Jahre 1923.
9. Band: **Eisenbahnen besonderer Art.** Von Prof. Dr.-Ing. Ammann, Karlsruhe, und Regierungsbaumeister H. Nordmann, Steglitz. Erscheint voraussichtlich im Jahre 1923.

III. Teil: Wasserbau.

1. Band: **Grundbau.** Von Regierungsbaumeister a. D. O. Richter, Frankfurt a. M. Mit etwa 300 Textabbildungen. Umfang etwa 220 Seiten. Erscheint voraussichtlich im Jahre 1923.
2. Band: **See- und Seehafenbau.** Von Prof. H. Proetel, Aachen. Mit 292 Textabbildungen. X und 221 Seiten. 1921. Gebunden GZ. 7.5*
3. Band: **Flußbau.** Von Regierungs-Baurat Dr.-Ing. H. Krey, Charlottenburg.
4. Band: **Kanal- und Schleusenbau.** Von Regierungs-Baurat Engelhard, Oppeln. Mit 303 Textabbildungen und einer farbigen Übersichtskarte. VIII und 261 Seiten. 1921. Gebunden GZ. 8.5*
5. Band: **Wasserversorgung der Städte und Siedlungen.** Von Prof. O. Geißler, Hannover, und Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. J. Brix, Charlottenburg. Erscheint voraussichtlich Ende 1923.
6. Band: **Entwässerung der Städte und Siedlungen.** Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. J. Brix, und Prof. O. Geißler, Hannover. Erscheint voraussichtlich Ende 1924.
7. Band: **Kulturtechnischer Wasserbau.** Von Geh. Reg.-Rat Prof. E. Krüger, Berlin. Mit 197 Textabbildungen. X und 290 Seiten. 1921. Gebunden GZ. 9.5*
8. Band: **Wasserkraftanlagen.** Von Dr.-Ing. Adolf Ludin, Karlsruhe. Erscheint voraussichtlich im Sommer 1923.

IV. Teil: Brücken- und Ingenieurhochbau.

1. Band: **Statik.** Von Prof. Dr.-Ing. Walther Kaufmann, Hannover. Mit 385 Textabbildungen. VIII und 352 Seiten. 1923.
2. Band: **Holzbau.** Von N. N.
3. Band: **Massivbau.** Von Geh. Reg.-Rat Prof. Robert Otzen, Hannover. Erscheint im Frühjahr 1923.
4. Band: **Eisenbau.** Von Prof. Martin Grüning, Hannover. Erscheint voraussichtlich im Frühjahr 1923.

* Die eingesetzten Grundzahlen (GZ.) entsprechen den ungefähren Vorkriegspreisen und ergeben mit dem jeweiligen Entwertungsfaktor (Umrechnungsschlüssel) vervielfacht den Verkaufspreis. Über den zur Zeit geltenden Umrechnungsschlüssel geben alle Buchhandlungen sowie der Verlag bereitwilligst Auskunft.

Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch
für Studium und Praxis

Herausgegeben

von

Robert Otzen

Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule
zu Hannover

II. Teil. Eisenbahnwesen und Städtebau. 3. Band:

Unterbau

von

W. Hoyer



Berlin

Verlag von Julius Springer

1923

U n t e r b a u

Von

W. Hoyer

Professor an der Technischen Hochschule
Hannover

Mit 162 Textabbildungen



Berlin

Verlag von Julius Springer

1923

ISBN 978-3-642-98544-7
DOI 10.1007/978-3-642-99359-6

ISBN 978-3-642-99359-6 (eBook)

**Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.
Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1923**

Vorwort.

Der I. Abschnitt des vorliegenden Bandes bringt als Einleitung eine kurze Übersicht über diejenigen geologischen, physikalischen und chemischen Verhältnisse der Erdkruste, welche die Ausführung und die Wirtschaftlichkeit der Erd-, Fels- und Tunnelarbeiten maßgebend beeinflussen, sowie über die zweckmäßigsten Arten der Bodenuntersuchungen. Daran schließt sich die Schilderung der Erd- und Felsarbeiten selber, wobei vor allem die in der Neuzeit immer mehr in den Vordergrund tretende Verwendung der Maschinenarbeit berücksichtigt worden ist, während die Veranschlagung der Arbeiten im Hinblick auf die gebotene Raumeinschränkung des Bandes nur kurz berührt ist.

Im II. Abschnitt machen allgemeine Angaben über die Auf- und Abträge und deren Berechnung den Anfang. Dann folgt die Beschreibung der Herstellung und Sicherung der Dämme und Einschnitte, wobei der Vorbeugung und der Abhilfe größerer Rutschungen dieser Erdkörper ein etwas breiterer Raum gewährt ist. Des weiteren sind die Stütz- und Futtermauern, soweit sie für den Eisenbahnunterbau in Betracht kommen, behandelt werden. Den Schluß macht eine Übersicht über Nebenanlagen, wie Abteilungs-, Neigungs- und sonstige Streckenzeichen.

Der III. Abschnitt enthält die erforderlichen Angaben über Durchlässe und Düker.

Der IV. Abschnitt endlich umfaßt die Darstellung des Tunnelbaues. Der Reihe nach sind zunächst Zweck und Trassierungselemente sowie die verschiedenen Arten und die Vorbereitung des Baues des Tunnels, sodann die Gestaltung des fertigen Tunnels, darauf die bergmännischen und Maurerarbeiten, des weiteren die Tunnelbauweisen, ferner die neuerdings immer mehr Bedeutung gewinnenden Sicherungs- und Unterhaltungsarbeiten, endlich ganz kurz die Veranschlagung des Baues abgehandelt worden. Auch hier wirkte wieder die nicht zu vermeidende Beschränkung des Umfanges des Bandes sehr einengend auf die Behandlung des Stoffes ein. Dies gilt insbesondere bezüglich der Beschreibung ausgeführter älterer und neuer Tunnelbauten und leider auch bezüglich der Beifügung praktischer Regeln für die Herstellung des Tunnelgebäudes, welche bei der Eigenart der in jedem Einzelfalle den örtlichen Verhältnissen anzupassenden Bauausführung besondere Sorgfalt erfordert. Manche Angaben hierüber finden sich in den Abhandlungen, welche im Literaturverzeichnis aufgezählt sind.

Hannover, im Juli 1923.

Hoyer.

Inhaltsverzeichnis.

I. Erd- und Felsarbeiten.

	Seite
1. Beschaffenheit der Erdrinde	1
a) Geologische Verhältnisse	1
b) Physikalische und technische Verhältnisse der Gesteine	13
2. Bodenuntersuchungen	18
3. Bodengewinnung	21
a) Vorarbeiten	21
b) Einteilung der Bodenarten nach den Lösungsarten	23
c) Handgewinnung	24
d) Bodengewinnung mittels Maschinen	29
e) Handarbeit und Maschinenarbeit	38
4. Arbeitsbetrieb am Entnahmeort	39
a) Allgemeine Übersicht	39
b) Arbeitsplan	40
c) Anordnungen der Entnahme	40
d) Zusammenstellung der verschiedenen Betriebsarten	44
5. Bodenförderung	44
a) Übersicht	44
b) Schiebkarrenförderung	45
c) Kippkarrenförderung	46
d) Rollwagenförderung	46
e) Vergleich der verschiedenen Förderarten	53
f) Seltene Förderarten	55
6. Arbeitsbetrieb am Ablagerungsort	57
a) Seitenablagerung	57
b) Dammschüttungen	57
c) Schiebkarrenbetrieb	58
d) Kippkarrenbetrieb	59
e) Rollwagenbetrieb auf Gleisen	59
f) Hinterfüllung und Überschüttung der Bauwerke	60
Literatur	60

II. Bahnkörper und Nebenanlagen.

1. Auf- und Abträge	61
a) Massenausgleich	61
b) Kostenberechnung der Bodenförderung	65
c) Beziehungen zwischen dem Gleis und der Anordnung der Auf- und Abträge	65
2. Dämme	66
a) Gestalt	66
b) Untergrund	67
c) Schüttmaterial	69
d) Wasserverhältnisse	70
e) Schüttung der Dämme	72
f) Böschungsbefestigungen	73
g) Rutschungen	76
h) Die eigentlichen Dammrutschungen	78
3. Einschnitte	85
a) Gestalt der Einschnitte	85
b) Einschnittsbau	87
c) Böschungssicherung	87

	Seite
d) Sicherung der Sohle	90
e) Sicherung der Einschnittsrampen	90
f) Anschnitte	90
g) Einschnittsrutschungen	91
4. Stütz- und Futtermauern	97
a) Allgemeines	97
b) Berücksichtigung der Bodenbeschaffenheit und Lagerung bei den Erddruck- annahmen	97
c) Baustoffe	98
d) Mauerprofile	99
e) Die einzelnen Teile der Mauern	101
f) Die Abwässerung	102
g) Hinterfüllung	103
h) Bauzeit für bestimmte Fälle	103
i) Verkleidungsmauern	104
k) Trockenmauern	104
5. Sonstige Nebenanlagen	104
a) Abteilungszeichen	104
b) Neigungszeiger und Krümmungstafeln	105
c) Sonstige Streckenzeichen	106

III. Kreuzung von Eisenbahn und Wasserlauf. Durchlässe.

a) Allgemeines	107
b) Arten von Durchlässen	107
c) Durchflußprofile	107
d) Rohrdurchlässe	108
e) Plattendurchlässe	109
f) Gewölbte Durchlässe	109
g) Durchlässe mit stark geneigter Sohle	110
h) Offene Durchlässe mit eisernem Überbau	111
i) Düker	111
k) Überführungen von Wasserläufen	112

IV. Tunnelbau.

A. Allgemeines	114
a) Zweck des Tunnels	114
b) Steigungen, Krümmungen und Längen	115
c) Die verschiedenen Arten von Tunneln	116
d) Vorarbeiten	117
a) Geologische Vorerhebungen	117
β) Geometrische Vorarbeiten	120
γ) Statische Berechnung und Mauerstärkenwahl	121
B. Gestalt des fertigen Tunnels	126
a) Profile	127
b) Portale	128
c) Tunnelnischen und Kammern	129
d) Bewässerungsanlagen	129
e) Entwässerungsanlagen	131
C. Bergmännische und Maurerarbeiten	132
a) Allgemeines	132
b) Bergmännische Arbeiten	133
α) Allgemeines	133
β) Bohrarbeit	133
γ) Sprengarbeit	139
δ) Schutterung	144
c) Zimmerarbeiten	146
d) Mittels Ausbruch und Zimmerung werden hergestellt:	
a) Stolln	147
β) Schächte	150
γ) Vollausbau	154
e) Maurerarbeiten	159
f) Arbeitsplan	163

	Seite
D. Die Tunnelbauweisen	164
Einleitung	164
Bauweise 1: Vollprofil	164
" 2: Altdeutsche Bauweise	165
" 3: Belgische Bauweise	166
" 4: Englische Bauweise	167
" 5: Verbesserte englische Bauweise	168
" 6: Wie 5 mit Baubetrieb mehrerer Zonen nebeneinander	169
" 7: Firstschlitz-Bauweise	170
" 8: Schildvortrieb-Bauweise	171
" 9: Bau im offenen Einschnitt	174
" 10: Das Gefrierverfahren	174
Bau der Tunnel von besonders großer Länge	176
E. Sicherung und Unterhaltung des Tunnels	177
a) Tunnelbuch	177
b) Revisionen	177
c) Laufende Unterhaltungsarbeiten	177
d) Größere Unterhaltungsarbeiten	177
a) Abstellung von Wasserschäden	178
β) Verstärkung des Mauerwerks	179
γ) Erneuerung des Mauerwerks	179
F. Veranschlagung der Baukosten	181
Literatur	184
Sachverzeichnis	186

Berichtigungen.

Seite 33, Zeile 3 von unten:

statt „und 22“ richtig „und 23“.

Seite 34, Zeile 8 von unten:

statt „(Abb. 23)“ richtig „(Abb. 22)“.

Seite 79, Zeile 1 von oben:

statt „Abb. 54“ richtig „Abb. 49“.

Seite 122 oben:

statt „e) Allgemeines“ richtig „1. Allgemeines“.

Seite 122 unten:

statt „f) Die Druckzonen“ richtig „2. Die Druckzonen“.

Seite 124 oben:

statt „g) Gestalt“ richtig „3. Gestalt“.

Seite 124 unten:

statt „h) First- usw.“ richtig „4. First- usw.“.

Seite 125 mitten:

statt „i) Drucklinie“ richtig „5. Drucklinie“.

Die Abschnitte 1—5 sind Unterabschnitte zu γ) Statische Berechnung oder Annahmen des Tunnelgewölbes und seiner Mauerstärken (S. 121).

I. Erd- und Felsarbeiten.

1. Beschaffenheit der Erdrinde.

a) Geologische Verhältnisse.

Mit fortschreitender Herausbildung der verschiedenen Arbeitsweisen im Erd- und Felsbau hat sich in den letzten Jahrzehnten die Erkenntnis immer mehr Bahn gebrochen, daß die geologische Beschaffenheit der Erdrinde von sehr großer Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit der Bauausführung, also der Behandlung der Gesteine im Ab- und Auftrag, wie auch für die Unterhaltung des fertigen Erdkörpers, aber nicht minder für die Standsicherheit und Lebensdauer der Einschnitte, Dämme und Kunstbauten ist. Manche Sande des Tertiärs können beispielsweise im Einschnitt unbedenklich mit 1 : 1 geböscht werden, während die Sande des Diluviums, welche äußerlich von den erstgenannten zumeist nicht leicht zu unterscheiden sind, durchweg anderthalbfache Böschung erfordern. Die Kalke der germanischen Trias bedürfen fast niemals irgendwelcher Verkleidung selbst in sehr tiefen Einschnitten. Umgekehrt bedingt bei vielen äußerlich ganz gleichartigen Kalken des norddeutschen Weißjuras das rasche Zerfallen derselben an der Luft eine baldige Bedeckung der freigelegten Gesteinsflächen.

Die sandigen Mergel des unteren Weißjuras lassen sich insbesondere bei flach geneigter Lagerung noch mit großem Vorteil mittels des Eimerkettenbaggers abbauen, während andererseits die sehr ähnlichen Flammenmergel der Unteren Kreide nur mittels Sprengarbeit und niemals im Baggerbetriebe gelöst werden können.

Nachstehend folgen einige Angaben aus der Petrographie, Stratigraphie und Tektonik, soweit sie für die Erd- und Felsarbeiten von Bedeutung sind.

Petrographie.

a) Eruptive.

Wesentliche Bestandteile.	Kalifeldspate.		Kalknatronfeldspate.	
	Quarz, Glimmer.	Hornblende.	Hornblenden, Augit.	Augite, Olivin.
Tiefengesteine.	Granit.	Syenit.	Diorit.	Gabbro.
Oberflächengesteine.	Quarzporphyr.	Quarzfreier Porphyr.	Porphyr.	Diabas, Melaphyr.
	Liparit.	Phonolit, Trachyt.	Andesit.	Basalt.

Die sämtlichen Eruptive sind aus feurig-flüssigem Schmelzfluß erstarrt, und zwar die Tiefengesteine langsam und im Innern anderer Gesteine, die Oberflächengesteine rasch und an der Oberfläche der jeweiligen Erdkruste. Dem-

entsprechend besitzen die Tiefengesteine, welche massige, stock- oder gangförmige Vorkommen bilden und selbstverständlich jeglicher Auswurfsbegleiter entbehren, körnige Struktur und bisweilen bankige oder plattige, durch Abkühlungsschrumpfung hervorgerufene Absonderungsformen. Die Oberflächen-gesteine mit ihren Decken-, Lager- und Kuppenformen sind dagegen durch porphyrische Struktur ausgezeichnet, d. h. sie bestehen aus einer feinkörnigen bis glasigen Grundmasse mit eingesprengten größeren Kristallen.



Abb. 1.

Bei ihnen hat die Abkühlungsschrumpfung besonders häufig bankige, plattige oder säulenförmige Absonderungsformen hervorgerufen (Abb. 1).

Oftmals treten bei ihnen als Explosionsauswürflinge ausgedehnte Lager von Tuffen und Aschen hervor.

Von bedeutendem Einfluß auf die Beschaffenheit sämtlicher Eruptive sind die Mineralien, welche sie zusammensetzen. Quarz bedingt große Härte, Glimmer ein gewisse Spaltbarkeit, Hornblenden und Augite recht häufig erhebliche Zähigkeit und höheres spezifisches Gewicht der Gesteine.

Alle voraufgeführten Eigenschaften der Eruptive sind bei der Wahl der Arbeitsweise im Felsbau sorgfältig zu berücksichtigen.

Der gegenwärtige Anteil der Eruptive an der Erdoberflächenbedeckung mag etwa 15 % betragen, doch sind hierüber selbstverständlich genaue Angaben nicht möglich.

b) Kristalline Schiefer.

Die Haupttypen der sehr artenreichen Gruppe der kristallinen Schiefer sind nachstehend aufgeführt.

	Gneis.	Glimmerschiefer.	Chlorit und Talk-schiefer.	Phyllit.
Wesentliche Bestandteile.	Feldspat, Quarz, Glimmer.	Glimmer u. Quarz, Übergänge zu Quarzschiefer.	Chlorit, Talk.	Glimmer, Quarz.

Die Gesteine sind nachträglich teils aus Eruptiven, teils aus Sedimenten durch Einwirkung von Druck und Wärme entstanden und verdanken ihren Namen der ausgeprägten Schieferstruktur. Sie bilden einmal die auf 30—40 km Mächtigkeit geschätzten ältesten Schichten über der Erstarrungskruste der Erde. Sodann treten sie auch in weit jüngeren Schichten da auf, wo diese durch die gebirgsbildenden Krustenbewegungen sehr starkem Druck ausgesetzt gewesen sind. Endlich nehmen vom Wasser und Eis fortgeführte Rollstücke kristalliner Schiefer wesentlichen Anteil an der Zusammensetzung diluvialer Sande und Kiese.

Bei der durchaus nicht gleichmäßigen Ausbildung der einzelnen Arten von kristallinen Schiefen ist ein sorgfältiges Studium des Gesteinscharakter schon bei Ausführung der Vorarbeiten um so notwendiger, als diese Gesteine im Gegensatz zu den Eruptiven sehr große Gebiete der Erdoberfläche bedecken. Ein ansehnlicher Teil der Eisenbahnen des Königreichs Sachsen, der Alpen und der skandinavischen Halbinsel liegt im Gebiet der kristallinen Schiefer.

c) Sedimente.

Bezeichnung	Bestandteile	Struktur und Lagerform	Verwitterung
Trümmer-sedimente.			
Sand.	Quarz, weniger häufig Feldspat-, Kiesel-schiefer- oder andere Körner. Beimengungen: Ton, Mergel, Kalk, Glimmer, Eisenverbindungen.	Staub bis grobes Korn; Lager oder Nester.	—
Kies, Schotter, „Seifen“.	Gerundete oder eckige Körner aller Gesteine. Beimengungen: Ton, Lehm.	Lager, Nester, Schotterkegel vor Flußmündungen.	Kalkig-mergelige Schotter zerfallen zu Staub.
Schutthalden.	Große und kleine Blöcke vermengt mit Grus, alles von den an der Rückseite der Halde anstehenden Gesteinen herkommend.	Ungeschichtet zumeist im labilen Gleichgewicht.	Starke Zersetzung selbst sehr harter Gesteine infolge Einwirkung der in der Halde befindlichen Wasser, welche oft Kohlensäure führen.
Sandstein, Übergänge zu Quarzit.	Quarz — seltener Feldspat in sehr verschiedenem Bindemittel.	Grob- und feinkörnig, parallel oder diagonal geschichtet, plattig bis bankig.	Tonig: magersandiger Lehm; mergelig — kalkig — dolomitisch: loser Sandboden; kieselig: steriler Sand mit Quarzbrocken.
Konglomerat: gerundete, Breccien: eckige Stücke.	Stücke aller Größen und aller möglichen Gesteine in verschiedenem Bindemittel.	Teils geschichtet, teils ungeschichtet.	Bei tonig-mergeligem Bindemittel: loser Schotter.

Bezeichnung	Bestandteile	Struktur und Lagerform	Verwitterung
Grauwacke.	Quarz — Feldspat — Kieselschiefer und Eruptivkörner in kieseligen, tonigen, seltener kalkigem Bindemittel dunkler Färbung.	Feinkörnig bis konglomeratisch. Meist wohlgeschichtet.	Sandiger oder toniger Boden.
Ton.	Tonerdesilikat sehr verschiedener Farbe mit Einschlüssen von Quarz, Kalk, Gips, Eisenkies, Brauneisenstein, Glimmer.	Geschiefert, geschichtet, ungeschichtet, bankig oder nestförmig abgelagert.	Gelber oder brauner Lehm.
Dazu Kaolin.	Reines Tonerdesilikat. Als Verwitterungsprodukt von Eruptiven, Gneisen, Feldspatsandsteinen.	Ungeschichtet. Geschichtet, falls aus Sandsteinen gebildet.	—
Lehme.	Ton mit Sandkörnern.	Lager oder Nester.	—
Löß.	Feiner Quarzstaub mit Ton und Kalkstaub.	Geschichtet bis ungeschichtet.	—
Tonschiefer.	Wie Ton.	Fein geschichtet oder geschiefert.	Lehmiger gelbbrauner seltener grauer Boden.

Ausscheidungssedimente.

Quarzit mit Übergängen zu Sandstein	Quarz, dazu Ton- und Eisenverbindungen sowie Glimmer und andere Mineralien.	Dicht, sehr fest, schieferig oder plattig bis bankig.	Steriler, sandiger Boden mit Quarzsplintern, Klippen, Terraintanten.
Dazu Kiesel-schiefer.	Wie vor, dunkel gefärbt.	Klotzig, parallelepipedisch abgesondert, plattig.	Steriler Boden.
Feuerstein, Kieselsinter, Gur.	—	—	—
Kalkstein.	Rein: kohlenaurer Kalk, meist mit Ton und Eisen — auch Manganverbindungen ferner Glimmer, Bitumen.	Reinste Abart: kristalliner Marmor, sonst dicht, fein- bis grobkörnig, feinplattig-dickbankig, selbst ungeschichtet.	Je nach der Reinheit: steriler kleinstückiger oder lehmig-mergeliger Boden. Karrenfelder, Höhlen.
Dolomit.	Doppelsalz aus kohlen-saurem Kalk und kohlenaurer Magnesia, beigemennt Ton, Eisenkies, Brauneisenstein.	Teils körnig-kristallinisch, auch porös und drusig.	Steriler, loser schüttiger Boden, Klippen.
Mergel	Gemenge von Kalk und Ton, darin Quarz, Glimmer, Eisenkies, Gips u. a., bisweilen mit Kieselsäure getränkt, dann sehr fest.	Fein- bis grobkörnig, auch oolithisch, geschichtet oder ungeschichtet.	Meist schnelles Zerfallen in eckige Stücken.
Anhydrit.	Schwefelsaurer Kalk mit Ton und Quarz u. a.	Dichte Struktur, plattig-bankig.	
Gips.	Wie Anhydrit mit 2 Teilen Wasser.	Wie Anhydrit.	Steile nackte Gesteinsflächen, Erdfälle, Höhlen.

Als Sedimente sind ferner noch Stein- und Kalisalze, Erze und Kohlegesteine aufzuführen, die jedoch hier nicht in Betracht kommen.

Sämtliche Gesteine dieser Gruppe sind entweder in ruhigen bzw. bewegten Wassern, also in Meeren, Binnenseen und Strömen, oder auf dem Festlande, hier durch das Eis, den Wind oder die Wirkung der Schwerkraft abgelagert. Diese Verschiedenartigkeit ihrer Entstehung ist von größtem Einfluß auf ihre Struktur und ihre Eigenschaften. So besitzen beispielsweise die Tiefseekalke außerordentlich dichte, feste Struktur, gewaltige Mächtigkeit und große Ausdehnung der Ablagerungen, umgekehrt die Süßwasserkalke häufig loses Gefüge, weit geringere Mächtigkeit und beschränkte Ausdehnung.

Ferner ist die Beschaffenheit der Sedimentgesteine in hohem Maße durch die gesteinsbildenden Mineralien, welche in der zweiten Spalte der Tabelle aufgeführt sind, beeinflußt. Ein Sandstein aus Quarzkörnern mit kieseligem Bindemittel verwittert fast gar nicht, erreicht eine Druckfestigkeit bis zu 1800 at und übertrifft in dieser Beziehung selbst manche Eruptive. Dagegen zerfällt ein Feldspatsandstein mit tonigem Bindemittel an der Luft sehr rasch zu losem Sand, der des weiteren noch der völligen Verwitterung unterliegt.

Hieraus erhellt, daß auch die Arbeitsweise im Erd- und Felsbau durch die Verschiedenartigkeit der Sedimentgesteine auf das weitgehendste beeinflußt werden muß.

Stratigraphie.

Kristalline Schiefer und Sedimente bilden in gewaltiger Mächtigkeit, welche freilich an verschiedenen Punkten der Erdoberfläche über der Erstarrungskruste durchaus nicht die gleiche ist, den aus vielen Hunderten von einzelnen Lagen bestehenden Panzer der Erdrinde, in welche die Eruptive eingeschaltet sind.

Dabei weisen gleichartige Gesteine ein und derselben Lage oft auf sehr große Entfernungen eine überraschende Gleichartigkeit auf. Einzelne Gesteine sind sogar an bestimmte Lagen gebunden. So kommen beispielsweise Grauwacken und Kieselschiefer nur in älteren Ablagerungen vor, während wiederum Tone und Mergel in diesen nur geringe Ausdehnung besitzen, dagegen in jüngeren Schichten oft in großer Mächtigkeit verbreitet sind.

Mit Hilfe der in den Gesteinen eingeschlossenen fossilen Überreste der jeweilig, insbesondere in den alten Meeresbecken lebenden Tierwelt sowie teilweise auch der Pflanzenüberreste ist es nun gelungen, das relative Alter und die Reihenfolge der Schichten, welche die feste Erdrinde bilden, überall zu ermitteln und die Schichten von unten nach oben wie folgt in Abteilungen einzureihen.

Gruppe	Formation	Abteilung	Gesteine	Deutschland
I Archai- kum.	Gliederung noch nicht überall durchgeführt.		Kristalline Schiefer, besonders Gneis, Glimmerschiefer, iPhylit, sehr viele Eruptive.	Bayrischer Wald, Fichtelgebirge, Erzgebirge, Sudeten, Schwarzwald, Vogesen, Hardt, Odenwald, Spessart, Thüringer Wald.
II Eozoi- kum.	Wie I.		Sandsteine, Konglomerate, Grauwacken, Tonschiefer, Quarzite, Kalke, Dolomite, auch Gips und Salz, viele Eruptive.	Fichtelgebirge, Ostthüringen, Schlesien ohne größere Ausdehnung.

Gruppe	Formation	Abteilung	Gesteine	Deutschland	
III Paläozoikum. Gesamt- mächtigkeit bis zu 30000 m	Kambrium.	Unteres.	Sandsteine, Grauwacken, Tonschiefer (Ton), auch Kalk und Mergelschiefer.	Fehlt.	
		Mittleres.	Konglomerate, Grauwacken, Sandsteine, sandige Schiefer, Tonschiefer, Quarzite.	Thüringen, Fichtelgebirge, Hohes Venn.	
		Oberes.	Konglomerate, harte Sandsteine, Ton- und Kalkschiefer, Quarzite.	Hohes Venn.	
	Silur; Mächtigkeit bis 6000 m.		Unteres mit weiterer Einteilung.	Ziemlich mannigfaltig in Deutschland von unten nach oben: graue und hellere Tonschiefer, graue Schiefer mit Quarziten, braune unebene Schiefer, Quarzit.	Thüringen, Franken Fichtelgebirge, Sachsen, Schlesien.
			Oberes mit weiterer Einteilung.	In Deutschland von unten nach oben: Grauwacken, Platten und Kieselschiefer, Kalke, Tonschiefer, weiche Ton- und Kieselschiefer. Quarzit mächtig entwickelt, Tonschiefer, Kieselschiefer und Kalke.	Desgl. und Harz, Magdeburger Uferland, Kellerwald.
		Vielfach Diabas und Porphyр eingeschaltet.			
		Devon; Mächtigkeit bis zu 7000 m.			Sehr mannigfaltige Sedimente, Eruptive: Porphyre, Diabase, Melaphyre.
				In Deutschland von unten nach oben:	
	Unteres mit weiterer Einteilung.		Konglomerate, phyllitische Schiefer, Sandsteine, Quarzite, auch Grauwacken. Tonschiefer, Parallel dazu: Kalke, kalkige Grauwacken. Sandsteine, Mergelschiefer, Sandsteine.	Rheinisches Schiefergebirge, Harz, Thüringer Wald, Sachsen, Schlesien.	
	Mittleres mit weiterer Einteilung.		Sandsteine, Schiefermergel und Kalke. Plattige und bankige Kalke. Tonschiefer mit Kalken, seltenen Grauwacken, mächtige Kalksteine, Kalkschiefer mit Tonschieferinlagerungen, auch Eisenerze.		
Oberes mit weiterer Einteilung.	Tonschiefer oder Kalke, dunkle bankige und plattige Kalke, grüngraue Schiefer, plattige und schiefrige Kalke, Schiefer, Sandsteine, Quarzite, Grauwacken.				

Gruppe	Formation	Abteilung	Gesteine	Deutschland		
III Paläozoikum. Gesamt- mächtigkeit bis zu 30000 m	Karbon bis zu 6000 m.	Beide Abteilungen des Karbons ha- ben außerordent- lich wechselnde Gesteinsausbil- dung in den ver- schiedenen Ver- breitungsgebieten der Formation er- fahren.		Teils Festland-, teils Seicht- und Tiefseebildungen, er- stere: die Kohlenflöze und ihre Begleitschichten, letz- tere: die Kulm- und Kohlen- kalkschichten. Eruptive: Porphyre, Diabase, Mela- phyre, auch Tiefengesteine. In Deutschland von unten nach oben:		
		Unteres	Unterer Kulm.	Ton- und Kiesel- schiefer mit spärlich. Kalk- bänken.	Gleichaltrig: älterer dunkler Kohlenkalk	Rheinisches Schie- fergebirge, Harz Magdeburger Ufer- rand, Thüringen, Sachsen, Schlesien. Ganz kleine Schol- len in Hessen, am Schwarzwald und in den Vogesen.
			Oberer Kulm.	Grauwacken, Konglomerate.		
	Oberes (flözführen- des).		Sandsteine, Konglomerate, Tone, mit Kohlenflözen. (Gleichaltrig in anderen Ländern der jüngere Kohlen- kalk, welcher in Deutschland fehlt.)		Kohlenreviere von Aachen, Saarbrük- ken, Westfalen. Sachsen, Schlesien. Kleine Vorkommen vom Nordrand des Harzes, vom Thü- ringer, Schwarz- wald, Vogesen.	
Perm bis 5000 m mächtig	Rotlie- gendes			In Deutschland von unten nach oben:	1. Im Saar-Nahe- Gebiet. 2. Als Randschich- ten um die Gebirgs- kerne des Rheini- schen Schieferge- birges, des Harzes, Thüringer Waldes, Frankenwaldes, Schwarzwald, Erz- und Riesengebirge und Böhmer Wald.	
		Unteres.	Tuffe, Konglomerate, Sand- steine, viele Porphyre. Kon- glomerate, Sandsteine, Schie- fertone.			
			Oberes.	Konglomerate, grobkörnige Sandsteine, Schiefertone, auch Sandsteine, viele Por- phyre und Melaphyre, Kon- glomerate, Sandsteine, Schie- fertone.		
				Konglomerate und Sandsteine verwittern sehr leicht zu Schotter und Sand.		
	Zech- stein.	Unterer.	Konglomerate, Mergelschiefer, Kalk.	Riffkalke am Rande des Thüringer Waldes.	1. Als Randschich- ten wie das Rot- liegende um die älteren Gebirgs- kerne. 2. In ganz Nord- deutschland unter jüngeren Schichten, an einzelnen Punk- ten an die Ober- fläche tretend.	
		Mittlerer	Rauchwacke, Gips, Dolomit, auch bituminö- ser Ton u. Kalk, Anhydrit.			
Oberer.		Anhydrit, Salz, Gips, Ton und plattiger Dolo- mit, oder ört- lich rote Sand- steine und Kon- glomerat.				
Die Permformation ist in außerdeutschen Ländern teils so wie in Deutschland, teils als mächtiger Tiefseekalk entwickelt.						

Gruppe	Formation	Abteilung	Gesteine	Deutschland			
IV Mesozo- ikum.	Trias; Mächtigkeit sehr ver- schieden in Deutsch- land bis zu 1700 m.	Bunt- sand- stein.	Unterer.	In Deutschland von unten nach oben: Schieferton, feinkörnige Sand- steine, Regensteine, Dolomite.	Die Trias ist die ver- breiteteste Forma- tion Deutschlands, welche überall zwi- schen den alten Horstgebirgen auf große Erstreckung an der Oberfläche erscheint, soweit diese nicht von jün- geren Schichten be- deckt ist. In außer- deutschen Ländern tritt die Trias teils in deutscher Aus- bildung, teils als Tiefseeablagerung von sehr großer Mächtigkeit und aus Kalken, Kalk- schiefern, Dolomi- ten und Sandstein zusammengesetzt, auf. (Alpine Trias.)		
			Mittlerer.	Grob- und mittelkörnige Sand- steine, bunte Tone, oben dick- bankige Sandsteine.			
			Röth.	Bunte Tone, kieselige Sand- steinplatten, Gips, Salz, Kalk und Dolomit.			
		Muschel kalk.	Wellen- kalk.	Kalkschiefer mit welligen Schichtenflächen und Ein- lagerungen von Kalkstein- bänken oder Dolomiten (Sand- stein in Elsaß-Lothringen).			
			Mittlerer.	Zellige Kalke, Mergel, Gips, Anhydrit, Steinsalz.			
			Oberer.	Starke Kalkbänke-Trochiten- kalk, Wechselablagerung von harten Kalkplatten und dunklem Ton.			
		Keuper.	Kohlen- keuper.	Dolomitische Mergel, unreine Sandsteine, graue und rote Tone, Dolomit.			
				Gips- keuper.		Bunte Tone, Dolomit, Mergel, Gips, Salz, wenig feste Sand- steine mit Ton, Steinmergel, bunter Ton, heller Sandstein.	
				Rhät- keuper.		Quarzit, dunkler fetter Ton, gelbbrauner Sandstein.	
		Jura in Deutsch- land bis zu 1000 m mächtig	Lias.	Unterer.		Dunkler Schiefertton mit Kalk- platten oder Sandstein, Ton und zäher sandiger Kalk, Eisenerz.	1. Fränkisch-schwä- bischer Jura, von Coburg über Re- gensburg bis an den Südrand des Schwarzwaldes. 2. Nordwestdeut- scher Jura, vom Magdeburger Ufer- rand her durch Braunschweig, Hannover, West- falen bis zum Teu- toburger Wald reichend. Keine ge- schlossene Fläche wie 1, sondern ein- zelne schmälere Streifen u. Becken. 3. Oberschlesischer Jura, nur aus brau- nem und weißem Jura bestehend. In außerdeutschen Ländern ähnliche Ablagerungsver- hältnisse wie in der Trias.
				Mittlerer.		Schieferton, Mergel, Kalk- steine, Eisenerz.	
				Oberer.		Bituminöser Mergelschiefer, Kalkbreccien in weichen grauen Mergeln und Tonen.	
	Brauner Jura.		Unterer.	Dunkle fette Schiefertone, Sandsteine, Eisenerze, Kalke.			
			Mittlerer.	Schieferton, oolithischer Kalk, Kalksandstein, Mergel.			
			Oberer.	Schieferton, Mergel, mergeliger Sandstein. Eisenerz.			
	Weißer Jura.		Unterer.	Mergel, Sandkalk, Dolomit, Eisenerz, seltene Tonzwischen- lagen.			
			Mittlerer.	Helle mächtige Kalke, Dolo- mite und Mergel.			
			Oberer.	Dunklere bankige und plattige Kalke und Mergel, rotbunte mächtige Tonmergel, darüber bituminöse Kalke (fehlen in Süddeutschland).			

Gruppe	Formation	Abteilung		Gesteine	Deutschland		
IV Mesozoikum.	Jura in Deutschland bis zu 1000 m mächtig.		Weald.	Schiefermergel und Sandsteinplatten, Sandstein mit Ton und Kohlenflözen, Ton, Kalk, Mergel.	Braunschweig, Hannover, Westfalen, Lippe.		
	Kreide in Deutschland teilweise üb. 1000 m mächtig.	Untere.	Marine untere Kreide in 5 Unterabteilungen.	Dunkler fetter Schieferthon mit Kalk- und Sandsteinplatten. Teilweise, besonders am Nordrand der alten Horste (Teutoburger Wald, Harz) als Sandsteine ausgebildet. Nördlich und westlich vom Harz die ganze Abteilung als kalkig-eisenschüssiges Konglomerat auftretend. Eisenerz.	Nordrand des Harzes, Braunschweig, Nord-Hannover, Lippe, östliches Westfalen. In Mittel- u. Süddeutschland fehlt die untere Kreide gänzlich.		
			Flammenmergel.	Kieselige und tonige graue Mergel.			
		Obere.	Cenoman.	Grünsand, Kalkmergel.		Sachsen und Schlesien Grünsandstein, Sandstein.	1. Umgebung von Aachen. 2. Nordwestdeutschland, Westfalen, Teutoburger Wald, Hannover, Braunschweig, nördlicher Harzrand. 3. Sachsen, Niederschlesien, Oberschlesien. 4. Südfranken bei Regensburg. 5. Baltisches Gebiet, einzelne Schollen in Mecklenburg, Pommern, Westpreußen.
			Turon.	Rote und weiße Mergelkalke, helle, feste plattig scherbige Kalkmergel, weichere graue Kalkmergel.		Quadersandstein, Grünsandstein und Plänermergel.	
			Emscher.	Dunkle Mergel und Tone.		Mergel.	
			Unter-senon.	Trümmereisenerz, Mergel, Kalk, Sandstein, Ton.		Quadersandstein.	
			Ober-senon.	Dunkle Tone, helle Mergel und Kalke.		Quadersandstein und Mergel.	
Danien.	Löcherige helle Kalke.						
V Kaenozoikum	Tertiär.	Paleocän.	Mergel, Kalk, kalkiges Konglomerat, Ton, holzige Braunkohle.	Nur in Norddeutschland unter jüngeren Schichten erschlossen.			
		Eocän.	Sand, Sandstein, Grünsand, Ton, Sand, Ton, Kalk (teilweise sehr mächtig), Sand, Ton, Kalk und Mergel.	1. Im norddeutschen Flachlande an vielen Punkten. 2. Elsaß-Lothring., besonders im Oberelsasser Rheintal. 3. Bayrische Alpen.			
		Oligocän.	Tonige Sande, Ton, Quarzit, Kalkstein, Sand, Sandstein, Ton, Mergel, Glimmersande, Sandsteine, Kalk, Mergel, Braunkohle.	1. Nord- und Mitteldeutschland an vielen Stellen; immer Einzelvorkommen. 2. Mainzer Becken, Elsaß. 3. Süddeutschland. Untere Molasse des Alpenvorlandes.			

Gruppe	Formation	Abteilung	Gesteine	Deutschland
V Kaeno- zoikum.	Tertiär.	Pliocän.	Sand, Schotter, mergeliger Ton.	Fehlt bis jetzt im Norden, Mittel- u. Süddeutschland: Flußtäler.
	Diluvium.	Praeglacial.	Glimmersande, Ton, Mergel.	Nur an wenigen Punkten.
		Glacial.	Grundmoränen. Geschiebemergel mit Sand und Kiesnestern und großen Blöcken in verschiedener Mächtigkeit und mehrfacher Wiederholung. Zwischengeschaltet wohlgeschichtete Lager von Sand, Kies, Lehm als Fluß- und Beckenbildungen zwischen den Geschiebemergeln der einzelnen Grundmoränen jeder Vereisung. In den Flußbildungen (interglacial) Süßwasserkalk und Torf: Löß. Kieselgur. Die Stillstandslagen der Vereisungen durch die Endmoränen (Blockwälle) gekennzeichnet (in Norddeutschland 1000 km lang).	Im Flachlande in großer Verbreitung aufgeschlossen. Im Hügellande und im Gebirge, vor allem in den Flußtälern, aber auch an manchen Stellen auf Hochflächen.
		Postglacial.	Sand, Kies, Lehm, Torf.	
	Alluvium.		Jüngste Ablagerungen von Sand, Kies, Lehm, Torf, Rasenerz, Süßwasserkalk usw.	

Die Bestimmung des Alters und der Altersfolge der Schichten hat nicht nur geologischen wissenschaftlichen Wert, sondern sie ist auch von großer Bedeutung für die Erd- und Felsarbeiten, wie für den Eisenbahnbau überhaupt. Denn sie ermöglicht nicht nur eine rasche und ohne langwierige Spezialuntersuchungen ausgeführte Feststellung der Gesteine eines natürlichen Aufschlusses oder eines Probeschurfs, sondern auch recht sichere Schlußfolgerungen auf die Reihenfolge und Beschaffenheit der in wagerechter und lotrechter Richtung auf die freiliegende Schichtfolgen der Gesteine. Hierbei ist jedoch zunächst noch dreierlei zu beachten.

Erstlich wechselt infolge der großen Verschiedenheit und schnellen Veränderlichkeit der Ablagerungsbedingungen oft schon auf kurze Entfernung der Charakter gleichaltriger Schichten. Denn niemals wird auf der ganzen Erdoberfläche gleichzeitig Festland oder Wasserbedeckung, geschweige denn eine solche von gleichmäßiger Tiefe geherrscht haben. Da aber die Absätze aus tiefem oder flachem Meereswasser, aus Flüssen, Sümpfen oder auf der trockenen Landfläche sehr verschiedenartige sind, so müssen auch nebeneinander gleichaltrige, aber dem Gesteinscharakter nach verschiedene Schichten vorkommen, wie dies in der Tabelle schon verschiedentlich angegeben ist, so bei der Devon-, Karbon- und Kreideformation. — „Tiefseefacies“, „Uferfacies“, „Festlandfacies“ sind die Benennungen, welche für diese verschiedenen Ablagerungen eingeführt sind. So ist beispielsweise die Untere Kreide Norddeutschlands größtenteils längs des sogenannten Niedersächsischen Uferlandes, der Strandlinie des Kreidemeeres an der Nordseite des Teutoburger Waldes, nördlich vom Solling und am Nordrande des Harzes als Sandstein entwickelt — Uferfacies, während sie weiter

nach Norden in Gestalt mächtiger dunkler Schiefertone auftritt — Tiefseefacies.

Zweitens wechselt die Mächtigkeit der Gesteinsschichten gleichen Alters oft in weiten Grenzen. Der norddeutsche Buntsandstein schwankt in seiner Mächtigkeit zwischen 500 und 900 m; der ganze schwäbische Jura zwischen 600 und 1000 m, der nordwestdeutsche weiße Jura zwischen 60 und nahezu 550 m. Letztere Schwankung erfolgt sogar auf verhältnismäßig engem Raum, zwischen Hannover und dem Deistergebirge. Auch dieser Mächtigkeitswechsel sowohl der einzelnen Schicht, wie auch ganzer Schichtenabteilungen ist auf die Verschiedenheit der Ablagerungsbedingungen zurückzuführen.

Drittens können einzelne Schichten, wie auch ganze Abteilungen und Formationen, ja sogar Gruppen gänzlich fehlen. Dabei werden also jüngere Schichten unmittelbar über weit älteren lagern. So ist im westfälischen Kohlenbezirk das flözführende Karbon auf große Erstreckung direkt von Oberer Kreide bedeckt, so daß zwischen diesen beiden Perm, Trias, Jura, Untere Kreide gänzlich fehlen. Am Schwarzwald lagert sogar an manchen Stellen die Trias unmittelbar auf kristallinen Schiefen des Archaikums, hier setzt also das ganze Eozoikum und Paläozoikum aus. „Die Trias liegt transgredierend, in übergreifender Lagerung auf dem Archaikum“ (siehe Abb. 4). Diese Erscheinung ist darin begründet, daß die ältere Schicht durch im nächsten Abschnitt zu besprechende Vorgänge zunächst in ein über dem Meeresspiegel liegendes Niveau geraten, in dieser Stellung längere Zeit verblieben und erst später, zur Zeit der Ablagerung der transgredierenden Schicht, wieder unter Wasser gesetzt ist. Oftmals hat dabei die ältere Schicht, ursprünglich bereits jüngere Deckschichten besessen, welche dann vor der Ablagerung der transgredierenden Schicht abradirt worden sind. — Abrasion mit nachfolgender Transgression.

Tektonik.

Die Schichten der Erdrinde befinden sich zum allergrößten Teile nicht mehr in ihrer ursprünglichen Lage; selbst da, wo sie noch heute wagerecht liegen, haben sie doch zumeist im Laufe der Zeiten Orts- und Lagerungsveränderungen erlitten. Infolge der Erkaltung und Schrumpfung des Planeten und anderer Vorgänge ist die ganze feste Erdkruste auf das weitgehendste gefaltet. Die Falten setzen sich aus Sätteln und Mulden mannigfachster Gestalt und Lagerung zusammen. Ihre einzelnen Teile sind natürlich in sehr verschiedener Weise auf Zug und Druck beansprucht, gedehnt und gestaucht, dabei die Gesteinsschichten wie die Seiten eines gebogenen Buches aufgeblättert und so Schichtfugen geöffnet. An den Stellen stärkster Spannung sind dann Zerreißen erfolgt, welche oftmals außerordentliche Ausdehnung angenommen haben.

Die Abmessungen der Sättel und Mulden wechseln in sehr weiten Grenzen. Die größte Mulde des nördlichen Frankenjuras besitzt eine Länge von 100 km; andererseits kommen kleine Einzelfalten vor, welche nur wenige Zentimeter Länge und Breite besitzen (Abb. 2). Die oben beschriebenen Vorgänge haben in erster Linie die Abänderung der ursprünglich mehr oder weniger wagerechten Lagerung der Gesteine, dagegen in geringerem Maße eine Ortsveränderung derselben hervorgebracht. Nun treten aber einmal bei der Faltung selbstverständlich ungeheuer starke, teils tangential, also wagerecht oder geneigt, teils senkrecht zu den Schichten gerichtete Drücke auf; daneben muß sodann die Schwerkraft zur Geltung kommen. Diese beiden Kraftgruppen haben natürlich auch Lagerungsveränderungen, vor allem aber Ortsveränderungen bewirkt, welche teilweise sehr weitgehende sind. Diese Ortsveränderungen werden als Verwerfungen zusammengefaßt. Ergebnisse der tangentialen Druckwirkung sind die als Überschiebungen und Faltenverwerfungen bezeichneten Bewegungen der Schichten, welche auch in Deutschland, besonders aber in den Alpen teilweise gewaltige Ortsver-

änderungen großer Gesteinsmassen hervorgerufen und oft ungemein verwickelte Lagerungsverhältnisse erzeugt haben. Häufig sind dabei ältere Schollen auf beträchtliche Entfernung über jüngere hinüberschoben (Abb. 3). Als Folgen der Schwerkraftwirkung stellen sich die Absinken kleinerer oder größerer Schollen an den Spalten ein, durch welche sie von den Nachbarschollen getrennt sind. —

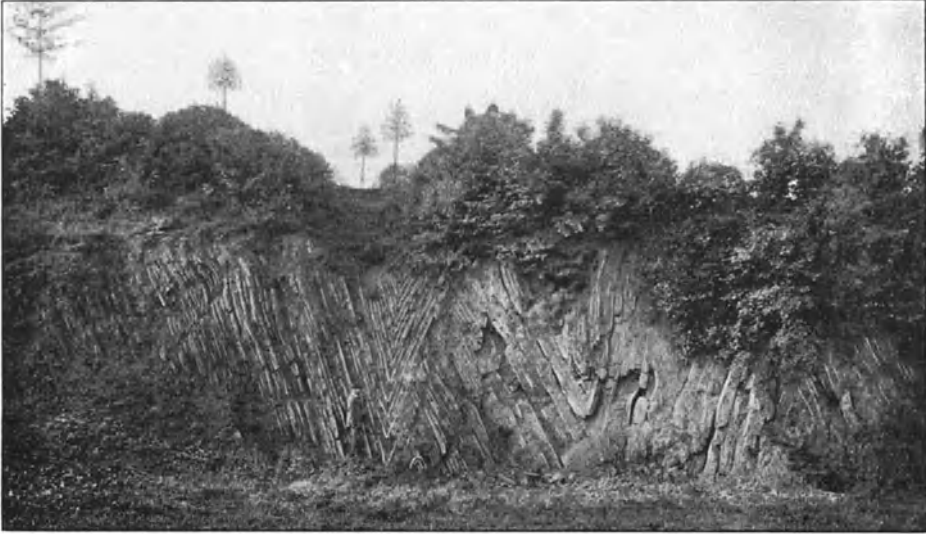


Abb. 2.

Spaltenverwerfungen. — Tritt das Absinken solcher Schollen zwischen zwei oder mehreren derartigen Spalten auf, so entsteht die Grabenversenkung. Die stehengebliebenen Randschollen heißen Horste. Auch in Deutschland kommen derartige Grabenversenkungen häufig vor. Ein besonders typisches Beispiel ist der nachstehend abgebildete Graben des Rheintals (Abb. 4). Nur erwähnt sei hier, daß auf die Herausbildung der heutigen Schichtenlagerungsverhältnisse selbstverständlich die große Verschiedenheit des spezifischen Gewichtes und der Plastizität der Gesteine, welche die von der Faltung betroffenen Schichten zusammensetzen, von Einfluß gewesen ist.



Abb. 3. Oberlausitzer Überschiebung.

Die Faltungen der Schichten treten in verschiedenen Zeitabständen in großer Heftigkeit und weiter Verbreitung auf. Ihr Ergebnis ist alsdann jedesmal die Bildung mächtiger Gebirge. In Deutschland ist der Grund zur Herausbildung der heutigen Oberflächenbeschaffenheit durch die Gebirgs-

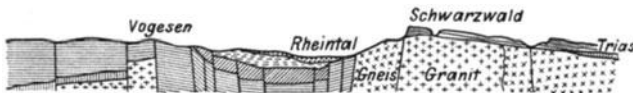


Abb. 4. Rheingrabenversenkung.

bildung gelegt worden, welche in Gestalt sehr starker Faltungen — Krustenbewegungen — in der zweiten Hälfte der Karbonzeit und zur Permzeit vor sich gegangen und als variskische Gebirgsbildung bezeichnet ist. Dem Erlöschen der Gebirgsbildung folgte ein allmähliches Absinken des größten Teiles der aufgerichteten Schichten und eine Abtragung großer Gesteinsmassen durch die Meeresfluten, welche freilich andererseits wieder neue Schichtenablagerungen über und neben den Ruinen des variskischen Gebirges schufen. Die nächste, mit Beginn der Weißjura-Zeit einsetzende und in einzelnen Phasen bis in die

jüngste Tertiär-Zeit fortsetzende Krustenbewegung der herzynischen Gebirgsbildung traf die alten Gebirgskerne, welche sich als bereits gefaltete sehr starre Massen sehr widerstandsfähig gegen den tangentialen Schub erwiesen, und die jüngeren mehr oder minder horizontal gelagerten Schichten, mit deren Faltung sie leichteres Spiel hatte. Wieder folgte teilweise bis in die Jetztzeit hinein fortsetzend das Absinken und die Abtragung der gefalteten Massen. Dazu die weitgehende Einwirkung der diluvialen Vereisung mit ihren Folgeerscheinungen, welche teilweise auch in Faltungen und Stauchungen der vom Eis betroffenen Gesteinsschichten bestehen, aber

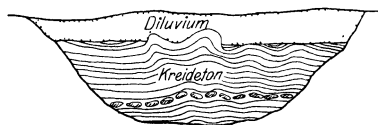


Abb. 5. Vom Gletscher gefalteter Kreideton Mayenfeld bei Hannover.

freilich nicht als tektonische Ereignisse angesehen werden dürfen (Abb. 5). So ist denn das Bild der heutigen Oberfläche Deutschlands durch das Aufragen der alten in sich gefalteten paläozoischen Horste, wie Rheinisches Schiefergebirge, Harz, Thüringer Wald, Vogesen, Schwarzwald usw., und die hügelige Landschaft zwischen ihnen abgesunkener ebenfalls, namentlich an den Rändern stark gefalteter und zerrissener Schollenfelder jüngerer Formationen charakterisiert. Letztere sind dann im Flachlande und in den Tälern oder Hochflächen des Hügellandes größtenteils von den losen Massen des Diluviums bedeckt (Abb. 6).



Abb. 6.

Literatur.

Sueß: Antlitz der Erde.

Credner, H.: Elemente der Geologie, 11. Aufl.

Kayser, Em.: Allgemeine Geologie, 5. Aufl.

— Formationskunde, 5. Aufl.

Rinne, Fr.: Gesteinskunde, 4. Aufl.

Hoyer, W.: Angaben aus der Geologie im Tiefbohrkalender, Handbuch für Berg- und Bauingenieure, Frankfurt a. M., Verlag d. Vulkan.

— Ingenieurgeologie. Erscheint später.

b) Physikalische und technische Verhältnisse der Gesteine.

Die physikalischen Eigenschaften der Gesteine sind nicht nur von ihrer Bildungsweise und ihrer ursprünglichen Zusammensetzung, sondern auch in hohem Maße von nachträglichen Veränderungen abhängig. Diese entstehen einerseits durch die im vorigen Abschnitt geschilderten Krustenbewegungen — Beanspruchung auf Druck, Zug und Biegung—Dynamometamorphose, durch die Auflast der über ihnen abgelagerten jüngeren Schichten in Verbindung mit der in großen Tiefen und unter hohem Druck herrschenden Wärme-Regionalmetamorphose — und durch die an den Begrenzungen aufquellender Eruptivmassen eintretenden Auflösungen, Umkristallisationen und kaustischen Umwandlungen der Gesteine—Kontaktmetamorphose, andererseits durch die an der Oberfläche einsetzende Wirksamkeit der Atmosphärien.

Durch die Krustenbewegungen sind häufig selbst die festesten Eruptive zertrümmert und in lose Schuttmassen verwandelt, insbesondere in den Randzonen der Verwerfungen. So ist der Granit im Brockenmassiv des Harzgebirges auf große Erstreckung zu lockerem Grus zerquetscht, welcher kaum noch Andeutungen der ursprünglichen Struktur des Gesteins zeigt. Umgekehrt vermag der Gebirgsdruck aber auch Verfestigungen der Gesteine hervorzurufen. Zeugen hiervon sind die wertvollen Dachschieferorkommen des Rheinischen Schiefer-

gebirges, des Harzes und des Thüringer Waldes, welche die schiefernde Wirkung des Druckes aus wenig festen tonigen Meeresablagerungen gebildet hat. Als Beispiel für die Gesteinsumwandlung sowohl durch den Gebirgsdruck wie auch durch die Regionalmetamorphose sind ferner bereits im ersten Abschnitt die aus Sedimenten und Eruptiven gebildeten kristallinen Schiefer aufgeführt worden. Im Kontakt mit den aus der Tiefe aufsteigenden feurig flüssigen Massen der Eruptive sind des weiteren oft wenig feste plattige Kalke in zähe schichtungslose Kieselkalke, weiche Tonschiefer in stahlharte Hornfelse verwandelt u. dgl. m. Die Beeinflussung der Gesteine durch Wind und Wetter wird weiter unten noch eingehender zu behandeln sein.

Aus dem Vorbesprochenen aber geht zur Genüge hervor, welche Bedeutung dem örtlichen Studium auch der nachträglichen Gesteinsveränderungen bei den Erd- und Felsarbeiten beizumessen ist.

Was zunächst Härte, Sprödigkeit und Zähigkeit der Gesteine, also die drei Eigenschaften anbelangt, welche in erster Linie bei den Gewinnungsarbeiten in Frage kommen, so sind diese ungemein verschieden. Quarzite des Silurs oder des Rhätkeupers besitzen beispielsweise eine Härte, welche die des Bohrstahls übertrifft, so daß ihr Abbau äußerst schwierig ist; im Gegensatz dazu kommen Tonschiefer, also auch den festen Gesteinen zuzuzählende Materialien selbst in älteren Schichten vor, welche vermöge ihrer geringen Härte mit Eichenholzkellen gelocht werden können. Im allgemeinen wird man bei der Beurteilung der Härte eines Gesteins am besten von derjenigen der Mineralien ausgehen, welche dasselbe zusammensetzen. Eine Grauwacke, deren Korn etwa im Einzelfalle zur Hälfte aus Quarz, zur Hälfte aus Feldspat besteht, wird somit eine Härte haben, welche ungefähr in der Mitte zwischen derjenigen der beiden Mineralien liegt. Hieraus geht aber hervor, daß allgemeine Angaben über die Härte der Gesteine mit Rücksicht auf die sehr wechselnde Zusammensetzung derselben nur recht bedingten Wert besitzen. Besonders zu beachten ist dabei, daß manche Gesteine, so viele Tuffe der Eruptive, die Sandsteine mit tonigem und mergeligem Bindemittel, alle Angehörigen der Tongruppe, aber auch Kalke und Mergel im bergfeuchten Zustande viel weicher als im ausgetrockneten sind. Bis zu einem gewissen Grade gilt dasselbe bezüglich der Sprödigkeit. In vielen Fällen erweisen sich Eruptive, z. B. Melaphyre, sofern ihre Entstehung unter sehr rascher Erkaltung vor sich gegangen ist, als so spröde, daß mit wenig Sprengschüssen und geringer Ladung sehr große Massen gelöst werden können. Manche Kalke des Turons, also der oberen Kreide, zerfallen schon unter schwachen Hammerschlägen zu kleinen splittrigen Schalen, während andere Kalke der gleichen Formation keine Spur von Sprödigkeit zeigen.

Die Zähigkeit der Gesteine ist wieder von derjenigen ihrer Mineralien, daneben aber von dem Verände abhängig, in welchem diese im Gestein liegen. Bei der Besprechung der Petrographie der Eruptive wurde bereits der Zähigkeit gedacht, welche Hornblenden und Augite denselben verleihen. Typische Beispiele für die durch den Mineralverband hervorgebrachte Zähigkeit bieten manche Diabasa und die sogenannten Flasergneise, deren Sprengung oft kaum durchführbar ist.

Zumeist wird schon die Aufsuchung der natürlichen Geländeaufschlüsse mancherlei Anhaltspunkte für die Beurteilung des Gesteins bieten. Sehr harte Gesteine ergeben selbst in alten Aufschlüssen wenig abgelöste, dabei vorwiegend größere Stücke, spröde Massen haben häufig kleine Halden von schaligen Splittern vor sich liegen, während zähe Gesteine fast gar keinen Abraum und eigentümlich wellig gebogene Oberfläche aufweisen.

Fast noch wechselfoller als die eben besprochenen Eigenschaften ist die Druck- und Zugfestigkeit der natürlichen Gesteine. Die erstere steigt bei Basalten und Quarziten bis auf 4500 at und geht bei manchen Trümmersedimenten,

wie tonigen Sandsteinen und Tonschiefern, bis auf 80 at hinab. Es bedarf kaum eines Hinweises, daß auch hier wieder der Mineralbestand eines Gesteins von großem Einfluß auf die Festigkeit desselben sein muß. Daneben darf nicht übersehen werden, daß gleichmäßige Struktur und Feinkörnigkeit ebenfalls sehr wesentlich zur Erhöhung der Gesteinsfestigkeit beitragen. Besonders stark wirkt des weiteren der durch die Krustenbewegungen hervorgerufene Gebirgsdruck auf die Festigkeit der Gesteine ein. Vielfach ist dieselbe an solchen Stellen, wo dieser Druck tätig gewesen ist, ganz außerordentlich herabgemindert. So kann der Fall eintreten, daß in ein und demselben Aufschlusse ganz verschiedene Festigkeitszahlen für das äußerlich gleiche Gestein ermittelt werden, das eine Mal weiter ab von der Einwirkung des Druckes normale, das andere Mal an der Druckstelle selbst überraschend niedrige Zahlen. Infolgedessen sind denn auch die durch Druckproben ermittelten Festigkeitswerte nur dann von ausschlaggebender Bedeutung, wenn dabei die geologischen Verhältnisse des betreffenden Vorkommens festgestellt sind.

Des weiteren bedarf noch die Dichtigkeit und Wasseraufnahmefähigkeit der Gesteine einer kurzen Erörterung. Es läßt sich leicht ermessen, daß die Wasseraufnahmefähigkeit im Hinblick auf die verschiedenen Vorgänge bei der Entstehung der Gesteine selbst bei ein und demselben Material eine sehr verschiedene sein muß. Sie beträgt in Gewichtsprozenten im allgemeinen

bei Eruptiven, kristallinen Schiefern, dichten Sandsteinen, Tonschiefern, kristallinen Kalken	3—10 %
„ lockeren Sandsteinen und Kalksteinen	10—35 %
„ Kies und Sand	30—42 %
„ sandig-lehmigem Boden	bis 55 %
und bei Ton sogar	„ 70 %

Dabei ist zu beachten, daß der Ton an und für sich überhaupt kein Wasser durchläßt, und seine Wasseraufnahmefähigkeit erst nach und nach beim Aufweichen erlangt; sodann ist nicht zu vergessen, daß natürlich bei Eintritt von Zerklüftung und Spaltbildung, wie sie im Gefolge der Krustenbewegungen unvermeidlich ist, von allen Gesteinen größere Wassermassen aufgenommen werden können, als sie oben angegeben sind. Man bedenke dabei, daß beispielsweise viele Kalkgebiete, wie z. B. die rauhe Alb, obgleich ihre Kalksteine an und für sich größtenteils recht dicht sind, infolge der Zerklüftung des ganzen Gebirges sich durch große Wasserarmut auszeichnen, weil die Oberflächenwasser größtenteils in den nachträglich entstandenen Klüften versacken.

Endlich muß noch der Wetterfestigkeit der Gesteine gedacht werden. Für diese ist selbstverständlich die Beschaffenheit der gesteinsbildenden Mineralien und das Gefüge ausschlaggebend.

Frostbeständigkeit. Bekanntermaßen vermehrt das Wasser beim Gefrieren sein Volumen um 9 %. Hat nun beispielsweise ein Kubikmeter Lehm gemäß den Angaben bezüglich der Dichte der Materialien nur etwa 40 % seines Gewichtes, also $0,40 \cdot 2,2 \cdot 1000 = 880$ l Wasser aufgenommen, so werden diese beim Gefrieren ihren Rauminhalt von 0,88 cbm auf 0,96 cbm erhöhen und damit eine außerordentliche Sprengwirkung auf den Lehmkörper ausüben müssen. Hieraus erklären sich die weitgehenden und lästigen Zerstörungen, welche Lehmdämme und Einschnitte im Lehm bei ungenügendem Schutz in jedem Frühjahr nach Beendigung der Frostperiode erlitten haben. Frostzerstörungen treten aber auch schon an den unebenen, zur Aufnahme der Feuchtigkeit geneigten Außenflächen aller Gesteine auf, wie die Vorlagerung kleiner abgesprengter Stücke vor dem anstehenden Gestein beim Auftauen beweist. Diese Vorgänge werden um so stärker werden, je poröser das Gestein, je rauher und



Abb. 7.



Abb. 8.

unebener seine Oberfläche und je geringer seine Festigkeit, also die Widerstandsfähigkeit gegen die Sprengwirkung des Frostes, ist.

Mechanische Wasserwirkung. Sie äußert sich einmal in der Abspülung und Rinnsalbildung verschiedenster Abmessungen, wie sie an jeder Böschung.

bei weichen und lockeren Gesteinen schon nach dem ersten Regenguß, bei den härtesten im Laufe der Zeit sichtbar und in ihrer Entstehung besonders durch Ungleichheiten der Oberfläche begünstigt werden (Abb. 7). Sodann macht sich die Wirksamkeit des Wassers, dessen ungünstiger Beeinflussung der Gesteinshärte schon früher gedacht wurde, durch das Aufweichen der bespülten Teile geltend. Neben Ton, Lehm und Löß sind es insbesondere die tonigen und mergeligen Sandsteine der Trias und der unteren Kreide, bei denen Aufweichung bis zum Zerfallen des Gesteins führen kann, vor allem, wenn dasselbe schon vorher durch Gebirgsdruck zerklüftet worden ist. Des weiteren ist hier die auflösende Tätigkeit des Wassers zu nennen, welche sich namentlich in Kalkstein- und Gipsschichten aller Formationen sowohl an der Oberfläche wie auch in der Tiefe vollzieht und alljährlich ungemein große Mengen der genannten Gesteine vernichtet. An der Oberfläche zeugen die „Karrenfelder“ und die Erdfälle von solchen Vorgängen (Abb. 8).

Wie das Wasser, so wirkt auch der Wind, besonders unter Zuhilfenahme von Flugsand abtragend auf unebene Flächen der Gesteine jeglicher Art und Härte ein, wenngleich diese Art der Zerstörung im allgemeinen weit geringer als diejenige des Wassers zu sein pflegt und sich erst im Laufe längerer Zeiträume bemerklich macht (Abb. 9).

Im Anschluß an die vorbesprochenen mechanischen Vorgänge und deren Einwirkung auf die Gesteine möge schließlich noch auf die zahlreichen chemischen Veränderungen hingewiesen werden, welchen die Bestandteile der Erdrinde unterliegen. Sie sind um so weniger zu vernachlässigen, als sie vielfach nicht nur die Oberfläche betreffen, sondern in sehr große Tiefen hinabreichen. Vorbereitet werden die chemischen Veränderungen in wirksamster Weise durch die zertrümmernde Tätigkeit der Krustenbewegungen und die überstehend aufgezählten mechanischen Angriffe von Frost, Wasser und Wind. Luftfeuchtigkeit und Wasser, namentlich wenn es mit Kohlensäure oder anderen Stoffen beladen ist, leiten sodann eine Reihe von chemischen Umsetzungen ein, welchen die sämtlichen Gesteine ausgesetzt sind.

Bei den Eruptiven und kristallinen Schiefen sind es die Feldspate, Hornblenden und Augite, die dabei in Kaolin, Asbest, Kalk, Spateisen und Brauneisenstein verwandelt werden. Welchen Umfang diese Umwandlung annehmen kann, beweisen die teilweise sehr ausgedehnten Kaolinlager Sachsens. In gleicher Weise erfolgt die Vertonung von Feldspat-Sandsteinen. So ist in der Umgegend von Halle a. S. der Bundsandstein in ansehnlichem Umfange in grauen Ton verwandelt; ähnliche Vorkommen sind bei Suhl am Thüringer Wald zu beobachten. Ferner gehört hierher die Zersetzung des Eisenkieses mancher Schiefertone, Tonschiefer, Kalke und Mergel, bei welcher die Bildung von Eisenvitriol, Brauneisenstein und Gips und dabei eine starke Verminderung der Haltbarkeit und Beständigkeit des Muttergesteins eintritt.

Großen Umfang erreicht sodann namentlich in den Gebieten des Zechsteins die chemische Umwandlung von Anhydrit in Gips durch Wasseraufnahme. Sie ist mit bedeutender Volumenvermehrung verbunden, bei welcher naturgemäß gewaltige Kräfte in Wirksamkeit treten. In den Anhydrit eingeschlossene Quarzkristalle werden dabei vollständig zerrissen, die umgebenden Gesteinsmassen zerquetscht und selbst die stärksten Futtermauern vor den in der Umwandlung begriffenen Anhydritkörpern zum Einsturz gebracht.

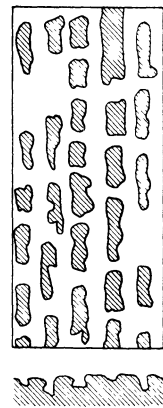


Abb. 9.
Kalksandstein
(Tertiär) mit
Windschliff-
löchern.
Taurus.

2. Bodenuntersuchungen.

Bodenuntersuchungen werden zu folgenden Zwecken vorgenommen:

1. zur Erlangung von Unterlagen für die Trassierung von Eisenbahnen, Straßen und Kanälen,
2. für die Ausführung von Erd- und Felsarbeiten,
3. zur Feststellung des Baugrundes für einzelne Bauwerke,
4. zur Ermittlung der Gebirgsverhältnisse im Tunnelbau.

Im besonderen müssen die Bodenuntersuchungen für die Erd- und Felsarbeiten die Unterlagen für die richtige Veranschlagung der Kosten, für die Wahl der zweckmäßigsten Arbeitsweise und für eine Näherungsberechnung der erforderlichen Arbeitszeit liefern.

Sie müssen sich also auf die Feststellung der Beschaffenheit und Lagerung der Gesteinsschichten und der Wasserverhältnisse im Bereich der auszuführenden Arbeiten erstrecken, und zerfallen in die Untersuchung der bereits vorhandenen natürlichen oder künstlichen Gesteinsaufschlüsse und in die Ergänzung der beiden letzteren durch Bohrungen und Schürfe.

Bereits vorhandene Aufschlüsse.

Zunächst ist in diesen Aufschlüssen, welche aus Wasserrissen, Entblößungen der Gesteine an Hängen, Hohlwegen, Gruben, Steinbrüchen, Sand-, Kies-, Ton- und Mergelgruben oder Torfstichen bestehen, die Beschaffenheit des in ihnen anstehenden Gesteins und seiner Verwitterungsdecke mit Berücksichtigung des weiter oben unter Petrographie und Stratigraphie Gesagten zu ermitteln. Sodann ist mittels des Kompasses das Streichen und Einfallen der Gesteinsschichten festzulegen. Hierauf ist in der Richtung von den Aufschlüssen her nach der Arbeitsstelle die Oberflächengestaltung des Geländes zu prüfen. In vielen Fällen wird sich auf diese Weise, namentlich dann, wenn es sich um anstehende Gesteine älterer Formationen handelt, schon ein recht befriedigendes Profil für einen Einschnitt oder die Beschaffenheit eines Hanges unter einem Damm usw. gewinnen lassen. Ist beispielsweise seitlich vom Einschnitt in einem Steinbruche ein Kalkstein mit unter 45° aufgerichteten und auf den Einschnitt zu streichenden Schichten erschlossen, und verläuft von dem Steinbruch her eine Geländekante auf den Einschnitt zu, so ist mit hoher Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß im Einschnitt, da wo er von der Geländekante getroffen wird, derselbe Kalkstein auftritt. Diese Wahrscheinlichkeit wird zur Gewißheit, wenn sich in der Linie des Einschnitts am Kreuzungspunkte Verwitterungsreste des Kalksteins finden, wie denn überhaupt schon derartige Verwitterungsreste allein sehr gute Anhaltspunkte für die Gesteinsprofile bilden. In ähnlicher Weise ist auch bei Ton- und anderen weicheren Gesteinen zu verfahren, deren Anstehen sich oft umgekehrt wie bei festen Gesteinen durch Dellen im Gelände verrät. Es darf aber nicht vergessen werden, daß die regelmäßige Lagerung der Gesteinsschichten häufig durch Verwerfungen unterbrochen und abgelenkt wird. Diese werden nicht selten an der Oberfläche durch Unterbrechungen der Geländekanten usw., auch wohl durch das plötzliche Aussetzen und seitliche Wiederauftreten der Verwitterungsreste des anstehenden Gesteins angedeutet. Würde in dem oben angeführten Falle die Geländekante vom Steinbruch her plötzlich absetzen und dann seitlich wieder auftreten und auf den Einschnitt zu verlaufen, so wäre dadurch das Vorhandensein einer querschlägigen Verwerfung (Abb. 10) wahrscheinlich gemacht. Auch hierbei würde wieder nach den Verwitterungsresten des fraglichen Gesteins zu suchen sein. Daß die Ermittlung des Einschnittsprofils ohne weiteres durch etwa in der Linie selbst liegende Aufschlüsse zu ermöglichen ist, braucht nicht weiter ausgeführt zu

werden. Schwieriger werden die Bodenuntersuchungen auf Grund außerhalb der Linie liegender Aufschlüsse, wenn es sich um Schichten des Diluviums und Alluviums handelt, und wenn dabei aus den Aufschlüssen zu ersehen ist, daß diese Schichten den oft recht unregelmäßig ausgebildeten Ablagerungen der Grundmoränen oder — im Alluvium — der Gehängelehme und Talausfüllungen angehören. Doch wird selbst der geologisch weniger geschulte Ingenieur bei einiger Übung schon ganz zufriedenstellende Ergebnisse seiner Untersuchungen erzielen können. In vielen Fällen werden indes die natürlichen Aufschlüsse usw. durch besondere künstliche Aufschlüsse ergänzt werden müssen, was sich freilich nur an Ort und Stelle feststellen läßt.

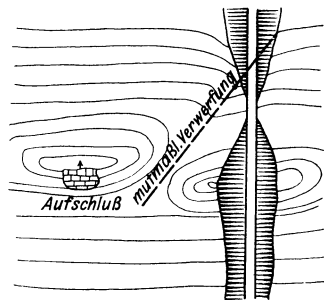


Abb. 10.

Künstliche Ergänzungsaufschlüsse.

α) **Bohrungen.** Mit Rücksicht darauf, daß es sich bei den Erd- und Felsarbeiten nur in ganz seltenen Ausnahmefällen um größere Tiefen als 15—20 m handelt, kommen nur die Hand- und Seichtbohrungen in Betracht. Erstere, die Handbohrungen, können nur in Sand, Kies, Ton, Lehm, Löß und weichem Mergel ausgeführt werden und erreichen eine Tiefe bis zu 4, höchstens 5 m. Die zweckmäßigsten Instrumente für diese Bohrungen sind die beiden nebenstehend abgebildeten, der Löffel- und der Tellerbohrer. Ersterer kann bei festeren Lehmen und Tonen (Abb. 11) oder tertiären Sanden durch Schläge mit dem Holzhammer angetrieben, sonst aber eingedreht werden. Eingübte Arbeiter können an einem Tage 100 Handbohrungen bis zu 1,5 m, 60 Bohrungen bis zu 2,5 m und etwa 15 bis 20 Bohrungen bis zu 4 m Tiefe ausführen. Es lassen sich somit die Untersuchungen unter Umständen in sehr kurzer Zeit ausführen. Der Arbeiter merkt beim Bohren sehr bald, wann das Gestein im Bohrloch wechselt, und zieht dann zunächst den Bohrer mit dem im Löffel oder über dem Teller gesammelten Bohrgut zutage. Bei größerer Tiefe und weichen Gesteinen wird mit der Schappe gebohrt. Bei festeren Gesteinen wird zunächst mittels eines Meißels das Gestein zertrümmert und dann mit der Schappe zutage gefördert. Die Bohrgeräte und Gerüste für die tieferen Bohrungen, die sogenannten Seichtbohrungen bis zu 20—30 m Tiefe, finden ihre Anwendung auch im Grundbau und brauchen daher mit Ausnahme der nebenstehend abgebildeten Schappe hier nicht näher beschrieben zu werden (Abb. 12).

β) **Schürfe.** Diese zerfallen in einfache Schürfe und Schürfräben. Der einfache Schurf erhält am besten im Grundriß rechteckige Form von 1,0 m und 1,5—2,0 m Seitenlänge. Im Sand, Kies, Ton, Lehm, Löß und Torf, und bei Tiefen über 4 m bedarf er der Auszimmerung, welche aus wagerechten Gevierten von 15—20 cm starken Jochhölzern und dahinter festgekeilten Bohlen besteht. Im Triebsand und in sehr sandigem Lehm muß Getriebszimmerung verwendet werden, welche bei dem Kapitel Tunnelbau näher beschrieben ist. Wenn möglich, sind zwischen den Bohlen einige Zwischen-

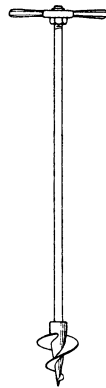


Abb. 11 a.

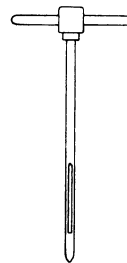


Abb. 11 b.



Abb. 12.

Tellerbohrer. Löffelbohrer. Schappe.

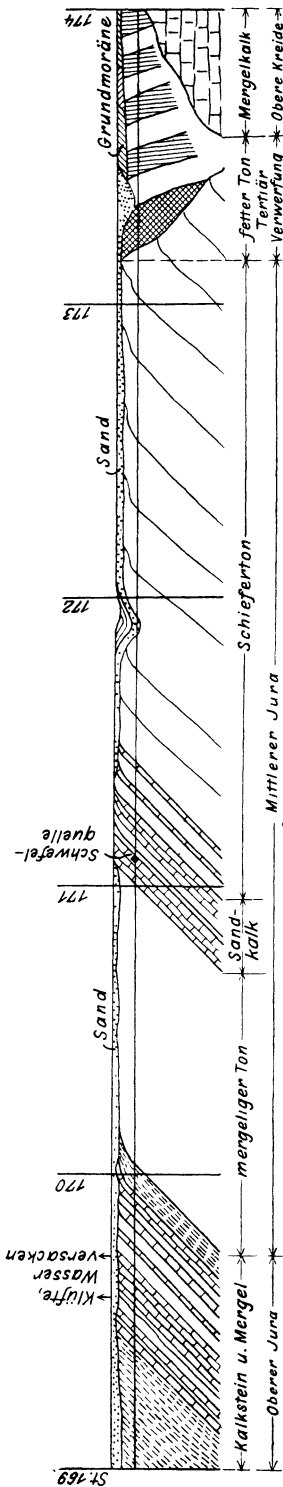


Abb. 13.

räume frei zu lassen, damit das Gebirge hinter der Verzimmerung noch nachträglich besichtigt werden kann. Bei ganz festen Gesteinen kann die Zimmerung auch für größere Tiefen fortfallen.

Schürfgräben werden nur bei geringer Tiefe und wenn rascher Wechsel des Gesteins in wagerechter Richtung zu erwarten ist, ausgeführt; sie kommen bei Erdarbeiten selten vor. Ihre Auszimmerung besteht aus senkrechten Rundhölzern und wagerechten Bohlen.

γ) Tiefe und Lage der Ergänzungsaufschlüsse. Mit Rücksicht auf den oft unerwartet eintretenden Gesteinswechsel, namentlich im Gebiet des Diluviums, ferner auf die große Verschiedenheit ein und desselben Gesteins an der Oberfläche und in tieferen Lagen müssen Bohrungen und Schürfe fast überall bis zu der Tiefe hinabgeführt werden, welche für die Erd- und Felsarbeiten selbst vorgesehen sind. Ausnahmen sollten nur bei ganz ungewöhnlich regelmäßigen Lagerungsverhältnissen und reichlichen natürlichen Aufschlüssen gemacht werden.

Lage und Abstand der Aufschlüsse richten sich nach den Oberflächenformen und den Profilen der vorhandenen natürlichen Aufschlüsse. Ganz besonders ist bei der Wahl der Ansatzpunkte auf etwa zu befürchtende Unregelmäßigkeiten der Lagerung im Profil, also Transgressionen und Verwerfungen zu nehmen. Sehr zweckmäßig wird es in vielen Fällen sein, zur Ermittlung der richtigen Ansatzpunkte für die tieferen Bohrungen und Schürfe zunächst einige Handbohrungen auszuführen.

δ) Vergleich der Bohrungen und Schürfe. Die Bohrungen haben den Vorteil, daß sie schneller und mit geringeren Kosten auszuführen sind als die Schürfe. Dem steht jedoch der Nachteil gegenüber, daß sie keineswegs immer sichere Auskunft über den Gesteinscharakter geben. Es ist beispielsweise oft recht schwer, bei einer Meißelbohrung festgelagerten Sand von weichem Sandstein zu unterscheiden. Des weiteren aber lassen sich aus Bohraufschlüssen nur unsichere Schlüsse auf die Lagerungsverhältnisse der Schichten, auf Verwerfungen und auf die Wasserführung der einzelnen Gesteine ziehen.

Demgegenüber gewähren die Schürfe einen sicheren Schluß auf den Gesteinscharakter, das Streichen und Fallen der Schichten, auf Verwerfungen und auf die Wasserverhältnisse. Sie ermöglichen außerdem eine weit bessere Beurteilung der Standfestigkeit des Gebirges. Schürfe sollten deshalb trotz der höheren Anlagekosten

bei allen größeren Erd- und Felsarbeiten zur Ergänzung der vorhandenen Aufschlüsse zur Ausführung gelangen.

ε) **Darstellung der Aufschlüsse.** Die Bohrprofile werden am besten in einem Bohrregister, welchem ein Lageplan mit Eintragung der Bohrpunkte beigegeben wird, zusammengestellt, und zwar so, daß für jede Bohrung die einzelnen Schichten mit Gesteins- und Mächtigkeitsbezeichnung in der Reihenfolge, wie sie durchbohrt sind, eingetragen werden. Das Ergebnis der Schürfe stellt man am besten zeichnerisch gleichfalls unter Beifügung eines Lageplanes dar. Nachstehende Abbildung gibt eine derartige zeichnerische Darstellung eines größeren Eisenbahneinschnittes gemäß den Probeschürfen und natürlichen Aufschlüssen (Abb. 13).

Literatur.

Handbuch d. Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl., Teil I, Band II, Kapitel 1, § 3.
 Tecklenburg: Handbuch der Tiefbohrkunde.
 Lueger: Lexikon der gesamten Technik; darin die Artikel von Hoyer, W.: Bodenuntersuchungen, Tiefbohrungen, geologische Vorarbeiten.
 Ursinus: Kalender für Tiefbohringenieure. Handbuch usw.

3. Bodengewinnung.

a) Vorarbeiten.

Zunächst ist die Absteckung der Ab- oder Auftragskörper vorzunehmen. Bei Bauwerken wird einfach der Umfang derselben unter Zugabe des erforderlichen Böschungsmaßes im Gelände abgepfählt. Bei Einschnitten und Dämmen ist die Mittellinie bereits bei den ausführlichen Vorarbeiten abgesteckt worden, so daß höchstens an einzelnen Stellen etwa verlorengegangene Stations- und Höhenpfähle neu einzuschlagen sind. Von der Mittellinie aus sind erstlich die Höhen der Dämme, die Tiefen der Einschnitte festzulegen. Dies erfolgt bei den Dammhöhen durch Aufstellung von Stangen in der Mittellinie, an denen wagerechte Latten in Planumshöhe angenagelt sind. Die Einschnittstiefen werden durch Pfähle bezeichnet, welche bei fortschreitender Vertiefung des Abtrages unter jeweiligem Nachnivellieren bis zur Einschnittssole mitgenommen werden. Sodann ist die Schüttungsbreite der Dämme bzw. die Abtragsbreite der Einschnitte zu ermitteln und gleichfalls im Gelände abzapflöcken. Die Ermittlung dieser Breitenabmessungen kann nach den im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl., Teil I, Band II, Kap. 1, § 4 gegebenen Formeln durch Rechnung erfolgen. Sehr schnell und einfach läßt sich diese Ermittlung zeichnerisch bewirken, wenn Lagepläne mit Höhenlinien von 1 oder 2 m Höhenabstand zur Verfügung stehen. Zur Konstruktion der Schnittlinien der Böschungsebenen mit der Geländefläche bedient man sich hierbei eines Böschungsmaßstabes aus Papier, auf welchem im Maßstabe des Lageplanes die wagerechten Abstände je zweier um ein oder zwei Meter Höhe voneinander verschiedener Böschungspunkte als Einteilung aufgetragen sind. Durch Anlegung des Maßstabes im Lageplan läßt sich sofort von den eingezeichneten Planumskanten aus jeder Schnittpunkt von Böschungsebenen und Geländefläche feststellen, wie beistehende Abbildung zeigt (Abb. 14).

In den Einschnitten geht man zweckmäßig nicht von den eigentlichen Planumskanten, sondern von den Schnittlinien des Planums mit den Böschungsflächen des Einschnitts aus. Bei gut aufgetragenen Lageplänen lassen sich auf diese Weise in einer Stunde bequem 2½ bis 3 km Damm- und Einschnittsböschungen ermitteln, welche im Gelände mit Winkelspiegel und Meßblatten oder Stahlmeßband abgesteckt werden. Diese Arbeiten entfallen selbstverständlich an denjenigen Stellen, wo gelegentlich der ausführlichen Vorarbeiten bereits Querprofile abgepfählt worden sind. Die Einschnittsgräben und etwaige Seiten-

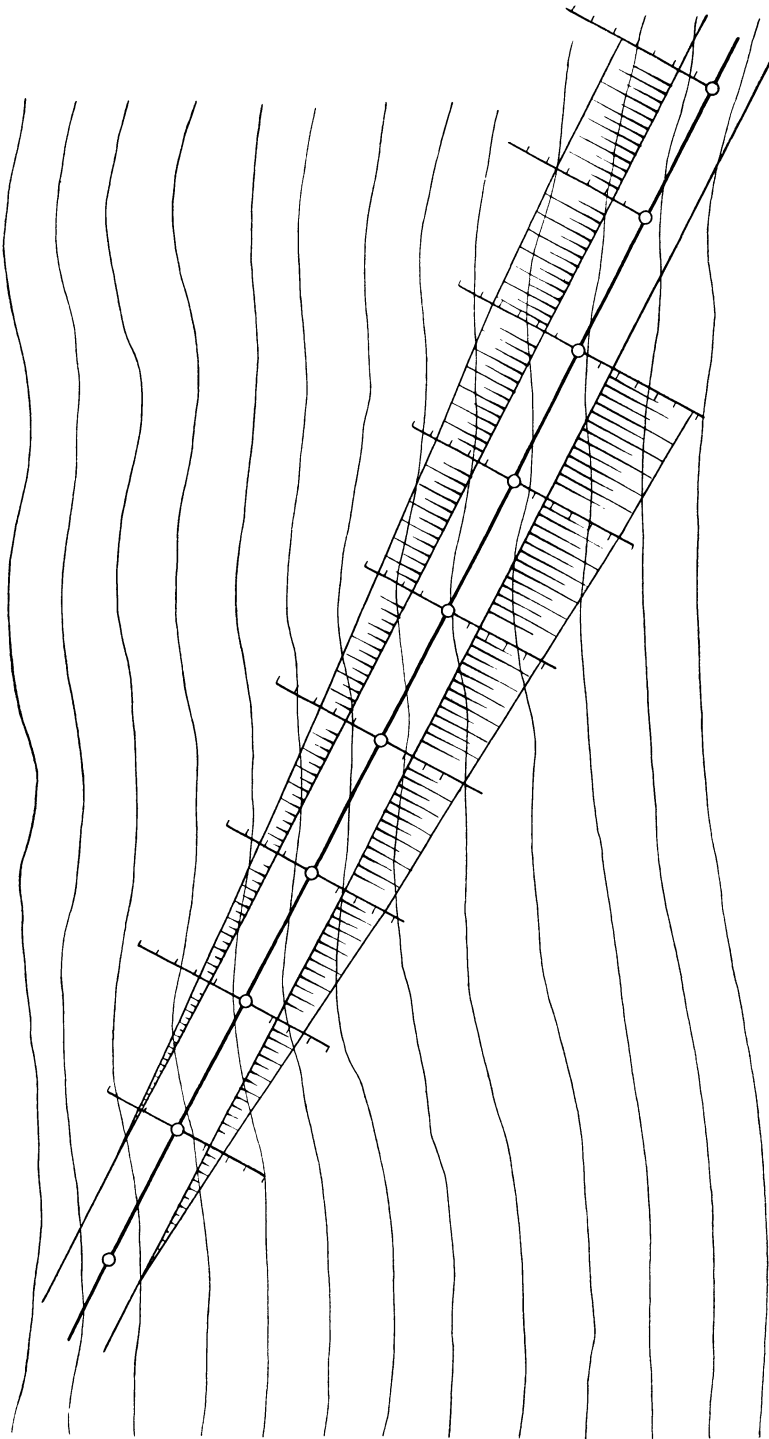


Abb. 14. Zeichnerische Ermittlung der Böschungsschnitte.

gräben der Dämme werden nachträglich abgesteckt. Die Böschungseigung macht man durch Holzlehren wie in Abb. 5 angegeben, kenntlich (Abb. 15).

Nach Beendigung der Absteckungsarbeiten erfolgt die Abhebung des Mutterbodens und etwa vorhandenen Rasens von der Baufläche. Beide Materialien

werden seitlich aufgestapelt, um nach Fertigstellung der Dämme und Einschnitte zur Böschungsverkleidung verwendet zu werden. Ebenso sind sämtliche Gesträuche und Bäume mit den Wurzeln von der Baustrecke zu entfernen, weil sie einerseits die Schüttung der Dämme und die dichte sichere Auflagerung des Schüttmaterials auf dem Untergrunde hindern, andererseits im Einschnittsbau die Lösung des Bodens sowohl durch Hand- wie auch durch Maschinenarbeit sehr erschweren würden. Selbstverständlich müssen auch derartige Holz- wie überhaupt tunlichst alle Pflanzenreste dem Schüttden selbst ferngehalten werden, damit sie in den Dammkörpern nicht faulen und gefährliche Bewegungen hervorrufen können.

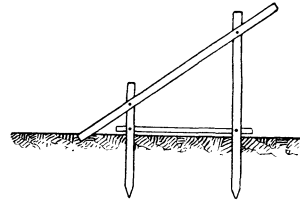


Abb. 15.

Endlich macht die Wasserführung des Geländes, namentlich an den Talhängen, nicht selten vor Beginn der Bodenlösung die Herstellung von Entwässerungsanlagen erforderlich. Auf diese Arbeiten, welche bei Dammschüttungen die Festlegung des Untergrundes, bei Einschnitten die Erleichterung des Erdaushubs und die Sicherung der Böschungen bezwecken, wird bei Besprechung des Bahnkörpers näher eingegangen werden.

b) Einteilung der Bodenarten nach den Lösungsarten.

Bei der Lösung der Bodenmassen macht es die Wahl der richtigen Arbeitsweise und die Veranschlagung der Arbeitszeit und Kosten erforderlich, die verschiedenen Bodenarten in Klassen einzuteilen. Diese Einteilung nach der Tagesleistung der Arbeiter oder der Maschinen vorzunehmen, empfiehlt sich nicht, weil die Leistungen sehr verschieden und von zu vielen Nebenumständen abhängig sind, welche nicht vorhergesehen werden können. Vielmehr ist es richtiger, der Einteilung die verschiedenen Arbeitsweisen zugrunde zu legen, welche das Lösen der betreffenden Gesteine bedingt. Danach ergibt sich als die zweckmäßigste Einteilung die im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Teil I, Band II, Kap. 1, § 7 in ähnlicher Weise angeführte wie folgt.

Klasse I: Mutterboden, loser Sand, Kies, deren Gewinnung sich mit der Schaufel allein bewirken läßt. Hierher gehören auch die Verwitterungsdecken festerer tertiärer Sande, mancher Sandsteine und Konglomerate.

Klasse II: Lehmige, tonige und mergelige Sande im Gebiet des Tertiärs und Diluviums, lehmige Kiese, stark sandiger Lehm, Torfmoor, obere Lagen der Grundmoräne. Abtrag mit steiler Böschung, in manchen Fällen mit vorhergehender Lockerung durch Eintreiben von Holz- oder Eisenkeilen an der Oberfläche.

Klasse III: Grobe Schotter mit starker Lehmbeimengung, sandiger Ton, Löß, weiche Mergel des Diluviums, ferner Verwitterungsdecken toniger Sandsteine, der Schiefertone und des Tonschiefers, sowie der tonigeren Mergel der Trias, des Juras und der Kreide. Das Material wird gleichfalls durch Keile gelockert oder mit der Breithacke gelöst und mit der Schaufel verladen.

Klasse IV: Plattige tonige und mergelige Sandsteine des Mesozoikums und Tertiärs, Schiefertone, Keuper- und Kreidemergel, Verwitterungsböden der Kalksteine und manche Tuffe. Die Lösung erfolgt mittels der Spitzhacke und Keilhaue unter Zuhilfenahme von Brechstangen. Sehr vorteilhaft ist bei den Schiefertonen und den Mergeln die vorhergehende Lockerung durch Sprengarbeit mit Westfalit, wobei mit wenig Schüssen sehr große Massen gelöst werden. Andere Sprengmittel bewähren sich bei Gesteinen dieser Klasse lange nicht so gut.

Klasse V: Sandsteine, Konglomerate mit quarzfreiem Bindemittel, weiche Tonschiefer, viele Kieselschiefer, bankige Kalksteine, Steinmergel des Keupers,

Gips, die meisten Tuffe. Die Lösung erfolgt unter Verwendung einzelner Sprengschüsse (Westfalit) noch größtenteils durch Unterkeilen der Gesteinsbänke.

Klasse VI: Kieselige Sandsteine, Grauwacken, feste Tonschiefer, ungeschichtete oder dickbankige Kalke des Paläozoikums, ein Teil der Dolomite, Anhydrit. Lösung mittels Sprengarbeit, bei der weniger Westfalit als Dynamit zu verwenden ist.

Klasse VII: Alle Eruptive und kristallinen Schiefer, die Kontaktgesteine, kieselige Konglomerate, Quarzite und die dickbankigen oder ungeschichteten Dolomite, also die härtesten, selbst durch Sprengarbeit nur schwer zu lösenden Gesteine. Als Sprengmittel sollte nur Dynamit gewählt werden.

Bei der Bauausführung selbst ist aber nicht zu übersehen, daß in manchen Fällen die Lösung an und für sich sehr harter Gesteine durch die Zerklüftung oder Zerquetschung, welche sie infolge von Gebirgsdruck, namentlich an Verwerfungen erlitten haben, ebenso auch durch die Schrumpfungsbänderung sehr erleichtert wird. So können beispielsweise selbst Eruptive wie klüftiger Granit oder Säulenbasalte oft ohne Sprengmittel mit Brechstangen gelöst werden. Vergleiche die Ausführungen unter „Stratigraphie, Tektonik und physikalische Verhältnisse der Gesteine“. Umgekehrt bedürfen bisweilen Gesteine der Klasse V und sogar der Klasse IV der Sprengung mit Dynamit. Es empfiehlt sich deshalb zur Vermeidung fehlerhafter Maßnahmen, schon bei den Bodenuntersuchungen, namentlich bei den Schurfarbeiten, sorgfältig auf die Einteilung der Gesteine Bedacht zu nehmen.

c) Handgewinnung.

α) Lösung mit Keil und Sprengarbeit. Bei Verwendung der Keile zum Lösen des Bodens ist der Abstand der einzelnen Keile untereinander sowie der Abstand der Keilreihe von der Vorderseite der Arbeitswand durch Versuche zu ermitteln. Dabei ist zu berücksichtigen, daß bei den hier in Frage kommenden Gesteinen, soweit sie irgendeine Schichtung besitzen, die Zähigkeit in der Schichtfläche dreimal so gering ist wie senkrecht zur Schichtfläche. Dies ist in der Weise auszunutzen, daß man das Loskeilen parallel zur Schichtfläche bewirkt, soweit dies bei der Lagerung der Schichten möglich ist, also vor allem bei aufgerichteten Schichten. Streichen diese senkrecht zur Achse des Einschnitts, so wird man also direkt mit Kopfarbeit vorgehen können.

Liegt das Streichen spitzwinklig zur Einschnittsachse, so ist auch die Arbeitswand in diese Richtung zu verlegen. Hierdurch wird noch eine Verlängerung derselben bewirkt. Selbst dann, wenn das Schichtenstreichen parallel zur Einschnittsachse verläuft, muß namentlich bei langen Einschnitten der Versuch gemacht werden, durch Herstellung eines schmalen Schlitzes mittels leichter Sprengschüsse das Abkeilen parallel zum Streichen zu ermöglichen. Die gleichen Regeln sind da zu beobachten, wo an und für sich härtere, in Klasse V, VI und VII gehörige Gesteine infolge starker Klüftung usw. durch Abkeilen gewonnen werden können.

Für die Lösung durch Sprengarbeit wird auf die Ausführungen über diesen Gegenstand bei der Abteilung Tunnelbau verwiesen. Es ist jedoch zu berücksichtigen, daß alle Gesteine an der Oberfläche und teilweise bis auf beträchtliche Tiefe infolge der Verwitterung eine Einbuße an Festigkeit erlitten haben. Hieraus ergibt sich die Möglichkeit, die Sprenglöcher tiefer zu bohren, ihre Entfernung voneinander zu vergrößern und die Sprengladung zu verringern, wobei jedoch insbesondere bei größerer Ausdehnung der Sprengarbeit Versuche anzustellen sind. In manchen Fällen wird dabei auch statt des Dynamits das billigere Westfalit Verwendung finden können.

Bohren der Sprenglöcher. Bei Herstellung der Sprengbohrungen ist im Schieferton und in den weicheren Tonschichten und Mergeln mit Handbohrung

vorzugehen, weil die Maschinenbohrer bei diesen Gesteinen zu stark verschmieren, weil ferner der Fortschritt der Handbohrung in denselben nicht hinter demjenigen der Maschinenbohrung zurücksteht. Bei den übrigen festeren Gesteinen sind die Luftbohrhämmer als die vorteilhaftesten Bohrmaschinen zu bezeichnen. In solchen Fällen, in denen der Unternehmer gleichzeitig größere Tunnelbauten ausführt und stärkere Bohrmaschinen verfügbar hat, können auch diese, namentlich bei sehr festen Gesteinen und bei langen und tiefen Einschnitten, mit Vorteil bei der Herstellung der Sprenglöcher Verwendung finden.

Massensprengungen. Bei den Massensprengungen wird in einer Minenkammer eine größere Masse von Dynamit — andere Sprengmittel kommen gegenwärtig für diesen Fall nicht mehr in Betracht — zur Explosion gebracht. Die Minenkammern werden im Gestein in entsprechender Entfernung von dessen Vorder- und Oberfläche angelegt, nachdem vorher Stolln von der Seite her an den Kammerort hinangetrieben sind. Die Kammern werden alsdann besetzt, verdammt und durch elektrische Zündung mittels Leitungsdrähten, die von der Kammer durch die Stolln nach außen führen, zur Entzündung gebracht. Die Berechnung der Entfernung der Kammern von der Außenfläche des Gesteins und der Sprengstoffmenge erfolgt nach den Sprengstoffvorschriften für die Pioniere der Armee.

Da die Massensprengung erstlich durch die Zerreißung des umgebenden Gesteins in der Sprengzone, zweitens durch Erschütterung in der Schütterzone und drittens wenigstens teilweise durch Zerstörung der Unterstützung des über der Schütterzone liegenden Gesteins wirkt, und da diese Wirkungen entsprechend den großen Sprengladungen sehr weitgehende sind, so sollte die Massensprengung im Einschnittsbau nicht angewendet werden, weil die Einschnittböschungen zusehr dadurch gefährdet werden. Dagegen sind Massensprengungen mit großem Vorteil bei Seitenentnahmen bedeutenderen Umfanges zu verwenden, weil dabei die Gewinnungskosten stark verringert werden. Namentlich sind sie am Platze bei der Lösung von mageren Mergeln, nicht zu festen Tonschiefern und Kalken, welche recht wohl zu Schüttungszwecken dienen können.

β) Gewinnung, Geräte. Der lose Stichboden und die gelockerten Gesteine werden mit der Schaufel gewonnen, deren Form in den verschiedenen Gegenden wechselt. Bei etwa zäherem Stichboden bedient man sich des Spatens mit geradem Blatt und starkem Handgriff. Zur Gewinnung rolligen, lockeren, nicht zu kleinstückigen Gesteins wird die vier- bis fünfzinkige Gabel mit langem Stiel verwendet, welche bei derartigem Boden der Schaufel gegenüber bedeutende Vorzüge hat. Sämtliche Geräte erhalten Holzstiele. Die zeitweilig in Amerika gebräuchlichen eisernen Hohlstiele haben sich nicht bewährt. Schaufel, Spaten und Gabel, ebenso kleine Rechen, welche zum Sammeln gröberer Gerölle hier und da Verwendung finden, werden aus Stahl gefertigt.

γ) Laden, Gefäße. Das Laden des Bodens in die Fördergefäße erfolgt mittels Schaufelwurfs; große Stücke müssen mit der Hand verladen werden.

Für die Fortschaffung des Materials kommen Schiffsgefäße nur da in Betracht, wo die Bodengewinnungsstelle am Wasser liegt, und wo der Boden aus den Schiffen einfach ins Wasser geschüttet, nicht aber am Ablagerungspunkte nochmals umgeladen werden muß.

Die im übrigen vorzugsweise gebrauchten Ladegefäße sind nachstehend zusammengestellt.

Die Schiebkarre kommt mit Rücksicht auf ihren geringen Fassungsraum für größere Bodenbewegungen nur noch in Ländern mit sehr niedrigen Arbeitslöhnen in Betracht. Im übrigen ist sie beim Querausgleich, bei der Herstellung kleiner Einschnitte, enger Schlitze, Gräben, von Seiten- und Überwegen und Baugruben nicht zu entbehren.

	Wagenkasten	Untergestell	Inhalt cbm	Spurweite des Förder- gleises	
Schiebkarren . . .	Eisen, seltener Holz	—	0,55—0,2	—	
Kippkarren	Holz	zumeist Holz	0,3—0,6	—	
Rollwagen.	Holz oder Eisen	Holz oder Eisen	1,0—3,0	0,0—1,435	Wagenkasten fest.
Sattelwagen, Boden- kipper	Eisen	Eisen u. Holz	bis 5	0,0—1,435	Kasten fest mit Klappe.
Seitenkipper. . . .	Holz, Eisen	Holz, Eisen	1,0—2,5	selten über 1,0	Kasten seitlich zu kippen.
Muldenkipper . . .	Eisen	Eisen	0,3—1,5	0,6—1,0	Kasten als winklige Mulde ausgebildet.
Vorderkipper . . .	meist Holz	Holz oder Eisen	1,5—2,0	0,6—1,0	
Universalkipper . .	Eisen	Eisen	0,5—1,0	0,6—1,0	
Offene Güterwagen.	—	—	4,0—6,5	—	Schutz der Achslager durch Blech- oder Segeltuchschürzen.

Auch die Kippkarre, sowohl für Hand- wie Pferdebetrieb, kommt für größere Erdtransporte immer mehr außer Gebrauch. Doch findet sie sich noch in größerer Anzahl bei Unternehmern, welche mit kleinem Kapital arbeiten. Bei geringen Förderweiten und etwas größeren Bodenmengen ist die Kippkarre der Schiebkarre überlegen.

Die sämtlichen übrigen Wagen bewirken den Bodentransport auf Schienengleisen. Bei den Wagen Nr. 3 und 4 ist der Wagenkasten fest mit dem Untergestell verbunden, während er bei allen übrigen Wagen um eine wagerechte Achse drehbar ist.

Nr. 3. Der Rollwagen muß bei der Entladung von Arbeitern bestiegen und nach Umklappen der Seitenwand leergeschaufelt werden. Trotz dieses die Zeitdauer und die Kosten der Erdarbeiten nicht unwesentlich beeinflussenden Mangels ist der Rollwagen wegen seiner verhältnismäßig seltenen und einfachen Reparaturen noch immer vielfach in Gebrauch.

Nr. 4. Die Bodenkipper, Sattelwagen, auch sogenannte Selbstentlader, besitzen winklig sattelförmige Böden der Wagenkasten und werden durch Öffnen seitlicher Klappen entladen. Abb. 59—64 auf Seite 70 des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften, Band II verdeutlicht die Konstruktion dieser Wagen. Als Mängel sind bei großstückigem Gesteinsmaterial Klemmungen desselben an den Klappen und nicht selten Reparaturen der Klappenscharniere anzuführen.

Nr. 5. Der Seitenkipper ist in Deutschland und Österreich für größere Transporte der am meisten verwendete; er hat sich aber auch in den übrigen Ländern erfolgreich gegenüber den Bodenkippern behauptet. Der Wagenkasten ist um eine wagerechte, parallel zum Gleise liegende Achse drehbar, und zwar entweder nach einer oder nach beiden Seiten. Letzteres ist namentlich bei kleineren Wagen nicht unbedingt notwendig, da die Bodenförderung gewöhnlich längere Zeit in einer Richtung erfolgt, und der leichte Wagen selbst unschwer gedreht werden kann. Das Untergestell wird neuerdings mehr und mehr ganz aus Eisen hergestellt, der Kasten dagegen noch häufig aus Holz, was namentlich beim Transport von festem, großstückigem Material vorteilhafter ist. Es empfiehlt sich, bei größeren Transporten derartigen Gesteins die Kopfwände der Wagen etwas zu überhöhen

und im überhöhten Teile nach außen zu krümmen, wodurch sowohl beim Beladen und Fördern wie auch beim Kippen der recht unbequeme Sturz größerer Stücke auf das Gleis sehr vermindert wird (Abb. 16).

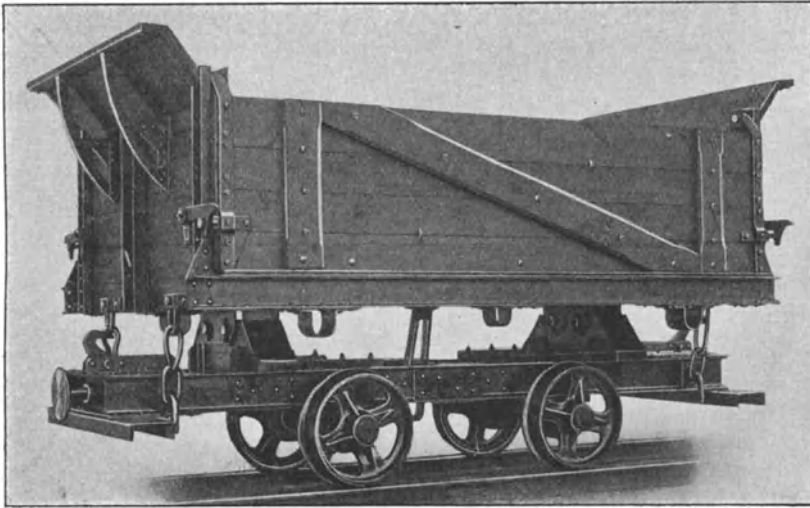


Abb. 16.

Nr. 6. Der Muldenkipper wird ganz aus Eisenkonstruktion hergestellt. Der Wagenkasten besitzt winklig muldenförmige Gestalt. Er ist gegenwärtig für kleine Transportweiten, Hand- und Pferdebetrieb auf Schmalspurgleis der gebräuchlichste Wagen, kommt aber auch nach und nach bei Normalspurgleisen in Aufnahme (Abb. 17).

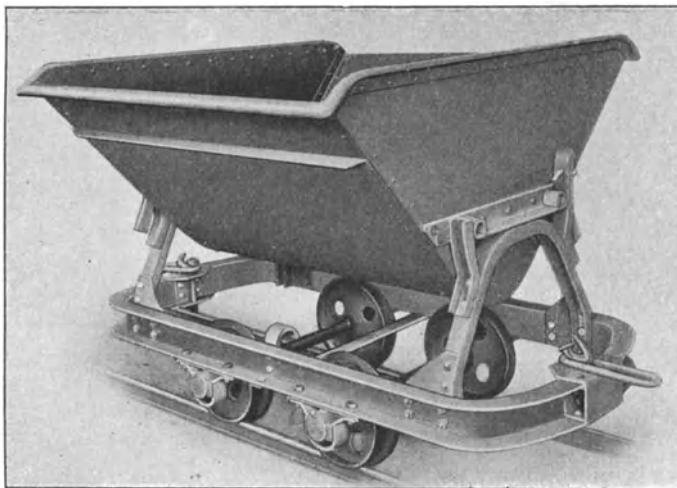


Abb. 17.

Nr. 7 und 8. Die Vorder- und Universalkipper sind weniger häufig im Gebrauch.

Im allgemeinen ist bei der Konstruktion der Wagen Nr. 3 bis 8 auf folgendes Bedacht zu nehmen.

Mit Rücksicht darauf, daß die Lage der noch dazu in vielen Fällen häufig zu verschiebenden Fördergleise niemals eine so gute sein kann wie beim Eisenbahngleis, sind alle Wagenteile sehr kräftig und tunlichst unempfindlich gegen Stöße zu konstruieren. Das erfordert selbstverständlich auch die Art und Weise der Be- und Entladung.

Zweitens soll für Achsen und Räder nur gutes Material gewählt werden. Diesem Grundsatz wird auch neuerdings mehr und mehr entsprochen.

Drittens ist eine besonders kräftige und einfache Anordnung aller Kipp- und Verschlußanordnungen anzustreben, deren Reparaturen und Erneuerungen auf den Baustellen selbst möglich sein müssen.

Viertens sind als Bremsvorrichtungen Hebel- und Druckbremsen, höchstens einfache Handspindelbremsen zu verwenden.

Fünftens kommt zweckmäßig für das Kuppeln der Wagen nur die einfache, leicht abwerfbare Hakenkuppelung zur Anwendung, wie sie bei Bergwerksförderungen üblich ist.

δ) **Arbeitsleistung.** Am besten drückt man den Arbeitsaufwand für das Lösen und Laden des Bodens in Arbeitsstunden für das Kubikmeter aus. Die hierfür im Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Band II, Seite 35 angegebenen Werte stimmen bis auf die Angaben für die Bodenklassen VI und VII sehr gut mit neueren Beobachtungen überein. Es ist jedoch zweckmäßig, zu dem Zeitaufwand für das Lösen, welcher durch das Be- und Entladen der Schiebkarren keine wesentliche Erhöhung erfährt, noch einen Zuschlag für Be- und Entladen größerer Fördergefäße, für Weichenstellen, Gleisrücken und kleine Ausbesserungen am Gleise hinzuzufügen. Ferner müssen die unteren Grenzwerte der Angaben a. a. O. für die Bodenklassen IV—VII mit Rücksicht auf die bedeutenden Fortschritte und die gesteigerte Anwendung der Sprengarbeit eine erhebliche Herabminderung erfahren. Danach ergeben sich folgende Werte:

Arbeitsstunden für das Kubikmeter Lösen und Laden.

Bodenklasse	Unterer Grenzwert, besonders günstige Verhältnisse, Schieb- und Kippkarrentransport	Oberer Grenzwert, ungünstige Verhältnisse, Transport auf Gleisen	
I	0,5	1,2	Klasseneinteilung der Bodenarten unter 3 b im vorhergehenden.
II	0,9	1,8	
III	1,5	2,7	
IV	1,7	3,7	
V	2,8	5,0	
VI	3,4	6,5	
VII	4,5	10,5	

ε) **Kosten für Lösen und Laden.** Für die Kostenberechnung, welche für jeden Einzelfall gesondert aufzustellen ist, kommen erstlich die Arbeitslöhne, zweitens Unterhaltungs- und Erneuerungskosten und Abschreibungen des Inventars, Verwaltungs- und Versicherungskosten, drittens Kosten für Sprengmittel und Installationen, viertens der Unternehmergewinn in Frage. Die Arbeitslöhne, welche schon vor dem Kriege im In- und Auslande in stetigem Steigen begriffen waren, und in den einzelnen Gegenden Deutschlands um mehr als 90% schwankten, haben gegenwärtig eine derartige Höhe erreicht, daß sie nicht als normale angesehen werden können. Es ist auch nicht abzusehen, wann sie eine erhebliche Herabminderung erfahren und ob alsdann einigermaßen stetige Lohnverhältnisse eintreten werden. Ferner sind auch alle Materialpreise ins ungemessene gestiegen, und ihre Weiterentwicklung unterliegt der gleichen Unsicherheit wie die Löhne. Unter diesen Umständen ist es unmöglich auch nur für die nächste Zeit gültige Zahlenangaben über die

Löse- und Ladekosten zu machen. Um aber wenigstens einen Anhalt für die in Friedenszeiten und bei gesunden wirtschaftlichen Verhältnissen gezahlten Preise zu geben, ist nachfolgend eine Zusammenstellung der noch im Jahre 1914 unter Zugrundelegung eines Tagelohnsatzes von 3,50 M. und der damals herrschenden Materialpreise gezahlten Löse- und Ladekosten gegeben, wobei ganz ungewöhnlich niedrige oder hohe Sätze nicht berücksichtigt sind. Falls das Lösen der Gesteine in den Bodenklassen VI und VII ohne Bohrmaschinenarbeit erfolgen soll, fällt der Betrag für Installation fort. Dafür ist alsdann der Wert der Spalte 2 um 30% zu erhöhen.

Kosten für Lösen und Laden eines Kubikmeters in Mark. Reiner Arbeitsstundenlohn 0,35 M.

Bodenklasse	Arbeitslohn nebst den überstehend beschriebenen Zuschlägen	Installation und Zubehör	Sprengmittel	Unternehmergewinn usw.	Ganze Summe
I	0,19—0,46	—	—	0,01—0,04	0,20—0,50
II	0,34—0,68	—	—	0,04—0,07	0,38—0,75
III	0,65—1,16	—	—	0,05—0,14	0,70—1,30
IV	0,73—1,59	—	0,02	0,08—0,16	0,83—1,77
V	1,20—2,15	—	0,10	0,15—0,25	1,45—2,50
VI	1,46—2,80	0,05—0,15	0,20—0,35	0,19—0,35	1,90—3,65
VII	1,94—4,52	0,05—0,15	0,35—0,75	0,26—0,48	2,60—5,90
1	2	3	4	5	6

Bemerkenswert ist in dieser Zusammenstellung, daß der Anteil der Spalte 2 an den Gesamtkosten in Bodenklasse I—III 85—93% in Bodenklasse VII nur noch 71—77% betragen hat.

d) Bodengewinnung mittels Maschinen.

Während die Verwendung von Maschinen zur Bodengewinnung im Wasserbau schon seit 50 Jahren eine sehr weitgehende gewesen ist, hat sie im Eisenbahnbau erst in den letzten beiden Jahrzehnten größeren Umfang angenommen. Die verhältnismäßig geringe Breite der Einschnitte, welche den weitaus größten Teil der Entnahmestellen beim Eisenbahnbau bilden, hat lange Zeit die Verwendung von Maschinen für den Bodenaushub nicht rätlich erscheinen lassen. Vor allem aber waren es die niedrigen Sätze der Arbeitslöhne, welche insbesondere in Deutschland bis in die Neuzeit hinein die Vorherrschaft der Handarbeit bei der Bodenlösung im Eisenbahnbau erhalten haben, so daß die Maschinenarbeit vorwiegend auf die Erdarbeiten für größere Bahnhofsanlagen beschränkt geblieben ist. Hierin hat die Aufwärtsbewegung der Arbeitslöhne, welche vor 20 Jahren begonnen hat, und welche im letzten Jahrzehnt besonders stark hervorgetreten ist, Wandel geschaffen. Die Maschinen haben sich der Eigenart der Bodengewinnung im Eisenbahnbau angepaßt, die Maschinenbestände der Großunternehmer haben sich auch in Deutschland infolge sehr umfangreicher Erdarbeiten für Hafen- und Kanalbauten stark vermehrt, und da der größere Teil der bedeutenden Baufirmen gleichzeitig Eisenbahnbauten ausführt, hat die Maschinenarbeit auch bei diesen immer mehr Raum gewonnen, wie dies im Ausland infolge der höheren Löhne schon seit längerer Zeit zu beobachten ist. Es ist aber sowohl im Hinblick auf die weitere Steigerung der Arbeitslöhne wie auch mit Rücksicht auf die stetige Vervollkommnung der Bodengewinnungsmaschinen als sicher anzunehmen, daß die Maschinenarbeit die Handarbeit mit der Zeit noch weiter zurückdrängen wird.

Von den zahlreichen für die Bodenlösung konstruierten Maschinen kommen im Eisenbahnbau die Schrapper, die Greifbagger, die Löffelbagger, die Eimerkettenbagger in Betracht.

Die Schrapper, welche in Nordamerika und England nicht selten Verwendung gefunden haben, lockern den Boden durch starke Pflugschare, gewinnen ihn mit breiter Schaufel, welche ihn alsdann mittels kurzen Transportbandes in den Wagenkasten befördert. Diese Maschinen, deren Anordnung eine sehr wechselnde ist, wollen Bodenlösung und Förderung vereinigen. Sie arbeiten an und für sich nicht teuer; dagegen ist ihre Förderweite sehr beschränkt. Sie vermögen deshalb den Wettbewerb mit den neueren Baggern nicht aufzunehmen, da auch beim Bodenlösen ihre Leistungen weit hinter denjenigen der Bagger zurückstehen.

Die Greifbagger stellen Hebezeuge nach Art eines Kranes dar, deren Greifzeug niedergelassen wird und mit den als Klauen oder Klappen ausgebildeten

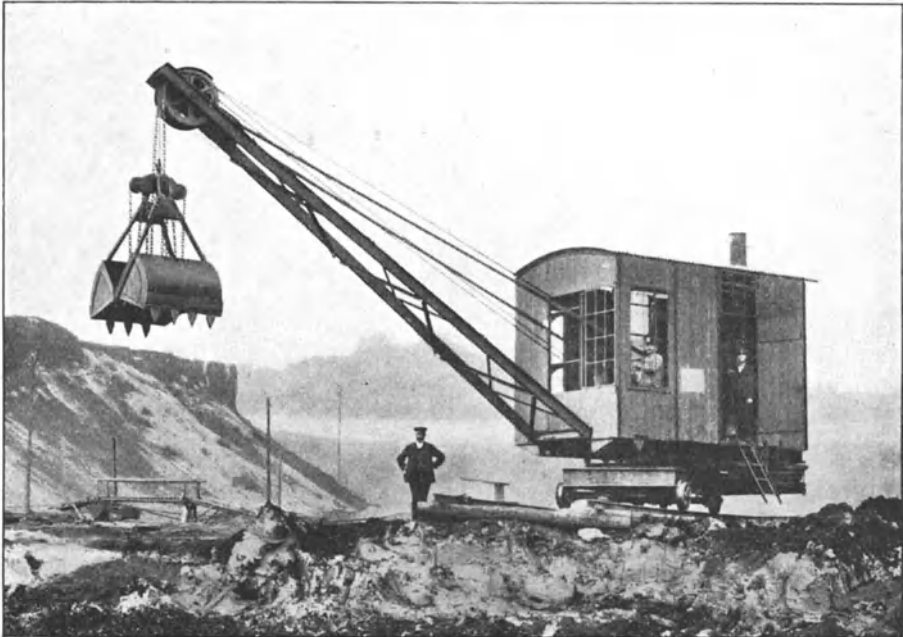


Abb. 18.

Greifern das Gestein zusammenrafft, hebt und dem Förderwagen zuführt. Diese Art der Bodengewinnung erfordert ziemlich viel Zeit, die Leistung ist daher beschränkt. Die Greifbagger können deshalb mit Vorteil nur bei der Herstellung größerer Baugruben und da, wo eine große Anzahl einzelner großer Stücke aus dem Einschnitt zu heben ist, Verwendung finden. Menck & Hambrock in Altona-Hamburg liefern derartige Greifbagger für elektrischen und Dampfantrieb, welche bis zu 2 cbm heben und Ausliegerweiten bis zu 7 m besitzen (Abb. 18).

α) **Löffelbagger.** Der Löffelbagger ist im Jahre 1840 vom Amerikaner Otis erfunden worden. Seine maschinelle Anordnung ist bereits im I. Teil, Band 4, Abteilung IX behandelt und braucht daher hier nicht weiter erörtert zu werden. Nachfolgende Figur stellt den Typ der neuzeitlichen Löffelbagger von Menck & Hambrock, Altona, dar, welche sich als sehr leistungsfähig erwiesen haben (Abb. 19).

Der Bagger bewirkt Lösen und Laden getrennt. Das je nach der Beschaffenheit des zu gewinnenden Bodens am Vorderrand mit scharfen Zähnen oder voller Schneide ausgerüstete Baggergefäß arbeitet durchweg von unten nach oben, wird mit dem Löffelstiel gegen die Arbeitswand gedrückt und schneidet

sie kreisförmig an. Es kann Wandhöhen bis zu 6 m in einem Arbeitssatz abbauen. Sein Fassungsraum schwankt im allgemeinen zwischen 0,5 und 4 cbm. Das Gefäß wird nach der Füllung mit dem Baggerauslieger bis über den Förderwagen gedreht und in diesen durch Öffnen der Bodenklappe entleert. Das Heben und Senken des Löffels erfolgt mittels der auf der Baggerplattform stehenden Dampfwinde, der Vertrieb des Löffels am zweckmäßigsten durch eine kleine am Auslieger befestigte Dampfmaschine. Der als Selbstfahrer konstruierte Bagger bewegt sich zumeist auf breitem Gleis. Wenn er zur Erzielung besonderer Beweglichkeit mit Radsätzen für Normal- oder kleinere Spurweite ausgerüstet ist, muß er während der Arbeit durch besondere Stützklötze abgestützt werden, deren Ansetzen und Heben in England und Amerika durch Handarbeiter erfolgt. Menck & Hambrock haben an ihren neuen normalspurigen Baggern maschinell

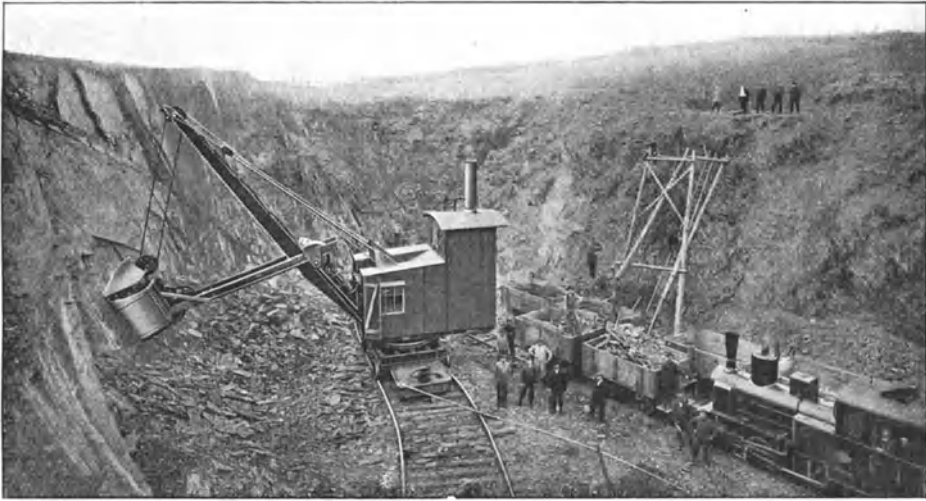


Abb. 19.

bewegte Seitenstützen angebracht und lassen auch das Vorstrecken der Gleise durch den Apparat selbst ausführen. Die einzelnen Teile der neuzeitlichen Löffelbagger sind durchweg sehr kräftig ausgebildet und vermögen selbst starke Betriebsstöße auszuhalten. Der Bagger kann nach Belieben seitlich oder vor Kopf arbeiten.

Arbeitsweise. Bei Seitenarbeit, wie sie bei der Herstellung breiterer Einschnitte und größerer Flächenvertiefungen für Bahnhöfe bewirkt wird, liegen die Fördergleise auf der von der Arbeitswand abgekehrten Seite. Die Förderwagen werden am Bagger vorübergezogen und von ihm beladen. Die Ladearbeit erleidet lediglich die durch das Abdrehen und Füllen des Löffels

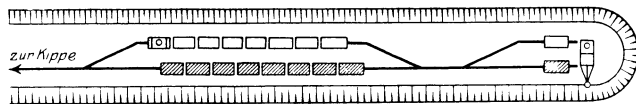


Abb. 20. Löffelbagger-Betrieb.

bedingte kurze Unterbrechung. Sehr selten erfolgt umgekehrt Bewegung des Baggers neben dem Wagenzug. Arbeitet der Bagger dagegen vor Kopf, wie es bei der ersten Aufschlitzung des Einschnitts und bei schmalen Einschnitten überhaupt nicht zu vermeiden ist, so bedingt die Wagenzustellung unter Umständen größere Unterbrechungen des Ladegeschäfts (Abb. 20). Der Bagger steht dabei in der Achse des Einschnitts, in welchem die Fördergleise am zweck-

mäßigsten wie oben skizziert vorgestreckt werden. Er läßt abwechselnd nach rechts und links, so daß nur bei schneller Bedienung genügend Zeit für die Wagenauswechslung verbleibt. Jede Unregelmäßigkeit in der Wagenauswechslung ergibt sofort größere Unterbrechungen der Baggerarbeit. Diese lassen sich nur dadurch vermeiden, daß man die Fördergleise nicht in den Einschnitt hinter dem Bagger sondern je ein Gleis zu beiden Seiten des Einschnitts am Bagger vorüber legt und mit zwei Bodenzügen und zwei Lokomotiven arbeitet.

Arbeitsleistungen. Der Löffelbagger bewirkt die Lösung der sämtlichen unter die Bodenklassen I, II und III fallenden Gesteine ohne jede Schwierigkeit, ebenso auch die der meisten von Klasse IV gehörenden Gesteine. Unter diesen können nur manchmal die plattigen Sandsteine des Mesozoikums zu fest für die Gewinnung mittels des Baggers sein, namentlich dann, wenn der Baggerlöffel nicht parallel oder doch spitzwinklig zu den Schichtflächen angreifen kann. Derartige Sandsteine sowie die sämtlichen Bodenarten der Klassen V, VI und VII müssen vor der Baggerarbeit durch Sprengschüsse gelockert werden. Bei den Gesteinen der Klasse VII ist die Verwendung des Löffelbaggers zwar noch möglich, aber nicht mehr wirtschaftlich.

Die Leistungen der Löffelbagger sind zwar nicht so sehr durch die Gesteinsbeschaffenheit beeinflußt wie die der Eimerkettenbagger, immerhin ist aber doch eine Abnahme derselben bei der Bodengewinnung in der Reihenfolge von Klasse I bis Klasse IV zu beobachten. Die Höchstleistungen sind jedoch nicht bei den ganz losen Sanden, sondern bei etwas lehmigem Material der Klassen I und II zu verzeichnen. Theoretisch berechnet sich die Leistung einfach durch Multiplikation des Löffelinhalts mit der Anzahl der lediglich mit Rücksicht auf die Baggermaschine möglichen Füllungen und Entleerungen in der Zeiteinheit. Praktisch sind jedoch folgende Abzüge zu machen:

1. für unvollständige Füllung des Löffels bei sperrigen und verschiedenstückigen Gesteinen;
2. für unvollständige Entleerung bei plastischen Gesteinen;
3. für die Ortsveränderung des Baggers und Vorstreckung seiner Gleise (letztere bei Kopfarbeit);
4. für Arbeitsunterbrechungen durch die Wagenstellungen.

Diese Abzüge sind aber natürlich jeder für sich genommen noch wieder recht wechselnd, so daß sich Durchschnittswerte, welche Anspruch auf allgemeine Gültigkeit erheben, nicht geben lassen, zumal auch noch verhältnismäßig wenig Angaben über Löffelbaggerleistungen gesammelt sind. Aus der Zahl der vorliegenden Angaben seien folgende, welche sich auf längere Beobachtungsreihen beziehen, hervorgehoben.

- | | |
|---|------|
| 1. Löffelinhalt ca. 1 cbm, Kopfarbeit, Bodenart Kl. III, sandiger Ton,
größter Stundendurchschnitt am Tage | 30 % |
| 2. Löffelinhalt ca. 1 cbm, Kopfarbeit, Bodenart Kl. II, lehmiger Sand,
größter Stundendurchschnitt am Tage | 32 % |
| 3. Löffelinhalt ca. 1 cbm, Seitenentnahme, Bodenart Kl. II, lehmiger Sand,
größter Stundendurchschnitt am Tage | 36 % |

Größte Stundenleistungen bei 1. 60 %, bei 2. 58 %, bei 3. 69 % der theoretischen Leistung von 100 cbm in der Stunde. Neuester Bagger, Löffelinhalt 2 cbm, Bodenart Kl. III, Jura- und Kreideton, größter Stundendurchschnitt 85⁰/₀, mittlerer Stundendurchschnitt 70⁰/₀ mit 150 cbm.

Bei praktischen Ausführungen wird man unter Berücksichtigung der Bodenbeschaffenheit und der Betriebsverhältnisse nur durch Beobachtungen der tatsächlichen örtlichen Anfangsleistungen einigermaßen richtige Schlüsse auf die Gesamtleistungen ziehen können. Vorveranschlagungen sind mit Vorsicht auf Grund vorhandener Beobachtungen möglichst ähnlicher Arbeiten aufzustellen.

β) **Eimerkettenbagger.** Der erste Eimerkettenbagger ist vom Franzosen Couvreur wohl in Anlehnung an die alten Wasserschöpfpräder konstruiert, zunächst 1861 bei französischen Eisenbahnbauten, dann beim Suezkanal in



Abb. 21.



Abb. 22.

Tätigkeit gesetzt worden. Seine maschinelle Einrichtung ist bereits im ersten Teil, Bd. 4, Abteilung IX beschrieben. Er arbeitet entweder als Hoch- oder als Tiefbagger, wie aus den beiden folgenden Abbildungen ersichtlich ist (Abb. 21 und 22).

Die auf der Eimerkette aufgereihten Baggereimer von 0.1—0.25 cbm Fassungsraum werden durch die Eimerleiter geführt, welche mittels Kette und

Kran gehoben und gesenkt werden kann. Beim Hochbagger liegen die gefüllten Eimer teils unten, teils oben, beim Tiefbagger hängen sie unten. Bei letzterem erzeugt die durchhängende Kette einen flach konkaven Anschnitt der Böschung, doch kann durch Geradföhrung der Kette auch eine ebenflächige Abarbeitung der Böschung erreicht werden. Durch mehrteilige Eimerleitern läßt sich sogar ein geknicktes Profil der Böschung erzielen, was namentlich dann, wenn verschiedene geartete, übereinander lagernde Bodenarten abgebaut werden sollen, von Vorteil sein kann (Abb. 23). Sobald die Eimer den höchsten Punkt der Eimerleiter überschritten haben, schütten sie in den Füllschacht aus, welcher das Baggergut in den unter ihm stehenden Förderwagen fallen läßt. Sämtliche Bewegungen werden bei den neuzeitlichen Eimerkettenbaggern durch die auf



Abb. 23.

der Plattform neben dem Dampfkessel montierte Dampfmaschine ausgeführt. Der Förderwagenzug steht bei den größeren Maschinen unter dem Bagger — Portalbagger. Auf der von der Arbeitsböschung abgekehrten Seite der Plattform stehen Dampfkessel und Dampfmaschine. Hierdurch wird ein sehr guter Gewichtsausgleich für die schwere Eimerleiter und Kette mit den Eimern, vor allem aber beim Tiefbagger eine Entlastung der Böschungskante herbeigeführt, welche namentlich bei weicheren Bodenarten der Klassen I und II sehr erwünscht ist.

Arbeitsweise. Hochbagger. Falls der Hochbagger im Einschnitt arbeiten soll, muß zunächst eine ebene Fläche in dem Niveau hergestellt werden, auf welcher der Bagger sich bewegen soll. Die Fläche muß so breit sein, daß das Baggergleis bequem Platz findet. Zwischen seinen Schienen wird das Förderwagengleis vorgestreckt. Sobald der Leerwagenzug vorgefahren ist, beginnt der Bagger zu arbeiten, indem er über dem Förderwagenzuge seitlich weiter rückt und die unter ihm stehenden Wagen füllt. Nachdem er in der Arbeitswand so viel Anschnitte gemacht hat, wie durch Hebung der Baggerleiter möglich ist, muß das Baggergleis und mit ihm das Fördergleis seitlich in der Richtung auf die Arbeitswand verschoben werden. Damit hierdurch keine Unter-

brechungen entstehen, müssen daher die Gleise eine bedeutend größere Länge als der Förderwagenzug haben. Der Bagger, welcher in der Arbeitswand flach konkave, bei geradliniger Führung ebenflächige Anschnitte macht, arbeitet in der Regel nur seitlich, doch kommen Bagger mit drehbarer Eimerleiter, ferner auch solche, bei denen eine Drehung des ganzen Apparates möglich ist, vor.

Tiefbagger. Dieser kann ohne vorherige Schlitzarbeit für die Gleisebene arbeiten, doch muß unebenes Gelände durch Einplanierung für die Vorstreckung der Gleise vorbereitet werden, deren Anordnung die gleiche wie beim Hochbagger ist. Auch hier rückt der Bagger wieder über dem stillstehenden Förderwagenzuge vor und zurück. Die Gleise werden im Verlauf der Arbeit umgekehrt wie beim Hochbagger nach rückwärts verschoben. Ihre Länge muß zur Vermeidung von Arbeitsunterbrechungen gleichfalls die drei- bis vierfache des Förderwagenzuges sein. Die Böschung der Arbeitswand ist entweder eine flach konkave oder geradflächige, unter Umständen eine gebrochene, je nach der Führung der Eimerkette, über welche oben bereits das Erforderliche angegeben ist. Die Höhe der Arbeitswand beträgt 4—17 m, bei sehr großen Baggern bis zu 22 m.

Arbeitsleistung. Die theoretische Leistung eines Eimerkettenbaggers berechnet sich durch Multiplikation des Eimerinhalts mit der Zahl der in der Zeiteinheit bei ununterbrochenem Betriebe geförderten Eimer. Sie ist in den verschiedenen Bodenarten nicht gleich. Dabei kommen nur die Gesteine der Bodenklassen I, II und III in Betracht. Sodann treten aber ebenso wie beim Löffelbagger Arbeitsunterbrechungen ein, welche allerdings bei richtiger Bemessung der Gleislängen weniger durch Auswechseln der Wagen als durch unregelmäßige Ausbildung des zu lösenden Gesteins — Einlagerung großer Steine im Sand oder Lehm usw. — hervorgerufen werden. Letztere sind um so eher zu erwarten, als die Eimer nur klein und die bewegten Konstruktionsteile des Baggers lange nicht so kräftig wie diejenigen des Löffelbaggers sein können. Infolgedessen kann im allgemeinen nur mit einer wirklichen Baggerleistung von 60—70 % der theoretisch bestimmten gerechnet werden. In einzelnen Fällen wird sogar nur eine solche von 50 % erreicht werden.

γ) Ältere, noch im Gebrauch befindliche Bagger. Im allgemeinen kann mit einer Lebensdauer sowohl der Löffel- wie auch der Eimerkettenbagger von 20—30 Jahren gerechnet werden, falls die Apparate gute Wartung und sachgemäße Verwendung erfahren. Da indes die älteren Bagger lange nicht so wirtschaftlich arbeiten wie die neuzeitlichen, so ist der größte Teil der ersteren nicht mehr im Gebrauch. Immerhin befinden sich in Deutschland bei einzelnen Unternehmern noch heutzutage einige ältere Eimerkettenbagger im Betriebe. Diese unterscheiden sich von den neueren einmal durch das Fehlen der Federeinschaltungen in den Hebeketten der Eimerleiter und durch die Kupplungen der verschiedenen Bewegungsvorrichtungen, sodann durch die Lage des Kessels und der Dampfmaschine, endlich dadurch, daß der Förderwagenzug nicht unter dem Bagger, sondern an dessen Rückseite steht. Die Arbeitsleistungen dieser Bagger, welche im wesentlichen noch den Typ des alten Couvreur-Baggers darstellen, sind noch ganz befriedigende. Die Apparate bedürfen jedoch recht häufiger Reparaturen, namentlich der Eimerleiter und Kette; auch sind die Betriebskosten höher als bei den neuzeitlichen großen Eimerkettenbaggern, welche gegenwärtig in besonders guter Ausführung von der Lübecker Maschinenbaugesellschaft hergestellt werden.

δ) Vergleich der Löffel- und Eimerkettenbagger.

Löffelbagger:

Vorteile:

1. Schnelle und leichte Montage und Demontage;
2. Geringes Raumbedürfnis;

3. Leichtigkeit der Ortsveränderungen; der Bagger überwindet sogar beträchtliche Steigungen;
4. Fortfall vorbereitender Planierungs- oder Schlitzarbeiten. Der Bagger gräbt sich selbst die Arbeitsstelle;
5. Vorteilhafte Verwendung für Kopf- und Schlitzarbeit;
6. Verwendbarkeit bei Einschnitten mit schnellem und bedeutendem Wechsel der Tiefe;
7. Verwendbarkeit auch in ganz engen Einschnitten mit steilen Böschungen;
8. Verhältnismäßig geringe und wenige Gleisverschwenkungen bei Seitenarbeit, besonders bei den neuesten Baggern mit großem Stielverschub;
9. Keine Belastung der oberen Böschungskante des Einschnitts;
10. Keine Unzuträglichkeiten bei größeren Nachstürzen; der Bagger gräbt sich selbst frei;
11. Kräftige Konstruktion aller Teile;
12. Leichte Anpassung an die verschiedenen Gesteine;
13. Verwendbarkeit selbst bei Gesteinen der Bodenklassen V und VI.

Nachteile:

1. Unausführbarkeit der Tiefarbeit;
2. Steilheit des Böschungsanschnitts, welche große Nacharbeiten bedingt;
3. Unausführbarkeit von Einschnitten, welche während der Herstellung Wasser führen.

Eimerkettenbagger:

Vorteile:

1. Stetiger Löse- und Ladebetrieb;
2. Flachheit des Böschungsanschnitts, welche nur geringe, bei geradliniger Führung der Eimerkette gar keine Nacharbeit erforderlich macht;
3. Keine Arbeitsbehinderung durch Wasserzugänge in den Einschnitten.

Nachteile:

1. Notwendigkeit vorbereitender Arbeiten für den Beginn der Bodenlösung;
2. Größere Empfindlichkeit der bewegten Teile gegen Arbeitsstöße;
3. Beschränkung der Eimerkettenbagger auf die Lösung der Gesteine der Bodenklassen I, II und III.

Im ganzen besitzen die neuzeitlichen Löffelbagger zweifelsohne bezüglich der Arbeitsweise sehr viele Vorzüge gegenüber den Eimerkettenbaggern. Schon heute ist sogar der Löffelbagger dem als Hochbagger arbeitenden Eimerkettenbagger nicht ganz selten überlegen. In England und Amerika ist der letztere überhaupt niemals so weitgehend verwendet worden wie der Löffelbagger.

Letzterer wird auch in Deutschland bei Eisenbahnbauten im Hügelland mit seinen festeren Gesteinen, ferner allgemein bei engeren Einschnitten und bei Schlitzarbeit, endlich vielfach als Hochbagger mit Vorteil Anwendung finden, während das Arbeitsgebiet des Eimerkettenbaggers im Diluvium, Alluvium des Flachlandes und in den Tonen und Mergeln des Juras, der Kreide und des Tertiärs liegt. Hierbei sind indes zwei Einschränkungen zu machen. Erstlich ist nämlich die Verwendung des Eimerkettenbaggers da bedenklich, wo der obere Böschungsrand aus Moor, festgewordenem Schlick und sehr losem Sand besteht, weil bei diesen Bodenarten ein Absinken und Verschieben des Böschungsrandes unter dem großen Druck des Baggergewichtes zu erwarten ist. Zweitens wird die Eimerkettenbaggerarbeit im Gebiet der Grundmoränenlandschaft des Flachlandes sehr durch die unebene wellige Oberflächenform beeinträchtigt, welche recht viel Einplanierungsarbeit erfordert.

ε) **Anschaffungs- und Betriebskosten.** Die Anschaffungskosten für Löffelbagger stellten sich 1914 in Deutschland nach den Angaben der Maschinen- und Dampfkesselfabrik von Menck & Hambroek zu Altona-Hamburg wie folgt:

Modell	E	G	
Löffelinhalt in cbm	1	2	
Leistungen cbm in 10 Stunden {	bei leichtem Sand- und Kiesboden	600	1100
	bei Lehm- und leichtem Tonboden	490	900
	bei schwerem Tonboden	—	600
	bei vorgesprengtem Fels	—	400
Preis frei Waggon Altona in M.	22 775	32 300	

Für Eimerkettenbagger wurden nach den Mitteilungen der Lübecker Maschinenbaugesellschaft nachstehende Preise bezahlt:

Modell	B	A	O	C	
Eimerinhalt in Liter	250—500	180	140	100	
Leistungen cbm {	bei leichtem Boden	2500—7000	1890	1200	1000
	b. mittelschwerem Boden	2200—6000	1500	1000	800
	bei schwerem Boden	1600—5000	1200	800	600
Arbeitszeit					
Preis bei Einrichtung für Dampfbetriebe in Mark	50000—90000	36 000	32 000	26 000	

Gegenwärtig betragen die Anschaffungskosten beider Baggerarten ein vielfaches der vorstehend angegebenen Summen; sie sind fortwährend erheblichen Änderungen unterworfen, so daß sich über sie keine für längere Zeit gültigen Angaben machen lassen.

Die Kostenberechnung der Arbeitsleistungen ist recht schwierig. Die Kosten setzen sich zusammen aus den einmaligen Ausgaben für die Reisen, die Montage und die Demontage des Baggers, zweitens aus den Betriebskosten und drittens aus den allgemeinen Unkosten. Die einmaligen Ausgaben werden vor allem durch die Frachten, weniger durch die Montierungskosten beeinflusst und schwanken daher in sehr weiten Grenzen. Bei den Betriebskosten spielen die Arbeitslöhne eine große Rolle. Das erhellt schon daraus, daß sie bei mittleren Leistungen der Bagger in den Bodenklassen I, II und III und bei einem Stundenlohn von 35 Pf. im Durchschnitt nahezu 50% der ganzen Betriebskosten ausmachen. Hiernach werden Lohnschwankungen nach unten und oben sehr starke Verschiebungen in den Betriebskosten hervorrufen müssen. Sodann werden letztere selbstverständlich durch die Fördermengen stark beeinflusst. Die allgemeinen Unkosten sind natürlich von den Abschreibungen und der Verzinsung des Anschaffungskapitals abhängig. Im allgemeinen werden hierfür die Sätze von 10 bzw. 6% angenommen, doch gehen die Angaben der Unternehmer über diese Sätze nicht unbedeutend auseinander. Aus dem Gesagten ist ersichtlich, daß sich Durchschnittswerte für die Arbeitskosten nicht geben lassen.

Es liegen eine Anzahl von Angaben über Leistungen von neueren Löffelbaggern mit Löffelinhalt von 2 cbm aus der Friedenszeit vor, aus denen unter Zusammenziehung möglichst gleichliegender Arbeitsbedingungen und bei Durchschnittslöhnen von 35 Pf. für die Stunde die Gesamtkosten für das geförderte Kubikmeter

in Bodenklasse	I	II	III
zu rund	14	19	27 Pf.

berechnet sind. Diese Bagger haben unter besonders günstigen Umständen einen Gesamtpreis für das geförderte Kubikmeter etwas lehmigen Sandes von 8,5 Pf. erzielt, während umgekehrt bei plastischem weichen Ton, welcher im Löffel hängen blieb, bis zu 40 Pf. bezahlt worden sind. Im Sommer 1920 sind dagegen bei Kanal- und Eisenbahnbauten für 1 cbm durch den gleichen

Bagger geförderten Boden der Kl. III nach Kolonialvertrag 26 M. für Boden der Kl. I nach Leistungsvertrag 17 M. gezahlt worden.

Über die Arbeitskosten der Eimerkettenbagger liegen besonders zahlreiche ältere Berechnungen aus dem Bereich des Kanal- und Hafenbaues vor, die indes zum Teil nicht ohne weiteres als Anhalt für Kostenberechnungen des Eisenbahnbaues benutzt werden können, weil sie zumeist die Ausbaggerung großer Flächen oder sehr breiter Einschnitte betreffen, wie sie im Eisenbahnbau fehlen. Soweit Angaben von brauchbaren Preisberechnungen aus den letzten Jahren vorliegen, stellen sie sich im Durchschnitt bei Sand auf 15 Pf., bei Lehm auf 22 Pf. für das geförderte Kubikmeter.

Als recht niedriger Satz ist der Betrag von 8,1 Pf. für das Kubikmeter Sand anzusehen, welcher mehrfach als Kubikmeter-Preis der Ausbaggerungen des Bremer Freihafenbassins in der Literatur erscheint. Allerdings betragen die Arbeitslöhne bei diesen Arbeiten nur 3,00 M. für den 12stündigen Arbeitstag. Die Anschaffungskosten eines Baggers der Lübecker Maschinenbaugesellschaft nebst allem Zubehör erscheinen in der Berechnung mit 69 000 M., seine Leistungen werden zu 1700 cbm für den 12stündigen Arbeitstag eingesetzt; für Generalunkosten und Fracht usw. sind bei 5proz. Verzinsung des Anlagekapitals und 15% Abschreibung 45 M. für den Arbeitstag oder 2,7 Pf. für das Kubikmeter ermittelt. Andererseits werden von einzelnen Unternehmern die Förderkosten „sehr schweren Bodens“ bis auf 56 Pf. berechnet. Gegenwärtig sind selbstverständlich auch diese Kosten ungeheuerlich gesteigert worden.

Bei Veranschlagungen wird man daher sehr vorsichtig bei den Preisannahmen sein und bei der Heranziehung früher gezahlter Preise vor allem feststellen müssen, ob die Höhe der gezahlten Arbeitslöhne, die geförderten Massen und die Beschaffenheit des Gebirges ähnliche gewesen sind wie im Veranschlagungsfalle.

e) Handarbeit und Maschinenarbeit.

Bei den Erd- und Felsarbeiten des Eisenbahnbaues wird die Wahl der Arbeitsweise vorwiegend von der Kostenfrage abhängen. Nur in wenigen Fällen wird dabei die Schnelligkeit der Bauausführung und die Standsicherheit des Bodens besonders zu berücksichtigen sein. Der Handarbeit fallen dabei von vornherein alle diejenigen Bodenlösungen zu, bei welchen es sich um verhältnismäßig kleine Massen und um Gesteine der Bodenklasse VII handelt. Bei der Maschinenarbeit ist die Lösung der Gesteine der Bodenklassen IV, V und VI ausschließlich dem Löffelbagger zuzuweisen, welcher außerdem in Zukunft wohl auch in den Bodenklassen I—III recht oft Verwendung finden wird, wenn es sich um Hochbaggerarbeit handelt. Abgesehen von diesen besonderen Fällen, ist aber beim Vergleich von Hand- und Maschinenarbeit folgendes zu beachten.

1. Es gibt in allen Fällen eine Bodenmenge, welche die Grenze der Wirtschaftlichkeit des Handbetriebes darstellt. Diese Grenzbodenmenge ist abhängig von der Höhe der Arbeitslöhne und der Beschaffenheit des Bodens. Da die Löhne sehr stark wechseln, läßt sie sich nicht allgemein, sondern für jeden Lohnsatz berechnen. Nur bei ganz geringen, praktisch überhaupt nicht in Frage kommenden Löhnen ist die Handarbeit allein wirtschaftlich.

2. In den Bodenklassen I, II und III werden die Grenzbodenmengen gegen Maschinenbetrieb der Reihe nach kleiner, wird der Handbetrieb infolge der wachsenden Lohnschwierigkeiten schneller unwirtschaftlich.

3. Je niedriger die Arbeitslöhne sind, desto länger bleibt die Handarbeit wirtschaftlich und umgekehrt.

4. Beim Vergleich der Arbeit des Löffel- und Eimerkettenbaggers — beide in neuzeitlicher Konstruktion — werden die Grenzbodenmengen in den Bodenklassen I, II und III der Reihe nach größer; der Löffelbagger behauptet also

in den höheren Klassen länger die Vorherrschaft, weil die Löseschwierigkeiten für den Eimerkettenbagger schneller steigen. Es treten mit steigenden Löhnen Fälle ein, bei denen der Löffelbagger allein in Betracht kommt.

5. In den Bodenklassen IV, V, VI, in welchen Handarbeit und Löffelbagger allein in Betracht kommen, werden die Grenzbodenmengen der Reihe nach kleiner. Sie sind überhaupt nicht groß, weil das Lösen bei Handarbeit oft recht schwierig ist.

Contag hat in seiner Doktordissertation über die Bodengewinnung bei größeren Erdarbeiten die Grenzbodenmengen unter Zugrundelegung eines Stundenlohnes von 40 Pf. berechnet und die dabei ermittelten Verhältnisse graphisch dargestellt. Nachstehend sind einige seiner Ermittlungen als Beispiel derartiger Berechnungen zusammengestellt.

Grenzbodenmengen bei 40 Pf. Stundenlohn.

Bodenklasse	Handarbeit gegen Eimerkettenbagger	Handarbeit gegen Löffelbagger	Löffelbagger gegen Eimerkettenbagger
I	43 500 cbm	37 500 cbm	94 000 cbm
II	18 200 „	14 200 „	1 600 000 „
III	13 600 „	10 200 „	Löffelbagger arbeitet stets wirtschaftlicher.

In derselben Schrift gibt Contag auch Berechnungen unter Berücksichtigung fallender und steigender Löhne, welche bei Vergleichsberechnungen Verwendung finden können. Es ist jedoch dabei zu bedenken, daß die Kostenunterschiede in der Nähe der Grenzen nur recht geringe sind. Infolgedessen werden die Unternehmer in ziemlich weitgehendem Maße auf die bereits in ihrem Besitz befindlichen Bagger Rücksicht nehmen, zumal die Anschaffungskosten sowohl der Löffel- wie Eimerkettenbagger recht hohe sind.

Literatur.

- Salomon und Forchheimer: Neuere Bagger. Berlin 1882.
 Poutgen: Procédés généraux de construction, Trae de terrassement. 1890.
 Barckhausen: Erdarbeiten Baukunde, III. 1892.
 Eimerkettenbagger d. Lübecker Maschinenbaugesellschaft.
 Praktische Maschinenkonstruktion. 1896.
 Trockenbagger Typ B usw. Zeitschr. d. Architekten- u. Ingenieurvereins. Hannover 1897.
 Fülischer: Baggermasch. d. Kaiser-Wilhelms-Kanals. Z. Bauw., S. 375, 1897.
 Voisin Bey: Le canal de Suez. Paris 1902.
 Handbuch der Ingenieurwissensch. 4. Aufl., I. Teil, 2. Band, Kap. I, 1905.
 Charles Prelini: Earth a. rock excavation. New York 1905.
 Löffelgräber für den Panamakanal. Engineer 1905.
 Gillette: Rock excavation. New York 1907.
 Richter, R.: Entwicklung und Bau der Dampfschaufeln. Z. V. d. I., 1907.
 Buhle: Über Löffelhochbagger. Glückauf 1907.
 — Über Schaufelbagger deutscher Bauart. Dingers Polytechn. Journal 1909.
 Contag: Über die Bodengewinnung bei größeren Erdarbeiten. Dissertation. Berlin, Buchdruckerei Ernst, 1909.
 Weitere Literatur: Handbuch der Ingenieurwissenschaften 4. Aufl., I. Teil, 2. Band, S. 190 bis 193.

4. Arbeitsbetrieb am Entnahmeort.

a) Allgemeine Übersicht.

Der Abbau der Bodenmassen erfolgt entweder im reinen Tagebau oder unter Zuhilfenahme eines Förderstollns. Im Tagebau werden nicht zu tiefe Einschnitte, Seitenentnahmen und Bahnhofs ausschachtungen betrieben. Den Förderstolln benutzt man bei tiefen und langen Einschnitten. Laufen letztere an einem oder beiden Enden auf größere Strecken sehr flach aus, so beschränkt man den Stollnbetrieb auf den mittleren, tiefen Teil, betreibt aber dabei gleich-

zeitig sämtliche Teile des Einschnitts. Im Tagebau erfolgt die Bodenlösung entweder im Handbetrieb oder im Baggerbetrieb. In beiden Fällen muß, sobald die Förderung in Rollwagen auf Gleisen erfolgt, tunlichst Seitenabbau eingerichtet werden, damit die Fördermenge recht groß sein kann. Sodann ist die Anordnung der Gleise, aber auch der Karrenbahnen so zu treffen, daß das Beladen der Fördergefäße von oben und ohne Heben des Bodens erfolgen kann.

Endlich ist von vornherein durch Anordnung entsprechenden Gefälles aus dem Einschnitt heraus oder durch Gräben für gute Entwässerung der Arbeitsstelle Sorge zu tragen. Dies ist erforderlich erstens zur Vermeidung von Wasserhebungskosten, zweitens um die frischen Böschungen vor dem Angriff bewegten Wassers zu bewahren, drittens weil allzuwasserhaltiger Boden sich schwerer löst und ladet, viertens damit der Boden in möglichst trockenem Zustande in die Dämme eingebaut werden kann.

b) Arbeitsplan.

Vor Beginn der Arbeiten ist ein Arbeitsplan aufzustellen. Dabei ist erstlich zu berücksichtigen, ob die Einschnittsmassen gemäß dem später zu besprechenden Massenverteilungsplan nur nach einer Seite, also in einen Damm, oder nach zwei Seiten, also nach je einem Damm an den beiden Enden des Einschnitts abgeführt werden sollen, oder ob endlich noch ein Teil des Bodens seitlich abzulagern ist. Zweitens sind für die hieraus sich ergebenden Abschnitte des Einschnitts die günstigsten Bauweisen zu ermitteln, die erforderlichen Fördergleislängen und Weichen zu berechnen und die Zahl der Fördergefäße und Lokomotiven zu bestimmen. Auf Grund der Ergebnisse der Bodenuntersuchungen ist ferner festzustellen, welche Aushubmassen von Sand, Kies und Steinen als Baumaterialien besonders zu gewinnen und abzusetzen aber auch, welche Massen als zur Dammschüttung untauglich auszusondern und für sich zu lagern sind. Hiernach werden sich bei längeren Einschnitten und großen Flächenabträgen nicht selten für die einzelnen Arbeitsabschnitte verschiedene Bauweisen ergeben.

c) Anordnungen der Entnahme.

Diese richten sich nach der Tiefe und Länge des Einschnittes, nach der Beschaffenheit und Lagerung des Gesteins.

Reiner Tagebau. α

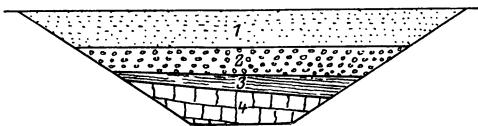


Abb. 24. Flächenbau.



Abb. 25. Strossenbau.

verschiedene Höhen je nach der Beschaffenheit des Gesteins (Abb. 24). Der Flächenbau eignet sich besonders für solche Entnahmestellen, bei denen verschieden geartete und verschieden feste Gesteinsarten wagerecht oder doch nur wenig geneigt übereinanderliegen, z. B. 1. Sand, 2. Kies, 3. Lehm, 4. Kalkstein. Es werden dabei die Schichten 1, 2, 3 nacheinander ohne Sprengarbeit, hierauf die Schicht 4 mit Sprengarbeit gelöst.

β) Strossenbau. Hierbei erfolgt der Abbau nach nebenstehender Skizze in einzelnen Strossen von 3—4 m Höhe, sowohl von der Seite her wie auch vor Kopf in der Reihenfolge (Abb. 25) der Zahlen der Skizze, so wie er auch

im Tagebau der Bergwerksbetriebe üblich ist. Diese Bauweise eignet sich besonders bei Gesteinen der Bodenklassen V, VI, VII, aber auch bei milderen Bodenarten in tieferen Einschnitten, namentlich dann, wenn die Schichten flach gelagert und von häufigeren steilen Klüften durchsetzt sind. Sie bietet den Vorteil sehr vieler gleichzeitig zu betreibender Angriffspunkte. Bei breiten Abträgen können mehrere Strossengruppen nebeneinander betrieben werden. Der sogenannte Seitenbau ist ein einseitiger Strossenbau, wie er namentlich bei Anschnitten an Hängen zweckmäßig sein kann.

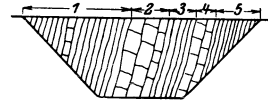


Abb. 26. Röschenbau.

γ) Röschenbau. Die Ausgestaltung des Röschenbaues wird durch nebenstehende Abbildung verdeutlicht. Bei tieferen Einschnitten (Abb. 26) wird der Abbau in zwei Stockwerken übereinander betrieben, also wiederholt. Auch diese Bauweise ist vorzugsweise bei Gesteinen der höheren Bodenklassen in steiler Aufrichtung anzuwenden.

δ) Das Böschungsmaß der Abbaue bei α , β und γ richtet sich nach der Standsicherheit der Gesteine. Lose Massen, wie Sand, Kies, Gerölle, werden schon beim Abbau selber stetig eine Böschung annehmen, welche dem Gleichgewichtszustand entspricht. Feste Gesteine werden während des Abbaues in ganz steiler Böschung anstehen, selbst wenn zu ihrer Lösung Sprengarbeit verwendet wird. Dagegen werden stark lehmige Sande, Lehme und ungeschichtete Tone zunächst auch in ziemlich steiler, ja senkrechter Böschung stehen bleiben, nach kurzer Zeit aber ruckweise absinken und dabei natürlich die Arbeiten gefährden und die Förderwege verschütten. Ähnliches kann in seltenen Fällen allerdings auch einmal bei stark zerklüfteten festen Gesteinen eintreten. Dementsprechend ist bei derartigen Bodenmassen von vornherein eine flachere Böschung aufzubauen, damit das plötzliche Absinken größerer Mengen vermieden wird.

ε) Schiebkarrenbetrieb. Er kommt, wie bereits früher bemerkt, wegen der hohen Arbeitslöhne in Kulturländern nur noch bei der Lösung geringerer Bodenmassen und bei Transport auf geringe Längen in Frage. Man wird ihn also bei Seitenentnahmen aus flacher Grube dicht neben Dämmen und bei Seitenablagerung auf flacher Kippe dicht neben den Einschnitten finden. Ferner ist er nicht ganz bei der Einleitung der Arbeiten für den ersten Schlitz beim Straßen- und Röschenbau zu vermeiden. Aus wirtschaftlichen Gründen ist aber auch bei solchen Arbeiten tunlichst Seitenarbeit, dagegen Kopfverladung nur soweit unumgänglich notwendig anzuwenden. Die Förderung erfolgt in geschlossenen Kolonnen, welche auf eisernen oder hölzernen Karrbohlen fahren. Die größte zulässige Steigung beträgt dabei 1 : 10. Bei größeren Steigungen muß von vornherein eingeschlitzt werden.

ζ) Für den Kippkarrenbetrieb, welcher gleichfalls nur sehr wenig Bedeutung für den Erd- und Felsbau besitzt, und welcher gegenwärtig nur noch bei kurzen Seitenförderungen Verwendung finden sollte, gilt im allgemeinen dasselbe wie für den Schiebkarrenbetrieb. Doch wird bei den Kippkarren noch mehr Kopfarbeit vorkommen.

η) Rollwagenbetrieb auf Gleisen. Der Arbeitsbeginn erfolgt in allen Fällen derartig, daß man bei weiten und tiefen Abschnitten mehrere Gleise vom Anfangspunkte des Einschnitts her fächerförmig aufs Gelände legt und soweit wie möglich vorstreckt. Bei schmalen Einschnitten genügen 2, auch nur 1 Gleis. Ist die Geländeneigung in der Längsrichtung des Einschnitts zu groß — über 1 : 30 —, so müssen die Gleise entweder durch Krümmung am Hange in die höchste zulässige Neigung gebracht, oder es müssen mittels Schiebkarrenbetriebs zunächst Schlitzte der entsprechenden Steigung vorgetrieben werden, in welchen die Gleise Platz finden. Man beginnt sodann mit dem Abbau und senkt die Gleise

so lange, bis sie die für den Förderzugbetrieb günstigste Steigung erreicht haben. Diese liegt je nach der Wahl der Zugkraft zwischen 1 : 80 und 1 : 150, worüber Näheres im Abschnitt Bodenförderung zu ersehen ist. Die einzelnen Gleise des Fächers werden am Einschnittsanfang durch Weichen zum Förderstrang, welcher nach der Kippe führt, vereinigt. Dabei müssen, soweit möglich, mehrteilige Weichen im Interesse tunlichst ungestörten Betriebs vermieden werden. Bei sehr weiten Einschnitten und kurzer Entfernung der Kippe können mit Vorteil zwei Förderstränge verwendet werden. Der weitere Abbau des Einschnitts erfolgt sodann nach einer der unter a, b und c beschriebenen Bauweisen. Dabei muß die Breite der Strossen und Röschen, wenn irgend möglich, mit 5—6 m bemessen werden, damit genügende Löse- und Ladegelegenheit vorhanden ist und bei Sprengarbeit nicht zuviel Gleisbeschädigungen vorkommen. Erforderlichenfalls sind die Schienen vor den Sprenglöchern während des Schießens mit einigen Bohlen abzudecken. Das Senken der Gleise erfolgt mit fortschreitender Vertiefung der Strossen usw. entweder durch Abbau des Bodens zwischen den Schwellen und Fortkeilen der unter den Schwellen stehengebliebenen Erdpfeiler oder durch seitliches Verschwenken nach bereits vertieften Streifen. In allen Fällen ist eine möglichst große Länge der Ladegleise und eine möglichst große Zahl der Ladestellen anzustreben. Nachfolgender Grundriß verdeutlicht die Art und Weise, wie dies erreicht werden kann, und zeigt zugleich die Lage der im Förder-

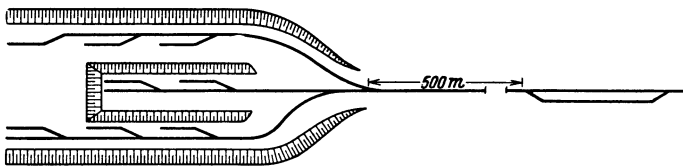


Abb. 27.

strang einzulegenden Ausweichstellen für die Kreuzung der zwischen dem Einschnitt und der Kippe verkehrenden Boden- und Leerwagenzüge (Abb. 27).

Falls die Schichten bei Gesteinen der Bodenklassen IV—VII senkrecht oder doch annähernd senkrecht zur Einschnittsachse streichen und in der Richtung der Achse einfallen, werden die Strossen senkrecht zur letzteren angelegt. Im oberen Teile sehr breiter Einschnitte werden die Gleise alsdann so gekrümmt, daß sie der Hauptlänge nach auf den Strossen liegen. Der Abbau erfolgt also in Form des Amphitheaters. Bei schmalen Einschnitten, wo diese Anordnung nicht möglich ist, muß unter Umständen Bremsbergbetrieb eingerichtet werden, wobei der Bremsberg natürlich in der Richtung der Einschnittsachse fällt. Nähere Angaben hierüber erfolgen im Abschnitt Bodenförderung.

⊕) Baggerbetrieb. Über die Gleisanlagen und den eigentlichen Betrieb, wie er im Eisenbahnbau zu gestalten ist, sind die erforderlichen Angaben bereits im Abschnitt Bodengewinnung gemacht worden.

Die Verwendung des Löffelbaggers in den langen Einschnitten von wechselnder Tiefe bedarf keiner besonderen Vorbereitungen. Höchstens kann es sich bei sehr langsamer Zunahme der Einschnittstiefe empfehlen, die flachsten Stellen mit Schiebkarren- und Handbetrieb abzubauen. Im Verlauf der Arbeit ist es sehr zweckmäßig, einen Bagger mit dem Vortrieb eines breiten Schlitzes zu beschäftigen und sodann, nachdem dieser Schlitz einige Länge — etwa 100 m — erreicht hat, noch zwei weitere Bagger aufzustellen, welche die Ausweitung des Schlitzes nach beiden Seiten vornehmen. Bei großer Tiefe geht die Arbeit auf 2, unter Umständen 3 Stockwerken vor sich.

Der Eimerkettenbagger, welcher als Tiefbagger am oberen Rand von Einschnitten recht gleichbleibender Tiefe und bei breiten Abträgen mit nicht ohne weiteres abzuwässernder Sohle verwendbar ist, macht unter Umständen Einbnungsarbeiten erforderlich, welche zur Erzielung einer ruhigen und festen

Lage der Baggergleise mit größerer Sorgfalt ausgeführt werden müssen, als sie sonst bei Arbeitsgleisen nötig ist.

Die Böschungen der Einschnitte, welche mittels Baggerbetriebs hergestellt sind, bedürfen der Nacharbeit, welche bei Verwendung des Löffelbaggers sogar recht beträchtlich ausfallen werden, weil dieser sehr steile Böschungen ausschneidet. Bei nicht zu großer Tiefe und leichterem Boden kann diese Nacharbeit zum Teil schon durch die für das Gleisrücken eingestellte Mannschaft erfolgen. Bei festeren Gesteinen, die unter Umständen noch des Nachsprengens bedürfen, ist besondere Mannschaft dafür vorzusehen.

1) Stollnbetrieb. Beim Stollnbetrieb (zu Unrecht als englischer Einschnittsbetrieb bezeichnet) fährt man zunächst auf die ganze Länge des Einschnitts, soweit dieser nicht in den flachen Anfangsstrecken im Handbetrieb hergestellt werden soll, einen Stolln auf, welcher mit der Geländeoberfläche durch kleine Schächte über der Stollnfirst verbunden wird. Die Schächte werden von oben nach unten trichterförmig erweitert, und das dabei gelöste Gestein wird einfach durch die Schächte in die auf den Stolln gleisenden Förderwagen gestürzt. Auf diese Weise wird der ganze Einschnitt von oben nach unten abgebaut (Abb. 28). Der Stolln wird mit 3,0 m Breite und 2,5 m Höhe, also in den gleichen Abmessungen, auch mit derselben Verzimmerung und in derselben Bauweise wie der Richtstolln eines Tunnels aufgefahren. Sein Angriff erfolgt am besten von beiden Einschnittsenden her gleichzeitig. Bei sehr langen Stolln können auch noch weitere Angriffspunkte für das Auffahren durch Abteufen einiger Schächte geschaffen werden, von deren Sohle aus nach beiden Seiten vorgetrieben werden kann.

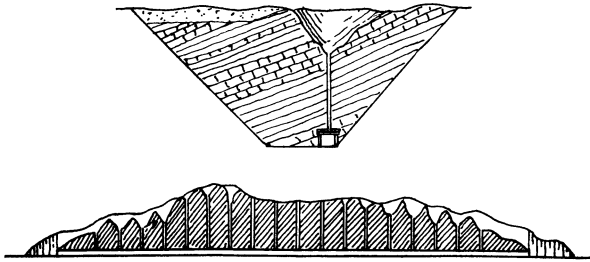


Abb. 28.

Hierbei müssen jedoch über den Schächten Förderhaspel zur Förderung der in den an die Schachtsohlen anstoßenden Stollnlängen gelösten Bodenmassen aufgestellt werden, und dadurch wird die Arbeit verteuert. Der Stolln wird am besten auf der Einschnittssohle an den Fuß der einen Böschung angelegt. Alle Einzelheiten sind aus dem Abschnitt Tunnelbau zu entnehmen.

Die auch als Rolllöcher bezeichneten Schächte erhalten 0,90—1,20 m Durchmesser und werden da, wo sie auf die Stollnfirst aufsetzen, durch starke Rahmen aus Eisenbahnschienen, □-Eisen oder Bohlen geschützt. Sie werden entweder in der üblichen Weise von oben her abgeteuft oder vom Stolln aus nach oben aufgebrochen. Letzteres hat den Vorteil, daß bei der Herstellung der Schächte weder Boden- noch Wasserförderung erforderlich wird. In der Regel werden zunächst nur einige Schächte in größeren Abständen angesetzt und nachträglich immer mehr Schächte zwischen den ersten eingeschaltet, bis auf je 2 Förderwagenlängen, unter Umständen sogar auf jeden Förderwagen, ein Schacht entfällt.

Als Vorteile des Stollnbetriebes sind anzusehen:

1. Ersparnis an Ladekosten;
2. beste und einfachste Entwässerung;
3. keinerlei Gleissenkung- und Verschwenkungsarbeit;
4. Ersparnis an Gleisen und Weichen;
5. kein Gefälle der Förderbahnen;
6. Ersparnis an Förderlohn;
7. keine Störung des Förderbetriebes durch Sprengen;
8. große Anzahl der Angriffspunkte.

Nachteilig sind dagegen die ziemlich hohen Kosten für das Auffahren des Stollns und den Aufbruch der Schächte. Gleichwohl haben von Rzika angestellte Vergleichsberechnungen ergeben, daß der Stollnbetrieb bei leicht zu lösendem Gebirge und zweigleisiger Bahn schon von 8 m Einschnittstiefe und von 20 m Tiefe an selbst bei eingleisiger Bahn und festestem Gebirge wirtschaftlich ist. Neuerdings haben sich infolge der durch Vervollkommenheit und Verbilligung der Bohr- und Sprengarbeiten stark verringerten Kosten des Stollnvortriebs und der Gesteinslösung überhaupt die Verhältnisse noch wesentlich zugunsten des Stollnbetriebes verschoben. In Tunnelvoreinschnitten ist beispielsweise mehrfach beim Stollnbetrieb Grauwacken-, Quarzit- und Gneisgebirge für einen Gesamtpreis von 0,90 M. für das Kubikmeter gelöst und geladen worden.

d) Zusammenstellung der verschiedenen Betriebsarten.

Eine ganz scharfe Abgrenzung der verschiedenen Betriebsarten gegeneinander ist bei praktischen Bauausführungen weder unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit noch der technisch zweckmäßigsten Herstellung der Abträge durchzuführen. Infolge der Verschiedenheit der Arbeitslöhne, der Leistungsfähigkeit der Arbeiter, der verfügbaren Maschinen, Geräte und Fördergefäße sowie mancher örtlicher Verhältnisse können vielmehr bedeutende Verschiebungen in den Abgrenzungen der Betriebsarten eintreten, welche in jedem Einzelfalle nicht ungeprüft bleiben dürfen.

Zusammenstellung der Betriebsarten.

Tagesbetrieb.

Handbetrieb	Maschinenbetrieb		Stollnbetrieb
	Löffelbagger	Eimerkettenbagger	
1. Flache Abträge, überhaupt solche mit nicht zu großen Bodenmengen der Bodenklassen I—VI; Grenzbodenmengen sind im Einzelfalle zu berechnen. Siehe 3 c. 2. Weniger tiefe Abträge in Bodenklasse VII.	Abträge nicht zu geringer, aber auch nicht zu großer Tiefe in den Bodenklassen I—VI, namentlich bei großen Bodenmassen. Hochbaggerbetrieb. Es dürfen keine Wasserschwierigkeiten vorliegen.	Abträge großer Maschinen in den Bodenklassen I—III und in ebenem Gelände. Die Böschungskante muß standfest sein.	Lange tiefe Einschnitte jeder Bodenart, mit Ausnahme ganz losen Sandes, in welchem der Stolln- und Schachtbetrieb zu unvorteilhaft wird.

5. Bodenförderung.

a) Übersicht.

Abgesehen von einigen später zu besprechenden Förderarten kommen folgende in Betracht:

1. Schiebkarrenförderung auf Karrenbohlen;
2. Kippkarrenförderung mit Handbetrieb;
3. desgl. mit Pferdebetrieb,
beide auf Bohlenweg;
4. Rollwagenförderung auf Gleisen mit Handbetrieb;
5. desgl. mit Pferdebetrieb;
6. desgl. mit Lokomotivbetrieb.

Die sämtlichen hierbei üblichen Fördergefäße sind bereits im Abschnitt Bodenslösung unter 3 c β besprochen worden.

b) Schiebkarrenförderung.

Die weiteste Entfernung, auf welche diese Förderart noch wirtschaftlich ist, beträgt etwa 100 m. In vielen Fällen, namentlich wenn Muldenkipper mit den dazugehörigen Gleisen zur Verfügung stehen, wird sie jedoch bereits bei kürzeren Förderlängen durch die Muldenkipperförderung ersetzt werden. Andererseits kann die Entfernung von 100 m auch einmal überschritten werden, wenn die Geländeverhältnisse, z. B. ungewöhnlich starke Steigungen, die Einführung des Gleisbetriebes untunlich machen.

Die möglichst langen Karrenbohlen aus Eichen- oder Buchenholz schützt man an den Enden durch Umlegen von Bandeisen gegen Aufreißen. Bei weichem Untergrunde können zur Verhütung des Nachgebens breite Brettstücke unter die Bohlenstöße gelegt werden. Die Karrenfahrten erfolgen in geschlossenen Rotten von 10—20 Mann. Und zwar empfiehlt es sich, bei der Förderung größerer Bodenmengen den Arbeiterschacht so zu teilen, daß eine Rotte die Bodenlösung, die andere die Förderung übernimmt, so daß die von der Kippe zurückkehrende Rotte am Entnahmeort bereits gefüllte Karren zur Förderung bereitstehend vorfindet. Dies ist namentlich bei nicht zu langen Fahrten um so eher angängig, als die Fahrer auf dem Rückwege mit leerer Karre hinreichende Erholung finden.

α) **Arbeitsleistung.** Förderleistung bei 8stündigem Arbeitstag. Ein Arbeiter legt ohne Anstrengung mit der Karre in der Stunde 3 km, also am Tage 24 km zurück. Der Aufenthalt zum Entladen ist = 1 Minute = in Metern ausgedrückt

$$= \frac{24000}{480} = 50 \text{ m anzunehmen. Der Karreninhalt ist i. M. } 0,07 \text{ cbm} = J.$$

Die Förderlänge sei l , die Arbeitsleistung eines Mannes L . Dann ist

$$L = J \cdot x \text{ und } x = \frac{24000}{2l + 50}$$

oder

$$1) \quad L = 0,07 \frac{24000}{2l + 50}.$$

Ist z. B. $l = 50$ m, so wird $L = 11,2$ cbm für einen Arbeitstag. Bei festeren Bodenarten wird L kleiner, weil der Karreninhalt nicht ganz ausgenutzt werden kann.

Bedarf an Arbeitskräften. Ein Arbeiter löst und ladet täglich durchschnittlich 12 cbm der Bodenarten Kl. I—III; auf der Kippe sind erfahrungsmäßig 5% der Löser- und Förderarbeiter zu beschäftigen. Darnach ergibt sich die für eine Tagesleistung T erforderlich werdende Arbeiterzahl

$$2) \quad A = 1,05 \left(\frac{T}{12} + \frac{T}{L} \right).$$

Ist z. B. $T = 500$, $l = 50$ m so wird $A =$ rund 92 Arbeiter.

β) **Förderkosten.** Die reinen Förderkosten K ergeben sich einfach zu $\frac{G}{L}$, worin G der Tagelohn ist. Dazu kommen erfahrungsmäßig 12% für Abschreibung, Verzinsung, Unterhaltung und Reise der Geräte, dann sind die Förderkosten für 1 cbm Boden zu setzen:

$$3) \quad K = 1,12 \frac{G}{L}$$

Beträgt beispielsweise der Arbeitslohn 35 Pf. für den Tag, ist l wieder = 50 m, $J = 0,07$ wie vorhin, so wird

$$K = 351 \text{ Pf.}$$

Bei dem in Friedenszeiten bezahlten Tagelohn von 3,50 M. für 10stündige Arbeit würde $K = 28$ Pf. gewesen sein.

γ) **Steigungsverhältnisse.** Der Einfluß der Steigungsverhältnisse des Förderweges auf die Förderkosten wird bei Veranschlagungen der einzelnen Förderarten in verschiedener Weise berücksichtigt. Recht häufig rechnet man nach Erfahrungswerten, welche den Ersatz von je 1 m Steigung durch einen Längenzuschlag von 12—40 m richtig erscheinen lassen, je nach der Beschaffenheit der Förderbahn und der Fördergeräte. Ferner hat Winkler in seinen Vorträgen über Eisenbahnbau in Kapitel VI Gleichungen über die Förderkosten auf Steigungen bei Verwendung „animalischer Förderkräfte“ aufgestellt, welche recht brauchbare Werte liefern. Endlich berechnet Göring einen Steigungszuschlag zu $K \cdot \frac{s}{w}$, worin K am besten wie oben und nicht gleich den reinen

Förderkosten, s gleich dem Steigungsverhältnis und w gleich der Widerstandsziffer auf wagerechter Bahn gesetzt wird. Diese letzte Art der Berechnung ergibt zumeist die mit den praktischen Erfahrungen am besten übereinstimmenden Werte. Für den Schiebkarrenbetrieb ist $w = 0,08$. Bei der geringen Förderlänge wird aber hier die Minderleistung bzw. die größere Anstrengung des Fördermannes erst bei großen Steigungen in Betracht kommen. Deshalb pflegt man geringere Steigungen zu vernachlässigen und erst von einer solchen von 0,05 ab Zuschläge zu den Förderkosten zu machen, die am besten mit 3 Pf. für das Meter Steigung angenommen werden. Bei dieser Gelegenheit sei bemerkt, daß man umgekehrt bei Förderung auf längerem starken Gefälle auch Abzüge von den Förderkosten machen könnte. Es ist jedoch nicht zu vergessen, daß es sich bei den hier in Frage kommenden Transporten immer um wenig sorgsam angelegte Förderanlagen handelt. Erfahrungsmäßig tut man deshalb gut, derartige Abzüge nicht in Rechnung zu stellen.

c) Kippkarrenförderung.

Die Kippkarre ist vorzugsweise das Fördergerät der großen Regiebauten in Deutschland gewesen, kommt auch heute noch in den Gerätebeständen vor und wird in etwas größerer Zahl noch hin und wieder bei der Tonförderung kleiner Ziegeleien und in kleinen Sand- und Kiesgruben verwandt. Im übrigen verschwindet sie mehr und mehr. Der Grund hierfür liegt erstlich darin, daß die Handkippkarre 2 Förderleute, die Pferdekippkarre 1 Führer erfordert, woraus bei den stetig steigenden Arbeitslöhnen große Kosten erwachsen. Zweitens ist die Anwendung der Karre auf ihren zwei Rädern nicht bequem, die Karre ist namentlich am Entnahmeorte unbequem. Drittens ist ihre Entladung nur durch Kopfsturz möglich, so daß sie bei Seitenschüttung stets vor der Entladung gedreht werden muß. Die Förderkosten sind daher namentlich auch wegen der Zeitverluste auf der Kippe, welche nicht unter 6 Minuten betragen, verhältnismäßig hoch, und deshalb ist das unhandliche Fördergerät im neuzeitlichen Erdbau fast ganz von den Kippwagen aller Art mit ihren leicht verstreckbaren Gleisen und ihrer großen Beweglichkeit verdrängt worden. Nähere Angaben über die Kippkarrenförderung sind deshalb unnötig.

d) Rollwagenförderung.

α) **Gleise.** Allgemein ist zunächst zu beachten, daß die Verwendung zu leichter Schienenprofile selbst bei weniger großen Bodenförderungen nicht wirtschaftlich ist, weil einmal der Unterbau der Fördergleise wenig kunstgerecht hergestellt, namentlich bei den Aufträgen sehr nachgiebig und wenig tragfähig ist, und weil andererseits die Gleisunterhaltung niemals so sorgsam ausgeführt werden kann wie beim Eisenbahnbetriebsgleise. Infolgedessen werden bei zu leichtem Gleise häufiger Entgleisungen, Schienenbrüche usw. zu befürchten sein, welche beim Pferde- und Lokomotivbetriebe sofort sehr kostspielige Be-

triebsunterbrechungen hervorrufen. Die leichten Schienenprofile, wie sie bei Streckenförderungen der Bergwerke und bei ständigem Steinbruchbetrieb üblich sind, sollten deshalb bei der Bodenförderung des Eisenbahnbaues nicht angewandt werden. Vielmehr ist ein kräftiges Stahlschienenprofil zu wählen. Daneben können für größere Spurweiten ausrangierte Eisenbahnschienen oder solche mit Walzfehlern Verwendung finden.

Ferner muß auch das Verlegen und Unterhalten des Gleises so sorgfältig wie möglich ausgeführt werden. Die Angaben über Abnutzung der Gleise lassen deutlich erkennen, wie sehr die Gleiskosten von der Unterhaltung abhängig sind. Sie schwanken bei der Behandlung durch Mannschaften neugebildeter und älterer Arbeiterschächte um nahezu 100 %.

Die Spurweite der Gleise pflegt bei Hand- und Pferdebetrieb zu 500 oder 600 mm angenommen zu werden, sie kann jedoch erforderlichenfalls auch größer sein.

Bei Lokomotivbetrieb kommen 750, 900, 1000 und 1435 mm Spurweite vor. Die geringere von 600 mm, welche bei ständig befahrenen Fördergleisen anderer Betriebe sehr oft im Gebrauch ist, erweist sich bei der Bodenbeförderung des Eisenbahnbaues nicht als sehr zweckmäßig. Sehr bequem ist, namentlich da, wo die Schüttung starke Krümmungen der Gleise unvermeidlich macht, z. B. der Hinterfüllung langer und breiter Bauwerke, oder an steilen Hängen die Spurweite von 750 mm.

Das Schienengewicht ist selbstverständlich ein sehr wechselndes. Bei überschläglichen Berechnungen kann man für den Lokomotivbetrieb annehmen:

Spurweite	(600) 750 900 mm
Metergewicht d. Schiene	(10) 14 15 u. mehr kg.

Bei genaueren Berechnungen muß der Achsdruck der Lokomotive berücksichtigt werden.

Die Schienenlänge ist zumeist

$$\text{bei Metergewichten bis } \frac{8}{5} \quad \frac{10}{7} \quad \frac{15 \text{ kg}}{9 \text{ m}}.$$

Größere Längen sind bei Bodenförderungen nicht handlich genug.

Die Schwellen bestehen aus Holz oder Eisen. Ihre Länge ist zu $S + 0,6$ m anzunehmen, wobei S die Spurweite bedeutet. Der Abstand muß bei Lokomotivbetrieb nicht größer als 1,0 m gewählt werden. Bei den kleinen Spurweiten von 500 und 600 mm für den Hand- und Pferdebetrieb werden Schienen und Eisenschwellen zum sogenannten transportablen Gleise durch Nietung verbunden und so zur Baustelle gebracht.

Weichen. In den meisten Fällen wird die Bodenförderung zur Kippe nur durch ein Gleis vermittelt werden. Zur Ermöglichung der Kreuzung der Boden- und der Leerwagenzüge müssen daher an diesem Gleise, sobald es größere Längen besitzt, Kreuzungsgleise, am besten mit je 2 Weichen (Abb. 29),

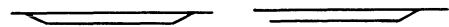


Abb. 29.

ingelegt werden. Die Länge derselben ist gleich der Zuglänge mit 5 % Zuschlag anzunehmen. Die Entfernung der Kreuzungsgleise voneinander berechnet sich

aus der Zugzahl und der Fahrgeschwindigkeit zu $D = \frac{v}{n}$, worin v die Stunden-

geschwindigkeit der Züge, n die Anzahl der Züge in der Stunde bedeutet. Ver-

kehren z. B. stündlich in jeder Richtung 3 Züge mit einer Stundengeschwindigkeit von 12 000 m, so ist $D = \frac{12000}{2 \cdot 3} = 2000$ m.

Die Weichen dieser Gleise und ebenso diejenigen auf den Entnahmestellen und Kippen werden für den Hand- und Pferdebetrieb als Schleppweichen, für den Lokomotivbetrieb als Zungenweichen, entweder mit Herzstück oder als Kletterweiche, ausgebildet.

In seltenen Fällen kommen z. B. bei Seitenentnahmen und bei der Hinterfüllung von Bauwerken kleine Drehscheiben oder Wendeplatten für das Abdrehen einzelner Wagen zur Anwendung.

Die Anschaffungskosten sind je nach dem Gewicht der Schienen, dem Material der Schwellen, der Anwendung der Verbindungen so verschieden, daß sich darüber keine allgemeinen Angaben machen lassen, zumal sie noch besonderen Schwankungen infolge des Steigens und Sinkens der Eisenpreise unterworfen sind.

Die Kosten für das Verlegen und Wiederaufnehmen der Gleise stellten sich vor dem Kriege für Hand- und Pferdebetrieb auf 0,10 M., für Lokomotivbetrieb auf 0,60 M. für das laufende m Gleis. Die Unterhaltung der Gleise erforderte für das km Gleis und jedes gefördertete cbm Boden:

	bei schwachem Betrieb	starkem Betrieb
Hand- und Pferdebetrieb	0,5 Pf.	2,3 Pf.
Lokomotivbetrieb	1,8 „	3,8 „

Gegenwärtig schwanken die Angaben über diese Kosten in so weiten Grenzen, daß sich einigermaßen befriedigende Mittelwerte nicht geben lassen.

β) **Handbetrieb.** Hierbei kommen als Fördergefäße Muldenkipper zur Verwendung, welche je nach ihrem Fassungsraum von 1 oder 2 Mann geschoben werden. Die Förderlänge ist stets nur eine geringe, wie sie namentlich bei Seitenentnahme und Seitenablagerung vorkommt.

Förderleistung. Die neuzeitlichen Muldenkipper sind mit sehr verbesserten Achslagern, Achsen und Rädern ausgerüstet. Infolgedessen hat sich die Leistung der Förderleute gegen früher erhöht. Gegenwärtig schieben 2 Förderleute ohne Anstrengung einen solchen Muldenkipper mit 1,5 cbm gelockerten Bodens und mit einer Stundenleistung von 3600 m. Hiernach ist wieder $L = \frac{1}{2} \cdot J \cdot x$, worin $J = 1,5$; x bei einem Aufenthalt von 8 Minuten für Laden und Entladen =

$$\frac{3600}{21 + \frac{3600 \cdot 8}{60}} = \frac{1800}{1 + 240}$$

zu setzen ist.

$$\text{Es wird also } L = \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot \frac{1800}{1 + 240} = \frac{1350}{1 + 240}$$

und für den 8 stündigen Arbeitstag

$$10) \quad L = \frac{10800}{1 + 240}.$$

Beträgt die Förderlänge z. B. 100 m, so fördert ein Arbeiter am Tage $\frac{10800}{340} = \text{rund } 32 \text{ cbm Boden.}$

Die Förderleistung wird geringer, wenn der Boden sehr sperrig ist, sie läßt sich noch erhöhen, wenn man die doppelte Anzahl Muldenkipper einstellt und die Förderleute lediglich neben der Förderung das Entladen bewirken läßt, wofür dann nur 2 Minuten in Anrechnung zu bringen sind. Immerhin müssen die Leute bei letzterem Verfahren von Zeit zu Zeit eine kurze Ruhepause machen.

Förderkosten. Die reinen Förderkosten ergeben sich bei einem Tagelohnsatz G zu $\frac{G}{L}$ für das cbm.

Hierzu kommen noch für jedes cbm die Kosten

k_1 für Vorhaltung der Gleise,
 k_2 „ Unterhaltung „ „ „
 k_3 „ Vor- und Unterhaltung der Wagen,
 k_4 „ Schmieren „ „ „

Zur Friedenszeit galten die Formeln

$$k_1 = (50 + 1,1 l) \frac{100}{Q}$$

$$k_2 = 1 \frac{(0,5 \text{ bis } 2,3)}{1000} \text{ Pfg.}$$

$$k_3 = 2 + \frac{1}{400} \text{ Pfg.}$$

$$k_4 = \frac{1}{2000} \text{ Pfg.}$$

Gegenwärtig ist für diese 4 Beträge das 15fache zu rechnen, ohne daß dieser Satz für längere Zeit als gültig anzusehen wäre.

Steigungen. Die Widerstandsziffer ist 0,009, also der Steigungszuschlag $= K \cdot \frac{s}{0,009}$. Er wird bei Steigungen, welche den Wert 0,01 überschreiten, in Anrechnung gebracht.

γ **Pferdebetrieb.** Auch hier sind es bei den Erdarbeiten des Eisenbahnbaues vorzugsweise die Muldenkipper, welche als Fördergefäß dienen und beim Pferdebetrieb 0,75—1,5 cbm gelockerten Boden fassen. Ein Pferd zieht auf größere Entfernungen 5 der kleinsten und 3 der größten Wagen ohne zu große Anstrengung. Im allgemeinen wird daher die Verwendung der größeren Wagen vorteilhafter sein. Bei den festeren Bodenarten spricht jedoch die größere Schwierigkeit der Beladung dieser Wagen zugunsten der Verwendung kleinerer Muldenkipper. Andere Wagenarten kommen in der Neuzeit für den Pferde-transport nur noch sehr wenig in Betracht. Mit Rücksicht auf die Huftritte der Pferde ist die Gleisunterhaltung noch sorgfältiger auszuführen als beim Handbetrieb.

Förderleistung. Hier ist die Verwendung der großen, 1,5 cbm gelockerten Bodens fassenden Wagen vorausgesetzt, von welchen ein Pferd 3 Stück, also 4,5 cbm Boden, mit durchschnittlich 85 m Minutengeschwindigkeit fortbewegt. Die Beladung eines Wagens erfordert 25 Minuten, die Entladung, das Verschieben und Kuppeln der Wagen im Durchschnitt 10 Minuten. Da die Entfernung zumeist eine größere ist als beim Handbetrieb, wird man immer Wechselwagenbetrieb einrichten, wobei die Zeit, welche während der Fahrten und der Entladung verstreicht, für die Beladung der leer zurückgebrachten Wagen hinreichend lang sein wird. Die durchschnittliche Tagesleistung des Pferdes darf nicht höher als zu 24 000 m angenommen werden. Sind für jedes Pferd 6 Wagen vorhanden, so würde sich die vorteilhafteste Förderlänge dann ergeben, wenn die Zeit für die Pferdebewegung zwischen Entnahmestelle und Kippe plus 10 Minuten = 25 Minuten wäre.

Es wäre also $2l + 10,85 = 25,85$ oder $l = 637,5$ m. Wird l viel kleiner, so muß das Pferd an der Entnahmestelle, bzw. auch an der Kippe warten; seine Kraft wird nicht voll ausgenutzt, oder es müssen mehr Arbeiter an der Entnahmestelle und mehr Wagen eingestellt werden. Wird l viel größer, so kann an der Entnahmestelle an Leuten gespart werden. Die Tagesleistung eines Pferdes ist

$$L = J x, \text{ worin } x = \frac{24000}{2l + 10,85} = \frac{12000}{l + 425},$$

ist sonach

$$12) \quad L = \frac{4,5 \cdot 12000}{1 + 425}.$$

Im oben berechneten Falle bei einer Förderlänge, welche auf 640 m abgerundet ist, wäre

$$L = \frac{4,5 \cdot 12000}{640 + 425} = \text{rd.} \cdot 50 \text{ cbm.}$$

Die Förderkosten stellen sich bei einem Tagelohn G für Pferd und Treiber auf $K = \frac{G}{L}$ oder

Dazu kommen wieder die gleichen Nebenkosten wie bei der Handförderung für das cbm, nämlich früher

$$k_1 = (200 + 1,11) \frac{150}{Q} \text{ Pfg. ,}$$

$$k_2 = \frac{1}{1000} \cdot (0,5 \text{ bis } 2,3) \text{ Pfg. ,}$$

$$k_3 = 4 + \frac{1}{400} \text{ Pfg. ,}$$

$$k_4 = \frac{1}{2000} \text{ Pfg.}$$

Auch diese Beträge sind zurzeit auf das 15fache gesteigert worden.

Steigungen. Kürzere Steigungen bringen bei der Pferdebeförderung auf Gleisen keine zu berücksichtigende Kostenvermehrung hervor. Bei Steigungen, welche das Maß von 0,007 überschreiten und auf mehr als 75 m Länge anhalten, ist ein Zuschlag zu den Förderkosten von $\frac{10}{0,008}$ in Anrechnung zu bringen. 0,008 ist die Widerstandsziffer für die Bewegung auf wagerechter Bahn.

δ) **Lokomotivbetrieb.** Die Gleise werden beim Lokomotivbetrieb stets aus Schienen stärkerer, nach dem Raddruck der Maschinen zu berechnender Profile herzustellen sein, falls deren Abnutzung nicht allzu stark und der Betrieb ein möglichst regelmäßiger und ununterbrochener sein soll. Aus den gleichen Gründen muß auch die Gleisunterhaltung eine möglichst sorgfältige sein. Namentlich muß das Gleis nach jeder Verschwenkung wieder gehörig unterstopft werden. Als Fördergefäße finden sowohl Muldenkipper wie auch größere Wagen aus Holz- oder Eisenkonstruktion, vor allem die Seitenkipper, wie sie unter 3c), b) erwähnt sind, Verwendung.

Unter den Förderlokomotiven herrscht bislang noch die Dampflokomotive vor. Sie unterscheidet sich in ihrer konstruktiven Anordnung nicht wesentlich von den Eisenbahnbetriebslokomotiven und braucht daher hier nicht näher beschrieben zu werden. Da, wo nicht etwa Eisenbahnlokomotiven zur Bodenförderung herangezogen werden, sind Tendermaschinen mit 2, nicht so häufig 3 gekuppelten Achen in Gebrauch. Sie besitzen in der Regel bei

600 mm	750 mm	1000 mm	Spurweite
20—50	40—90	60—160	Pferdekräfte.

Ihre Geschwindigkeit stellt sich in der Stunde auf 12, höchstens 15 km. Bodenzüge auf Normalspurgleis können bei größeren Förderlängen auch wohl mit 20—25 km Stundengeschwindigkeit befördert werden. In einzelnen Fällen können diese Geschwindigkeiten auch einmal überschritten werden.

Da, wo billige Erzeugung elektrischen Stromes möglich ist, werden auch elektrische Lokomotiven für die Bodenförderung verwendet, welche fast ausschließlich mit Oberleitung arbeiten. Die Maschinen sind ebenso leistungsfähig wie die Dampflokomotiven, haben aber den Vorteil bequemer Wartung und Führung. Einige Schwierigkeiten bereitet indes die nicht zu umgehende häufige Versetzung der Leitungsträger am Entnahmort und auf der Kippe.

Endlich sind in den letzten Jahren Motorlokomotiven für den Betrieb mit Benzin oder Benzol eingeführt worden, welche den großen Vorteil steter Betriebsbereitschaft, völlig gefahrloser und leichter Bedienung und sehr selten erforderlicher werdender Reparaturen besitzen. Diese Lokomotiven werden schon jetzt sowohl für Schmalspur wie auch für Normalspur gebaut, können im allgemeinen auf 20—80 PS eingerichtet werden und werden in Zukunft höchstwahrscheinlich die elektrischen und Dampflokomotiven bei der Bodenförderung größtenteils verdrängen. Nebenstehend ist eine derartige Motorlokomotive für Benzol-

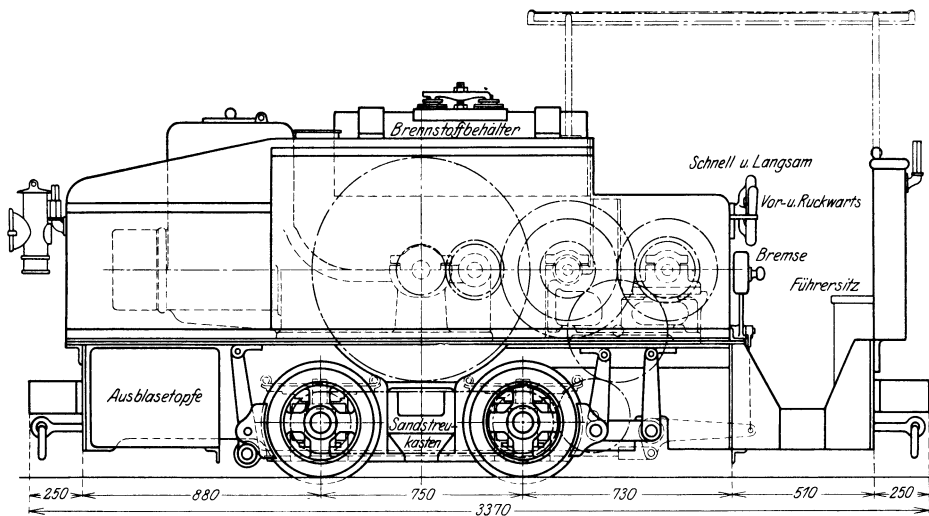


Abb. 30.

betrieb der Maschinenfabrik Köln-Deutz dargestellt. Die Firmen Oberursel und Orenstein & Koppel, Arthur Koppel, bauen gleichfalls derartige Lokomotiven.

Arbeitsleistung. Eine Lokomotive von n Pferdestärken leistet in der Minute $n \cdot 75 \cdot 60$ mkg. Die Arbeit, welche die Fortbewegung eines Zuges von z Wagen mit der Geschwindigkeit v in der Minute erfordert, ist $0,007 \cdot z \cdot W \cdot v$ mkg in der Minute, wobei 0,007 die Widerstandsziffer auf wagerechter Bahn, z die Wagenzahl, W das Gewicht des beladenen Wagens darstellt. Daraus ergibt sich die Wagenzahl z eines Zuges zu

$$14) \quad z = \frac{n \cdot 75 \cdot 60}{0,007 \cdot W \cdot v}.$$

Bei den Förderwagen neuerer Konstruktion beträgt das Taragewicht im allgemeinen nur $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Nutzlast. Das Bruttogewicht eines Wagens von 3 cbm gelockerten Bodens mit $3 \cdot 1500 = 4500$ wird somit etwa $1,3 \cdot 4500 = 5850$ kg betragen. Fährt der Bodenzug mit 200 m Minutengeschwindigkeit, so würde eine Lokomotive von 35 Pferdekräften

$$z = \frac{35 \cdot 75 \cdot 60}{0,007 \cdot 5850 \cdot 200} = \text{rd. } 19 \text{ Wagen}$$

von 3 cbm Fassung mit 12 km Stundengeschwindigkeit befördern können. Hiernach läßt sich die Leistung jeder Lokomotive für die verschiedenen Förderwagen berechnen.

Die Beladung der Wagen mit 3 cbm Inhalt erfordert 25 Minuten, das Entladen auf der Kippe einschl. der Nebenarbeiten, wie Aufrichten der Wagenkasten, Zusammenstellen und Kuppeln der Wagen ca. 10 Minuten. Für die Lokomotive ist außerdem noch ein Zeitaufwand für Wassernehmen vorzusehen, sofern es sich um Dampflokomotiven handelt. Der Betrieb wird bei größeren Bodenmassen und Förderlängen am besten mit Wechselzügen durchgeführt.

Hat eine Lokomotive zwischen jeder Fahrt einen Aufenthalt von 1 Minute, so stellt sich der Zeitraum zwischen den Abfahrten je zweier von dieser Maschine geförderten beladenen Züge von der Entnahmestelle auf

$$15) \quad Z = 2t + \frac{2l}{v},$$

wobei angenommen ist, daß die Maschine sowohl auf der Beladestelle wie auf der Kippe noch Verschiebearbeit usw. zu leisten hat, welche ungefähr den gleichen Zeitaufwand erfordert.

Letzterer wird mit durchschnittlich 20 Minuten angenommen.

Ist $l = 1000$ m, v wieder 200 m, so wird

$$Z = 2 \cdot 20 + \frac{2 \cdot 1000}{200} = 50 \text{ Minuten.}$$

Bei achtstündiger Arbeitszeit würden also $\frac{480}{50} = 9$ Bodenzüge von der einen Maschine gefahren werden können.

Die vorhin erwähnte Lokomotive von 35 Pferdekraften würde am Tage $9 \cdot 19 \cdot 3 = 513$ cbm Boden auf 1000 m Entfernung befördern.

Wird bei Wechselzugbetrieb mit mehreren Lokomotiven gearbeitet, so ergibt sich die Anzahl der verwendbaren Maschinen einfach zu

$$n = \frac{2t + \frac{2l}{v}}{t} = 2 + \frac{2l}{v \cdot t}.$$

Im vorigen Beispiel wäre $n = 2 + \frac{2 \cdot 1000}{200 \cdot 20} = 3$ Maschinen, von denen die dritte nicht voll ausgenutzt werden würde. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß diese Maschine ihre freie Zeit zur Aushilfe beim Wagenverschieben verwenden und hierdurch bei einzelnen Fahrten den Aufenthalt noch etwas verkürzen kann. Im übrigen ist es zweckmäßig, bei sehr großen Bodenförderungen überhaupt eine Maschinenreserve vorzusehen. Ebenso kann es sich empfehlen, auf der Entnahmestelle und erforderlichenfalls auch auf der Kippe z. B. bei der Anschüttung größerer Bahnhoftsplätze eigens Verschiebemaschinen aufzustellen. Hierdurch kann der Aufenthalt der Förderlokomotiven erheblich abgekürzt und dadurch die Tagesförderung sehr erhöht werden. Bei großen Bodenförderungen ist ein Fahrplan am besten zeichnerisch aufzustellen, namentlich dann, wenn die Förderlänge eine bedeutende ist. Durch Vergleich verschiedener Fahrplanentwürfe läßt sich dabei schnell und sicher die beste Ausnutzung der Lokomotiven und Wagen finden.

Förderkosten. Vor dem Kriege waren auf Grund zahlreicher Beobachtungsreihen gut brauchbare Formeln für die Berechnung der Förderkosten aufgestellt. Gegenwärtig schwanken die Angaben über diese Kosten in so weiten Grenzen — 400% — daß zweifelsohne die Tüchtigkeit der Arbeitsleiter und Arbeiter u. a. eine sehr große Rolle bei der Preisgestaltung spielen.

Unter diesen Umständen lassen sich brauchbare Mittelwerte oder den jetzigen Verhältnissen entsprechende Formeln zu ihrer Berechnung nicht geben. Es empfiehlt sich bei der Veranschlagung die Förderkosten in jüngster Zeit unter ähnlichen Verhältnissen wie im Veranschlagungsfalle ausgeführter Arbeiten unter sorgfältiger Prüfung aller Nebenumstände zum Vergleich heranzuziehen. Bei der Berechnung ist erstlich zu beachten, daß die Fördermassen als gelockerter Boden eingesetzt sind. Es wird also bei der Ermittlung der Gesamtkosten aus dem Abtrag auf die recht verschiedene Auflockerungsziffer Rücksicht zu nehmen sein. Zweitens kann der Wert für Vor- und Unterhaltung der Wagen bei sehr geringen oder sehr großen Fördermengen eine entsprechende Veränderung erfahren, welche jedoch im allgemeinen die Höhe von $\pm 2,5\%$ der Gesamtkosten nicht übersteigen wird. Drittens sind die reinen Förderkosten bei Lösung des Bodens durch Baggerarbeit entsprechend den Arbeitsleistungen der Bagger anzurechnen.

Steigungen. Die Widerstandsziffer für die Bewegung auf wagerechter Bahn ist = 0,007. Bei Steigungen, welche das Maß von 0,005 überschreiten, ist somit ein Kostenzuschlag von $K \cdot \frac{s}{0,007}$ anzurechnen.

e) Vergleich der verschiedenen Förderarten.

Gegenwärtig kommen bei Erdarbeiten des Eisenbahnbaues im wesentlichen nur noch die Schiebkarrenförderung und die Rollwagenförderung auf Gleisen mit Hand-, Pferde- oder Lokomotivbetrieb in Betracht. Bei Lösung der Bodenmassen durch Bagger wird des weiteren die Förderung fast in allen Fällen nur auf Rollwagen mit Lokomotivbetrieb durchzuführen sein.

Die Wahl der Förderart wird, abgesehen von den seltenen Fällen, in denen sie durch die örtlichen Verhältnisse oder die dem Unternehmer zur Verfügung stehenden Fördergefäße und Förderkräfte beeinflusst ist, immer nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten getroffen werden.

Im allgemeinen wird daher folgende Abgrenzung des Wirkungsbereichs der einzelnen Förderarten herrschen:

Förderweite	gering		mittel		groß
Fördermengen	gering	groß	nicht zu groß	groß	groß
Förderart	Schiebkarren	Rollwagen auf Gleisen			
Betrieb	Hand		Pferde	Lokomotiven	

Die genaue Abgrenzung des Geltungsbereichs der einzelnen Förderarten gegeneinander läßt sich nicht ohne weiteres durchführen, sondern muß im Einzelfalle gesondert erfolgen, wie sich aus folgender Erwägung ergibt. Vor dem Kriege lauteten die nach den Erwägungen der vorhergehenden Abschnitte aufgestellten Förderkostengleichungen unter Zugrundelegung eines Tageslohnsatzes von 350 Pfg.

Schiebkarrenförderung

$$K = 1,12 \cdot \frac{21 + 50}{6} = \text{rd. } 0,381 + 9,5,$$

Rollwagenförderung mit Handbetrieb

$$\Sigma K = 8,2 + i M 0,031 + \frac{5000 + 1101}{Q},$$

Rollwagenförderung mit Pferdebetrieb

$$\Sigma K = 10,0 + i M 0,0185 \cdot 1 + \frac{30000 + 1651}{Q},$$

Rollwagenförderung mit Lokomotivbetrieb

$$\Sigma K = 9,0 + i M 0,006 \cdot l + \frac{160\,000 + 440 l}{Q}$$

Diese Gleichungen haben gegenwärtig selbstverständlich keine Gültigkeit mehr, und sind neu aufzustellen, sobald die Löhne und Baustoffpreise wieder normale und beständigere geworden sind. Immerhin bieten die Formeln, deren Aufbau auch weiterhin der gleiche sein wird, einen Anhalt für die Behandlung der Frage.

Die Kurven der Gleichungen sind sämtlich gerade Linien, da alle veränderlichen nur in der ersten Potenz vorkommen. Dabei ergibt Gleichung 3) für Schiebkarrenförderung eine einzige gerade Linie, deren Lage im Koordinatensystem sich nur ändern würde, wenn der Tagelohnsatz und die Schiebkarrenfassung, aus denen die Konstanten berechnet sind, verändert werden. Dagegen ergeben die Gleichungen 11 d), 13 d) und 21) für Rollwagenförderung jede für sich eine ganze Anzahl verschiedener gerader Linien; denn in jeder dieser Gleichungen ist die Höhe der Förderkosten nicht nur von der Förderlänge l , sondern auch von der Fördermenge Q . und demzufolge auch die Lage der Linie jeder Gleichung von zwei Veränderlichen abhängig. In einem Koordinatensystem, dessen Achsen die K - und l -Werte bilden, muß also eine ganze Schar von Förderlinien für die verschiedenen Q -Werte erscheinen. In nachstehender Abbildung sind beispielsweise die Förderlinien für Schiebkarrenförderung und Rollwagenförderung mit Handbetrieb aufgetragen, und zwar letztere für die Fördermengen 1000 und 5000 cbm. Dabei zeigt sich ohne weiteres, daß für die Fördermengen 5000 die Rollwagenförderung mit Handbetrieb der Schiebkarrenförderung durchweg überlegen ist. Bei 1000 cbm Förderung schneiden

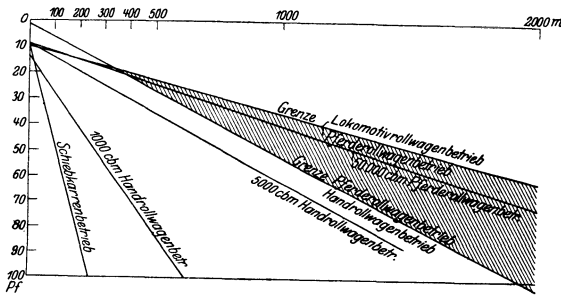


Abb. 31. Förderkosten.

sich dagegen die Linien der beiden Gleichungen, und im Schnittpunkte sind dementsprechend die Kosten beider Förderarten gleich: $l = 15,4$ m, $K = 15,4$ Pf. Bei größerer Förderweite wird die Rollwagenförderung mit Handbetrieb billiger. Der Schnittpunkt der beiden Linien gibt somit für die Fördermenge 1000 cbm die Grenze zwischen den beiden Förderarten an.

Das gleiche Ergebnis (Abb. 31) kann auch auf rechnerischem Wege gefunden werden, doch ist die zeichnerische Ermittlung klarer und weniger zeitraubend.

Dabei läßt sich die jedesmalige Koordinatenberechnung für die einzelnen Förderlinien vermeiden und das Verfahren noch weiter dadurch vereinfachen, daß man für jede Förderart nur die Koordinaten für eine Reihe von Fördermengen — 5000, 10 000, 20 000, 40 000 cbm usw. — feststellt, danach eine Förderlinienschar aufträgt, und dann für den jeweiligen konkreten Fall die Förderlinie zwischenschaltet. Die Abgrenzungen der drei Rollwagenförderungen gegeneinander sind einfach als Förderlinien durch Gleichsetzung je zweier Nachbargleichungen unter Ausscheidung von Q festzulegen. In obiger Abbildung sind beispielsweise die Grenzl意思 für die Rollwagenförderung mit Pferdebetrieb eingetragen. Eingehend wird das Verfahren von Schütz in seiner Doktorarbeit: Beiträge zur zeichnerischen Massenermittlung usw., Berlin 1908, Wilh. Ernst & Sohn, behandelt, wobei auch eine zeichnerische sehr einfache Ermittlung der Steigungszuschläge durchgeführt ist. Mit Hilfe der Auftragung der Förder- und Grenzl意思 läßt sich für jeden Einzelfall die zweckmäßigste Förderart und der Kostenbetrag schnell und sicher bestimmen.

f) Seltene Förderarten.

Beim Bahnbau im Hügelland und im Gebirge kommt unter Umständen für die Bodenförderung die Einrichtung des im Bergbau und Steinbruchbetrieb häufiger benutzten Bremsberges in Betracht, und zwar dann, wenn größere Höhen-

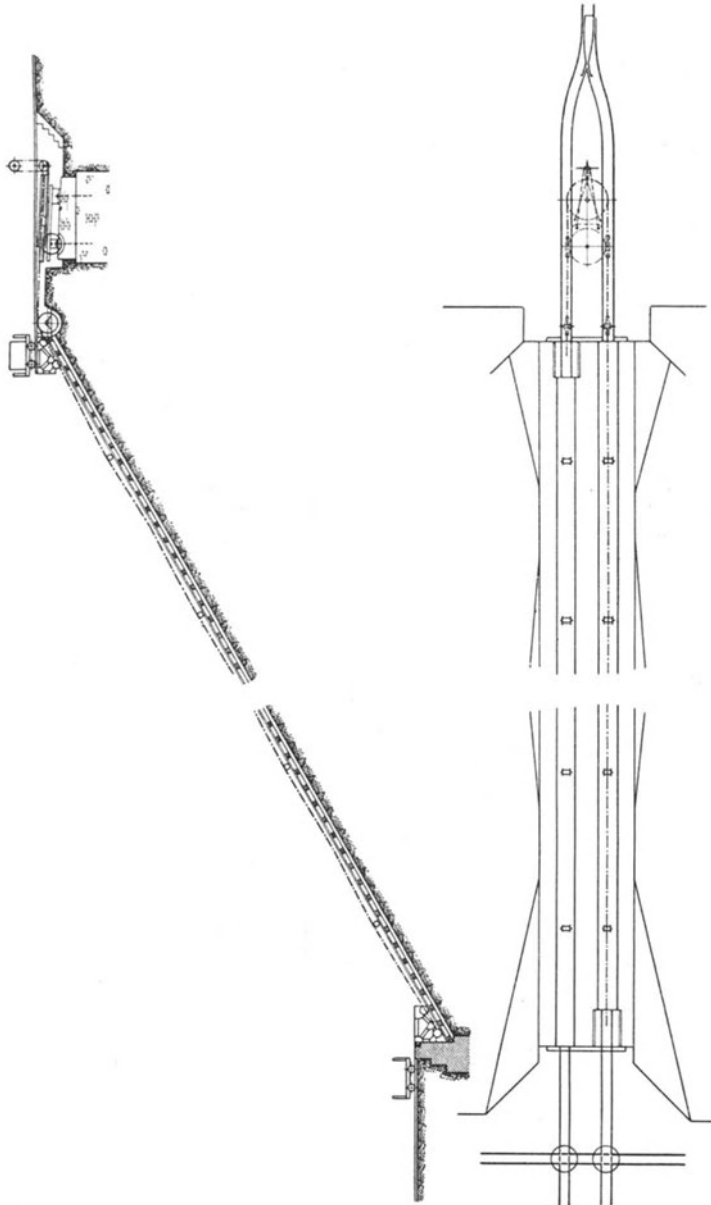


Abb. 32.

unterschiede auf ganz kurzen Strecken zu überwinden sind. Diese Förderart, bei welcher das aus der Seiltrommel oder aus einer oder mehreren Seilscheiben bestehende Bremswerk am oberen Ende des Bremsberges die Vernichtung des Kraftüberschusses und die Regelung des Betriebes vollzieht, wird, da die beladenen Wagen zu Tale gehen und die leeren Wagen ohne Triebkraft nach oben fördern, ziemlich billig. Der Vorteil geht aber verloren, wenn die Boden-

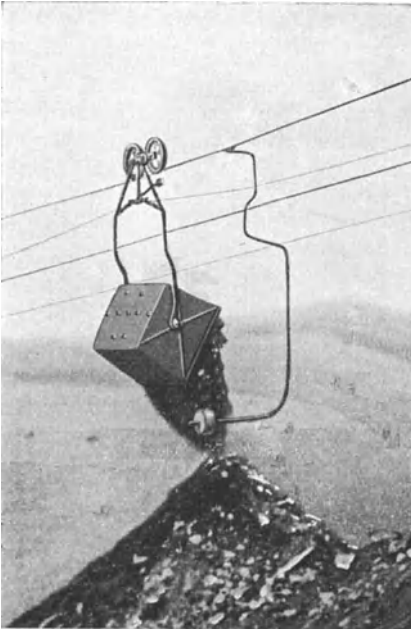


Abb. 34. Drahtseilbahn
mit automatischer Entleerung der Wagen
während des Betriebes.

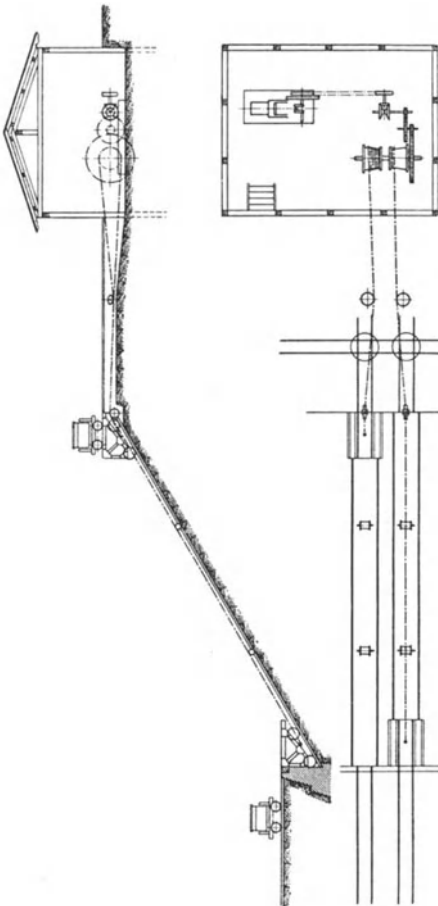


Abb. 33.



Abb. 35.

förderung umgekehrt bergan erfolgen und dementsprechend vermittels eines Motors bewirkt werden muß, wie es bei den Schrägaufzügen der Fall ist, welche hin und wieder den Bremsbergen zugerechnet werden. Die Leistung sowohl der Bremsberge wie auch der Schrägaufzüge ist keine sehr große, weil einesteils die Fördergeschwindigkeit nur ausnahmsweise 60 m in der Minute überschreiten darf, und weil andernteils auch die mit einem Zuge beförderten Massen nicht über 20—30 cbm hinausgehen (Abb. 32 und 33).

Sodann werden hin und wieder Drahtseilbahnen für die Erdförderung verwendet, so z. B. da, wo größere Bodenmassen über tief eingeschnittene Täler oder breite Ströme hinweggefördert werden müssen (Abb. 34).

Endlich kommt bisweilen Kettenbahnförderung vor, bei welcher die Bewegung der Wagen am Seil oder an der Kette ohne Ende durch feststehende Motoren erfolgt (Abb. 35).

Die Leistungsfähigkeit der 4 letzterwähnten Förderanlagen ist in ständigen Betrieben, noch mehr aber bei den vorübergehenden Betrieben der Bodenförderung im Bauwesen eine begrenzte. Man wird daher, soweit irgend zugänglich, von ihrer Verwendung absehen und die Lokomotivförderung wählen müssen.

6. Arbeitsbetrieb am Ablagerungsort.

a) Seitenablagerung.

Die Seitenablagerung kann erstlich da auszuführen sein, wo das Massennivellement überschüssigen Boden nachweist, welcher beim Massenausgleich nicht Verwendung findet, zweitens da, wo sie neben der Strecke zur Bildung von Schutzanlagen ausgebildet werden soll.

Im ersteren Fall ist darauf zu achten, daß die Ablagerung, soweit die Grundbesitzverhältnisse dies zulassen, in geringer Höhe über eine größere Fläche verteilt wird, weil letztere eher nutzbar gemacht werden kann als ein schmaler hoher Damm. In vielen Fällen wird dieser außerdem namentlich neben tieferen Einschnitten, in Krümmungen von kleinem Halbmesser die austrocknende Einwirkung des Windes auf den Einschnitt und dessen Übersichtlichkeit beeinträchtigen. Über die Schutzanlagen neben der Bahn ist das Erforderliche in dem Abschnitt Linienführung und allgemeine Bahnanlage mitgeteilt.

b) Dammschüttungen.

Sie gelangen als Lagenschüttung, Kopfschüttung, Seitenschüttung und Gerüstschüttung zur Ausführung.

α) **Lagenschüttung.** Diese wird in einzelnen 0,30—1,25 m starken annähernd wagerechten Lagen hergestellt, wobei die nächstfolgende die vorhergehende überdeckt und verdichtet. Sie ergibt die standsichersten und festesten Dämme, in welchen keine Neigung zum Verrutschen und Bersten vorhanden ist. Besteht das Schüttmaterial aus großstückigem weichen Material, etwa Ton, weicheren Mergeln und dergleichen, so ist es zweckmäßig, wenn die einzelnen Lagen gestampft oder gewalzt werden, namentlich dann, wenn die Schüttung schnell und mit Fördergefäßen sehr großen Inhalts erfolgt, weil sonst zwischen den einzelnen Stücken der Schüttung Hohlräume verbleiben, welche erst später zusammengehen und dadurch oft erst geraume Zeit nach der Schüttung zu einseitigen Sackungen, Rutschungen und Rissen des Dammes Veranlassung geben. Nichtbeachtung dieser Vorsichtsmaßregel hat namentlich bei Dämmen aus den Tongesteinen der Jura-Kreide und -Tertiärformationen verschiedentlich sehr gefährliche Zerstörungen der Bauwerke und empfindliche Betriebsstörungen verursacht. Bei Verwendung derartiger Schüttmaterialien ist die

Bemannung der Kippe von vornherein so zu wählen, daß durch das Stampfen oder Walzen der Lagen die Bodenförderung keine Unterbrechung erleidet.

β) **Kopfschüttung.** Bei dieser Schüttungsart wird der Damm vom Einschnitt her fortschreitend gewöhnlich sofort in voller Höhe gekippt, wobei sich lauter einzelne im natürlichen Böschungswinkel geneigte Lagen quer zur Dammachse bilden. Stampfen großstückigen Materials ist kaum möglich; die Schüttung erlangt weit geringere Dichtigkeit als die Lagenschüttung, immerhin besitzt sie nur wenig Neigung zu seitlichen Verstärkungen. Das Sacken erfolgt in langsamem Zeitmaß.

γ) Die **Seitenschüttung** ist die unvorteilhafteste Schüttungsart. Sie kommt einmal beim Querausgleich der Anschnittsprofile, sodann bei der Herstellung längerer Dämme und bei der Verbreiterung derselben vor, gibt Veranlassung zur Längsrissebildung und sollte tunlichst vermieden werden, namentlich, wenn es sich um Dämme größerer Höhe handelt.

δ) **Gerüstschüttung.** Die Schüttgerüste können entweder als feste oder als auf Rollen gestellte und mit Fortschreiten der Schüttung in der Richtung der Dammachse vorrückende Holzgerüste hergestellt werden. Die festen Gerüste, von deren Anordnung untenstehende Abbildung ein Beispiel gibt, können entweder, abgesehen von der Fahrbahn, im Damm belassen oder nach Vollendung mit Winden aus dem frischen Dammkörper entfernt werden. Die Holzverbindungen werden am besten einfach durch Schraubenbolzen und Eisenklammern gebildet (Abb. 36). Einzelheiten sind im Abschnitt Baukonstruktionslehre nachzusehen.

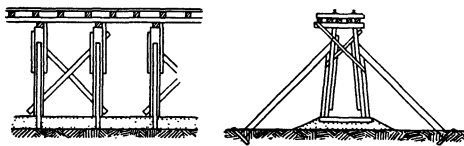


Abb. 36.
Schüttgerüst vom Bottraper Einschnitt.

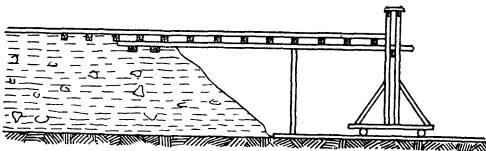


Abb. 37. Bewegliches Schüttgerüst.

kann, sobald die Schüttung ihn erreicht hat (Abb. 37).

Fast in allen Fällen gibt man dem Gerüst sofort die Höhe des fertigen Dammes zuzüglich des weiter unten zu besprechenden Sackmaßes. Nur bei ganz hohen Dämmen wird die Herstellung des Gerüsts in voller Höhe Schwierigkeiten bereiten und sehr kostspielig sein. Bei sehr breiten, aber auch bei höheren Dämmen, welche an der Sohle ebenfalls große Breite besitzen, ist es zweckmäßiger, zwei Schüttgerüste nebeneinander als nur ein breites Gerüst für mehrere Gleise aufzustellen, insbesondere dann, wenn die unter allen Umständen vorteilhafteste Lagenschüttung ausgeführt werden soll.

ε) **Schiebkarrenbetrieb.** Der Schiebkarrenbetrieb ist sowohl bei Lagen wie auch bei Seitenschüttung anwendbar; doch wird man in allen hierher gehörenden Fällen die letztere durch die erstere ersetzen können. Man legt die Karrfahrten vom Einschnitt her zunächst an die Außenseite des zu schüttenden Dammes, und zwar am besten gleich eine an jeder Seite. Dann schüttet man einen schmalen Damm am Fuß, schwenkt die Karrbahn auf dessen Krone und kippt nun nach innen weiter einen Streifen nach dem andern, bis die unterste Lage des Dammes von beiden Längsseiten her fertiggestellt ist; hierauf folgt

die zweite und so fort. Ist das Längsgefälle des Geländes vom Einschnitt her stärker als 1 : 10, so läßt sich nicht mehr in der Achsrichtung des Dammes fahren, sondern es muß dann terrassenförmig am Hange gekippt werden.

d) Kippkarrenbetrieb.

Diese wird nur bei der Kopfschüttung bei verhältnismäßig geringen Schüttmassen verwendet.

e) Rollwagenbetrieb auf Gleisen.

Dieser Betrieb ist bei größeren Dammschüttungen, insbesondere bei Verwendung von Lokomotiven, der leistungsfähigste.

Bei der Lagenschüttung kann man die Gleise, solange die Hangneigung das Maß von 1 : 30 nicht übersteigt, strahlenförmig direkt auf den Hang legen und dann nach und nach mit geringerer Neigung schütten, bis man das vorteilhafteste Gleisgefälle — für Handbetrieb 1 : 100, für Lokomotivbetrieb 1 : 250 — erreicht hat (Abb. 38).



Abb. 38.

Die auf diese Weise geschütteten Dämme besitzen die größte Dichtigkeit und Standsicherheit. Ist das Hanggefälle noch stärker als 1 : 30, so muß zunächst mit Schiebkarrenbetrieb begonnen werden, bis das Gefälle 1 : 30 erreicht ist. In den einzelnen Lagen, welche man beim Rollwagenbetrieb nicht gern schwächer als 1 m annimmt, werden die Gleise nach Bedarf seitlich verschwenkt. Ist das Gefälle des Hanges sogar für Schiebkarrenbetrieb zu steil, so bleibt nur die Gerüstschüttung übrig, bei der aber im besten Falle nur Schüttleistungen erzielt werden, welche etwa 50% der unmittelbaren Schüttung auf dem Gelände bzw. der Oberkante der Schüttung betragen. Es ist freilich nicht dabei zu vergessen, daß die Gerüstschüttung, das zeitraubende und die Gleise schädigende Heben, Verschwenken und Unterstopfen der Gleise entbehrlich macht. Die Kopfschüttung ist bei Rollwagenbetrieb wohl ausführbar; sie ist in England und Amerika sogar ziemlich häufig verwendet. Der Bodenzug wird von der Lokomotive auf die Kippe geschoben, die einzelnen Wagen, welche als Vorderkipper ausgebildet sind, werden nach vorn gestoßen, kippen aus und werden durch Arbeiter in das Leerwagengleis zurückgestoßen, welches neben dem andern Gleis vorgestreckt ist. In Deutschland wird diese Schüttart, welche auch auf Schüttgerüsten bewirkt werden kann, nur sehr selten geübt. Die Seitenschüttung von Gleisen aus ist entweder in einzelnen 2—3 m hohen Lagen vorzutreiben, nachdem die erste streifenartige Lage durch Kopfschüttung hergestellt ist, oder als Verbreiterung eines schon bestehenden Dammes ausführbar. Im ersteren Falle stellt sie eine Art Lagenschüttung mit hohen Lagen dar, welche in ziemlich hohem Maße die Nachteile der reinen Seitenschüttung aus großer Höhe, also die Bildung von Längsrissen und Rutschungen im Gefolge hat. Diese Nachteile haften auch der Verbreiterung hoher Dämme durch Seitenschüttung an. Endlich kann die Seitenschüttung auch vom Gerüst her erfolgen. Man kann dabei ihre Nachteile dadurch mildern, daß man zwischen den Schüttungen ein Ausbreiten der Schüttstreifen durch Arbeiter mittels Handarbeit bewirken läßt. Die Anlage der Gleise bei den Schüttungen bedarf keiner besonderen Erläuterung.

Unter allen Umständen wird, wie bereits hervorgehoben, die Lagenschüttung die besten Dämme liefern. Ist der Arbeiterschacht auf der Kippe gut eingearbeitet und von geübten Vorarbeitern und Schachtmeistern geleitet, so lassen sich dabei sehr große Tagesleistungen erzielen, welche natürlich erst dann die Höchstwerte erreichen, wenn das vorteilhafteste Längsgefälle für die Kippgleise hergestellt ist.

f) Hinterfüllung und Überschüttung der Bauwerke.

Diese ist zwar heutzutage, wo die meisten Bauwerke in Zementmörtel oder doch in verlängertem Zementmörtel ausgeführt werden, nicht mehr mit solcher Vorsicht wie früher herzustellen. Gleichwohl soll allzu rasche und einseitige Beschüttung stets vermieden werden. Ferner soll, wenn irgend angängig, zur besseren Abwässerung des Bauwerks an der Rückseite desselben eine Lage durchlässigen grobkörnigen Materials geschüttet werden. Auch soll man dicht hinter der Rückseite des Bauwerks das Stampfen der Schüttmassen nicht unterlassen.

Bei Lagenschüttung führt man die Karrbohlen oder die Rollwagengleise um das Bauwerk herum und schüttet hinter beiden Widerlagern gleichmäßig an bis zur Scheitelhöhe. Hierbei müssen erforderlichenfalls leichte Gerüste oder Hilfsdämme für Karrbohlen und Gleise hergestellt werden. Die Überschüttung des Bauwerks erfolgt dann gleichmäßig mit der Höherführung der einzelnen Dammlagen.

Die Kopfschüttung ist vor und hinter dem Bauwerk zu unterbrechen, sobald der Fuß der Kopfböschung die Rückseite der Widerlager erreicht. Sodann ist wieder die Hinterfüllung der letzteren mittels Lagenschüttung vorzunehmen, welche zumeist am vorteilhaftesten durch Schiebkarrenförderung bewirkt wird. Man kann, um das Fortschreiten der Dammschüttung nicht aufzuhalten, das Bauwerk mit einem Gerüst überschreiten, wenn man nicht vorzieht, die Hinterfüllung schon viel früher zu vollziehen, ehe der Damm das Bauwerk erreicht.

Literatur.

- Wiebe, F., Bau d. Bottroper Einschnitts der Linie Duisburg—Quakenbrück. Zeitschr. d. hannoverschen Archit.- u. Ingenieurvereins 1881.
- Früh, Bau d. Moselbahn. Zeitschr. d. hannoverschen Archit.- u. Ingenieurvereins 1883.
- Barkhausen, Erdarbeiten. Handbuch d. Baukunde Abteilung III. Berlin 1893.
- Völker, Bau der Strecke Alpirsbach—Schiltach a. d. Kinzigbahn. Zeitschr. d. hannoverschen Archit.- u. Ingenieurvereins 1893.
- Göring, Eisenbahnbau, 5. Aufl. Berlin 1896.
- v. Schlierholz, Über württembergische Erdarbeiten u. Massentransporte. Deutsche Bauzeitung 1897.
- Frahm, Bauten d. Eisenbahn Argenteuil—Nantes. Zeitschr. f. Bauwesen 1900.
- Riemann, Beiträge z. Sicherung d. Gleises u. Ausführungskosten. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1903.
- v. Willmann, L., Erdbau, I. Kapitel d. Handbuchs für Tiefbau v. Esselborn. Leipzig 1904.
- Handbuch d. Ingenieurwissenschaften I. Teil, 2. Band, 4. Aufl. 1905; daselbst weitere Literaturangaben S. 190—195.
- Bahnbau im Rutschgebiet der Rotweinklamm, Wocheiner Bahn. Österreich. Wochenschr. f. d. öffentlichen Baudienst 1906.
- Die Lüderitzbahn im Dünengürtel. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1907.
- Osthoff, G., Hilfsbuch z. Anfertigung von Kostenberechnungen 3. Aufl. Leipzig 1912.

II. Bahnkörper und Nebenanlagen.

1. Auf- und Abträge.

a) Massenausgleich.

Bevor mit der Herstellung des Bahnkörpers begonnen wird, ist auf Grund der Ergebnisse der Absteckungsarbeiten der Ausgleich der in den Einschnitten gewonnenen und in den Dämmen erforderlich werdenden Bodenmassen zu ermitteln. Während in früherer Zeit sehr oft ein derartiger Ausgleich nur schätzungsweise durchgeführt und längere Bodenförderungen durch weitgehende Seitenablagerungen neben den Einschnitten und Seitenentnahmen neben den Dämmen vermieden wurden, wie dies auch jetzt noch bei Bahnbauten außerhalb der Kulturländer zu beobachten ist, muß der Massenausgleich heutzutage bei der stetigen Steigerung der Arbeitslöhne und der Grunderwerbspreise einerseits und bei der hohen Vervollkommnung der maschinellen Förderkräfte andererseits soweit zugänglich durchgeführt werden. Das früher vorzugsweise angewendete rechnerische Verfahren für die Ermittlung der Massenverteilung ist sehr umständlich und zeitraubend, läßt etwaige Rechenfehler oft nur schwer erkennen und wird daher mehr und mehr durch das zeichnerische Verfahren, die Aufstellung des Massennivellements ersetzt. Dieses ist, soweit bekannt, von dem bayerischen Landmesser Bruckner erfunden und von Bauernfeind, Kulmann, Eickemeyer, Winkler, Launhardt und Goering weiter vervollkommenet.

Am zweckmäßigsten stellt man zunächst die auf Grund der Feldarbeit ermittelten Querprofilflächen der Baustrecke im Flächenprofil unterhalb des Längenprofils zusammen, konstruiert aus diesen das Verteilungs- oder Massenprofil und stellt in letzterem die Massenausgleichung her.

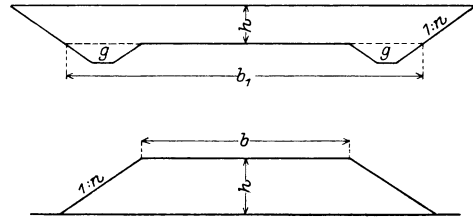


Abb. 39—40.

Hieran schließt sich alsdann die Kostenberechnung der Massenförderung.

Ermittlung der Querprofilflächen. Bei wagerechter oder doch annähernd wagerechter Erdoberfläche ist die Fläche des Einschnittsprofils nach Abb. 39

$$= b \cdot h + n \cdot h^2 + 2g$$

und die Fläche des Dammprofils nach Abb. 40

$$= bh + nh^2$$

zu setzen. Ist die Erdoberfläche geneigt, so wandelt man die unregelmäßigen Profile einfach zeichnerisch in Trapezflächen um. Die Flächengrößen brauchen nicht rechnerisch ermittelt zu werden, sondern

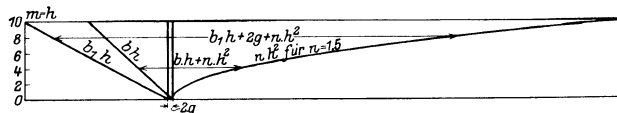


Abb. 41.

können durch unmittelbares Abgreifen als gerade Linien aus dem in Abb. 41 gezeichneten Flächenmaßstab entnommen werden.

In der Abbildung wird z. B. für die Einschnittstiefe 6 m die Linie k—l als Einschnittsprofilfläche, für die Dammhöhe 2 m die Linie n—o als Dammsprofilfläche abgegriffen.

Auftragung des Flächenprofils. Unterhalb des Längenprofils der auszugleichenden Strecke trägt man die vorstehend aus dem Flächenmaßstab entnommenen Größen der Querprofilflächen als senkrechte Linien in den zugehörigen Stationen von einer Wagerechten nach oben und unten auf, nachdem vorher die erforderlichen Abzüge für den Querausgleich, für zur Schüttung untauglichen Boden und für Massen, welche als Baumaterialien besonders ausgesetzt werden sollen, gemacht sind (Abb. 42).

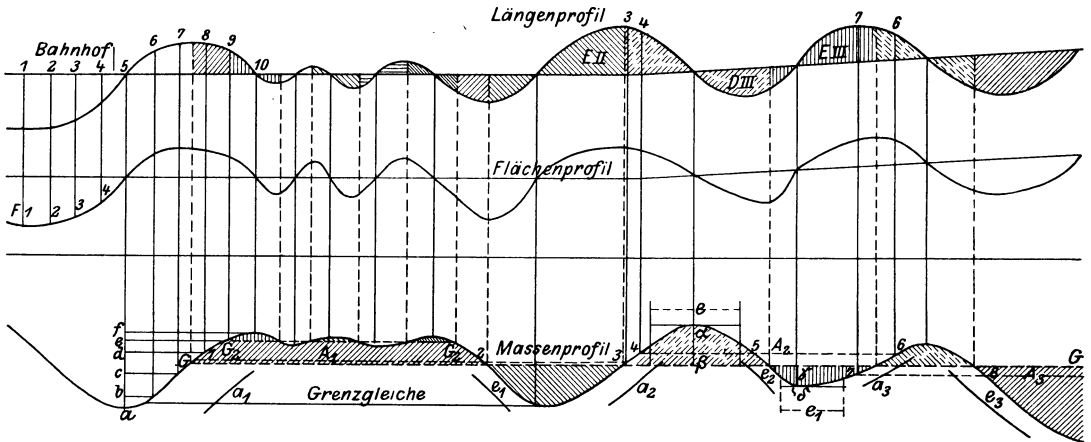


Abb. 42.

Man erhält auf diese Weise das Flächenprofil, welches die Auftragsmassen in den Flächen unterhalb, die Abtragsmassen in den Flächen oberhalb der Wagerechten enthält. So sind beispielsweise die zwischen Station 2 und 3 erforderlichen werdenden Auftragsmassen mit genügender Genauigkeit einfach gleich $\frac{(F_2 + F_3) \cdot 1}{2}$, die zwischen Station 8 und 9 verfügbaren Abtragsmassen gleich $\frac{(F_8 + F_9) \cdot 1}{2}$ zu setzen. Sie sind also durch die zwischen F_2 und F_3 bzw. F_8 und F_9 des Flächenprofils liegenden Trapezflächen dargestellt.

Auftragung des Massenprofils. Das Massenprofil wird wieder unterhalb des Flächenprofils angebracht. Dabei trägt man in einem passenden Maßstab als Massenordinaten von einer Seite her die Flächengröße des Flächenprofils in algebraischer Summe von einer wagerechten Achse, deren Lage gleichgültig ist, ab. Beispielsweise werden auf der Senkrechten durch Station 5 die Massen des Einschnitts zwischen Station 5 und 10 wie folgt vom Punkte a, welcher durch die Auftragung der Massenordinaten des Damms Station 0—5 gefunden ist, der Reihe nach von unten nach oben aufgetragen:

$$\text{Strecke a—b} = \frac{(F_5 + F_6) \cdot 1}{2}$$

$$\text{b—c} = \frac{(F_6 + F_7) \cdot 1}{2}$$

$$c-d = \frac{(F 7 + F 8) \cdot 1}{2}$$

$$d-e = \frac{(F 8 + F 9) \cdot 1}{2}$$

$$e-f = \frac{(F 9 + F 10) \cdot 1}{2}.$$

Diese Massen des Einschnitts wie alle übrigen Einschnittsmassen sind um das Auflockerungsmaß zu vergrößern. Die Auflockerungsziffer beträgt im Durchschnitt

bei Sand und Kies	0,01—0,015
„ Lehm und magerem Ton	0,03
„ weichem Mergel und dgl.	0,04—0,05
„ fettem Ton und festeren Mergeln. . . .	0,07
„ Gesteinen der Bodenklasse VI und VII	0,1—0,3

Sodann werden durch die Punkte b, c, d, e, f Wagerechten gezogen, deren Schnittpunkte mit den Senkrechten durch Station 6, 7, 8, 9, 10 jedesmal den Endpunkt der betreffenden Massenordinate ergeben müssen. Auf diese Weise entsteht ein Linienzug, welcher in jeder Station angibt, wieviel Massen in dieser Station vom Anfang der Strecke her gerechnet verfügbar oder erforderlich sind. Wie aus der Abbildung ersichtlich ist, hat die Linie folgende Eigenschaften:

1. Jeder Wendepunkt derselben entspricht einem Wechsel von Auf- und Abtrag im Längenprofil.

2. Unter den Aufträgen fällt die Linie von links nach rechts, unter den Abträgen steigt sie von links nach rechts.

3. Zieht man eine beliebige wagerechte Sehne durch die Massenlinie, so ist zwischen den beiden Punkten, in denen die Sehne die letztere schneidet, Massenausgleich vorhanden, denn die Massenordinaten der beiden Punkte sind gleich.

Massenverteilung. Zunächst sind neben den einzelnen Ästen der Massenlinie die Kosten für eine etwaige Seitenentnahme — e — neben den rechtsfallenden und für eine Seitenablagerung — a — neben den linksfallenden zu ermitteln und aufzutragen, wodurch vorwiegend parallel zu den betreffenden Linien usw. verlaufende Züge entstehen, wenn nicht an einzelnen Punkten infolge besonderer Grunderwerbs- oder Wasserverhältnisse Unregelmäßigkeiten in dem Verlauf dieser Linien entstehen.

Sodann können die Grenzgleichungen — horizontale Linien durch die Wendepunkte oder Endpunkte der Massenprofilinie — gezogen werden, durch welche in bequemer Weise die Längsförderungsabschnitte festgelegt werden.

Hierauf beginnt man mit der Festlegung der Anfuhrlinie für jeden Damm, wobei nur die beiden angrenzenden Einschnitte als Bezugsquellen in Betracht kommen. In der Abbildung sind hiernach die 3 Anfuhrlinien A_1 , A_2 und A_3 als die günstigsten Massengleichen für die betreffenden Dämme ermittelt. Faßt man beispielsweise die Schüttung des Dammes D III ins Auge, so kommen als Bezugsquellen für dieselbe die beiden Einschnitte E II und E III in Frage. Zieht man eine beliebige Ausgleichslinie 4—5—6, so sind die bei 5 erforderlichen Massen sowohl bei 4 wie bei 6 verfügbar. Die Transportkosten von 4 nach 5 würden gleich der Förderlänge multipliziert mit dem Einheitspreis, ebenso die Transportkosten von 6 nach 5 in entsprechender Weise für das Kubikmeter Bodenmasse zu berechnen sein. Verschiebt man die Linie nach oben, so vermindern sich offenbar die Kosten auf der Strecke 4—5, während sie sich auf der Strecke 6—7 vermehren. Ist die Verminderung auf 4—5

größer als die Vermehrung auf 6—5, so wird noch eine weitere Verschiebung vorteilhaft sein, bis die Verminderung gleich der Vermehrung der Kosten ist. Dabei ist zu bedenken, daß im vorliegenden Einzelfalle der Schüttung des Dammes D III bei einem Bezug der Masse von 4 die Masse bei 6 entbehrlich wird, also seitlich abzulagern ist und umgekehrt. Die Bedingungsgleichung für die günstigste Lage der Massengleiche 4—5—6 lautet also

$$(\text{Kosten}) K(4-5) + a_3 = K(6-5) + a_2.$$

Die Förderkosten K entnimmt man der Förderkostenzusammenstellung, wie sie unter I 5 e gegeben ist. Und zwar ermittelt man die jeweilig günstigste Förderart nach Göring folgendermaßen. Entsprechend der Konstruktion des Massenprofils sind die Bodenmassen, welche zwischen 4—5 und 6—5 zu bewegen sind, einfach gleich der Massenordinate $\alpha-\beta$ bzw. $\gamma-\delta$. Der mittlere Förderweg aber ist in den beiden Teilen gleich dem Abstand der Schwerpunkte der betreffenden Massenprofilflächen voneinander. Bedenkt man nun, daß das Gesamtmoment des Gewichts eines Körpers gleich der Summe der Momente der Einzelgewichte der Körperteile bezogen auf jede Achse sein muß, so findet man den Schwerpunkt der Massenprofilflächen einfach durch Verwandlung derselben in Rechtecke mit der Höhe $\alpha-\beta$ bzw. $\gamma-\delta$; die zweite Seite des Rechtecks ist dann gleich dem Schwerpunktabstand der betreffenden Fläche von $\alpha-\beta$ oder $\gamma-\delta$. Die Rechtecke sind in der Figur eingezeichnet. Mit ihrer Hilfe erhält man also die Förderweglängen l und l_1 und kann mit Berücksichtigung dieser und der Fördermassen a b und c d ohne weiteres die günstigsten Werte aus der früher erwähnten Förderkostenzusammenstellung entnehmen.

In ähnlicher Weise können auch Verteilungslinien gezeichnet werden, welche die günstigste Verteilung der Bodenmassen eines jeden Einschnitts in die benachbarten beiden Dämme ergeben.

Betrachtet man den Verlauf der Anfuhrlinien in der Abbildung, so sieht man, daß zwischen den Anfuhrlinien A_1 und A_2 auf geringe Länge Seitenentnahme vorteilhaft sein würde. Falls sich das gleiche auch zwischen den übrigen Anfuhrlinien der Strecke ergeben sollte, oder wenn einzelne Anfuhrlinien in einer Horizontalen liegen sollten, so würde eine derartige Lage der Anfuhrlinien bereits die vorteilhafteste Massenverteilung darstellen. Nun überschneiden sich aber in der Abbildung die Anfuhrlinien A_2 und A_3 in den Punkten 6 und 7, d. h. es ist über die Bodenmassen des Einschnitts E III zwischen 6 und 7 zweimal verfügt worden, was natürlich praktisch unausführbar ist. Demzufolge kann die Massenverteilung nach der Ermittlung der Anfuhrlinie nicht bestehen bleiben. Es müssen vielmehr die beiden Anfuhrlinien A_2 und A_3 zu einer zwischen ihnen liegenden Massengleiche verschmolzen werden. Erreicht diese mit ihrer linken Endigung die Massenprofilinie oberhalb der Endigung der Anfuhrlinie A , so ist damit der beste Massenausgleich gefunden. Trifft aber die Massengleiche auf der linken Seite die Massenprofilinie unterhalb der Endigung von A , so muß nunmehr wie früher zwischen A_2 und A_3 eine neue Massengleiche, welche den ganzen Bereich der Anfuhrlinie A_1 , A_2 und A_3 beherrscht, gezeichnet werden, die Massengleiche GG. der Abbildung.

Wie aus dem bezüglich der günstigsten Lage der Anfuhrlinien Gesagten ohne weiteres erhellt, lautet die Bedingungsgleichung für die vorteilhafteste Lage einer Massengleiche:

$$\Sigma v = \Sigma r \pm a_n \pm e_n,$$

worin v die Förderkosten für 1 cbm auf der Vorwärtsstrecke des betreffenden Förderabschnitts (4—5 bei A_3) und r die Förderkosten für 1 cbm auf der Rückwärtsstrecke des betreffenden Förderabschnitts (z. B. 6—5 bei A_3) bedeutet, während a_n und e_n die Kosten der an den Enden der Massengleiche etwa erforderlich werdenden Seitenablagerung bzw. Seitenentnahme darstellen.

Massengleichen, welche der obigen Gleichung genügen, lassen sich in der Regel für alle längeren Abschnitte der Baustrecke, welche durch große Brücken, Tunnel und andere zu Beginn der Bodenförderung bestehende Förderhinder-nisse bestehen, zeichnen. Allein diese Massengleichen stellen noch nicht in jedem Falle die vorteilhafteste Massenverteilung dar. Vielmehr können unter Umständen eine Anzahl einzelner Anfuhrlinien mit zwischenliegenden geringen Seitenentnahmen eine günstigere Massenverteilung bilden. Es ist daher am zweckmäßigsten, beim Ausgleich zunächst von den Anfuhrlinien auszugehen.

Massengleiche II. Ordnung. In der Figur liegen auf der Strecke 1—2 eine Anzahl kleiner Dämme und Einschnitte, welche weder von der Anfuhrlinie noch von der Massengleiche betroffen werden. Bei der Bauausführung wird man, schon um das Fördergleis möglichst bald auf die ganze Länge oder doch soweit wie möglich vorzustrecken, diese kleinen Dämme und Einschnitte gleich zu Anfang der Erdarbeiten für sich ausgleichen. Zu dem Zwecke wird für sie die vorteilhafteste Massenverteilung durch Festlegung einer besonderen Massengleiche, der Massengleiche II. Ordnung, ermittelt. Dies erfolgt in der gleichen Weise wie oben, doch vermeidet man es dabei, an den Enden Seitenablagerungen oder gar Seitenentnahmen einzulegen und ersetzt diese lieber durch etwas längere Vor- oder Rückwärtsbewegung der etwa an einem Ende überbleibenden Massen zur Erlangung des am anderen Ende fehlenden Bodens.

Schließlich sei noch der Lannhardtschen „Förderkostenregel“ gedacht. Sie stellt einen Förderkostenmaßstab dar, auf welchem die Längen im Längenmaßstab des Längen-, Flächen- und Massenprofils und bei jeder Längenteilung der zugehörige Förderpreis, auch unter Berücksichtigung etwaiger Steigungen, aufgetragen sind. Diese Förderkostenregel gestattet die Kostenablesung für jede Förderlänge durch unmittelbares Anlegen an die Linien des Massennivellements und macht zunächst die Verwandlung der einzelnen Fördersegmente in Rechtecke zwecks Ermittlung der Schwerpunktsabstände entbehrlich. Ihre Anwendung ergibt jedoch nur dann die gleich richtigen Resultate wie das oben beschriebene Göringsche Verfahren, wenn man besondere Förderkostenregeln für jede einzelne Förderart herstellt und dann beim Gebrauch in jedem Falle die in Betracht kommenden Förderkostenregeln verwendet.

Dabei ist nicht zu vergessen, daß man die Ermittlung der Schwerpunktsabzissen für die einzelnen Massennivellementssegmente bei der Kostenberechnung der Bodenförderung ohnehin nicht entbehren kann, daß also hierdurch die Vorteile der Verwendung der Förderkostenregel zum Teil wieder vermindert werden.

b) Kostenberechnung der Bodentförderung.

Hierfür entnimmt man die in jedem Förderabschnitt zu bewegenden Bodenmassen und die mittleren Förderweiten derselben einfach dem Massennivellement, in welchem, wie oben ausgeführt, erstere in jedem Abschnitt durch die größte Ordinate, z. B. im Bereich der Anfuhrlinie A_2 durch $\alpha-\beta$ und $\gamma-\delta$, die mittleren Förderweiten durch die horizontalen Seiten der Umwandlungsrechtecke dargestellt sind. Die Förderpreise ergeben sich unmittelbar aus der unter I 5 e beschriebenen zeichnerischen Förderkostenzusammenstellung. Dabei bedenke man, daß der Unternehmer nicht immer in jedem Falle die günstigste Förderart wählen, sondern beispielsweise auch einmal auf kleine Entfernungen Lokomotivbetrieb auf Gleisen verwenden wird, wenn er diesen an anderen Stellen seiner Strecke für größere Entfernungen eingerichtet hat.

c) Beziehungen zwischen dem Gleis und der Anordnung der Auf- und Abträge.

In Betracht kommen erstlich Form und Breite der Oberfläche des Planums bei Dämmen und Einschnitten, zweitens die Böschungen der Dämme.

Die Form der Oberfläche des Planums ist so zu gestalten, daß eine gute Entwässerung des Oberbaues möglich ist. Zu dem Zwecke dacht man das Planum von der Bahnachse her nach beiden Seiten mit einem Gefälle von 0,03 gleichmäßig ab. In Gefällstrecken hat man wohl umgekehrt eine rinnenförmige Vertiefung der Oberfläche und dadurch einen Ablauf des Wassers in der Längsrichtung bewirkt. Diese Anordnung hat sich jedoch nicht bewährt, weil dabei, namentlich bei tonigem Boden, häufig eine Verschlammung und dann ein Stau des Wassers eingetreten ist.

Die Planumsbreite ist von der Kronenbreite des Bahnkörpers abhängig, welche nach den technischen Vereinbarungen bei eingleisiger Hauptbahn ein Mindestmaß von 4 m haben soll. Dabei verbleiben vor Kopf der 2,7 m langen Schwellen der Hauptbahnstrecken nur noch je $\frac{4,00 - 2,7}{2} = 0,65$ m Breite des Schotterbettes, ein Maß, welches zur Sicherung des Oberbaues gegen seitliche Verschiebungen noch ausreicht. Nimmt man die mittlere Stärke des Schotterbettes zu 0,40 m an, so ergibt sich eine Breite desselben an seiner Unterkante von $4,00 + 21,5 \cdot 0,4 = 5,20$ m, und diese Breite wird dann das Mindestmaß der Planumsbreite darstellen. Vorteilhafter für die Bahnunterhaltung ist es aber, neben dem Fuß des Schotterbettes beiderseits noch ein schmales Bankett von etwa 15 cm Breite anzuordnen. Hierdurch wird das Abrollen von Schotterstücken verhindert und die Gleisarbeit erleichtert. Als Planumsbreite der eingleisigen Bahn ergibt sich dann das Maß von $5,2 + 2 \cdot 0,15 = 5,50$ m, welches nur unterschritten werden sollte, wo besonders hohe Grunderwerbspreise vorhanden sind. Bei zweigleisiger Hauptbahn beträgt die zweckmäßigste Planumsbreite für 3,5 m Gleisabstand $7,5 + 2(1,5 \cdot 0,4 + 0,13) = 9,0$ m und für 4,0 m Gleisabstand 9,5 m. Will man, wie neuerdings bei starkem Schnellzugverkehr mit Rücksicht auf die große Fahrgeschwindigkeit und die schnelle Zugfolge mit Recht angestrebt wird, den Gleisabstand noch vergrößern, so muß die Planumsbreite dementsprechend ebenfalls vergrößert werden. Die Planumsbreite der Neben- und Schmalspurbahnen ist entsprechend geringer zu wählen.

Die Dammböschung wird sich ja im allgemeinen nach dem Böschungswinkel des Schüttmaterials richten. In Einzelfällen kann jedoch ein solches in Betracht kommen, welches verhältnismäßig langsam sackt, anfangs also recht locker liegt und zunächst keine besondere Tragfähigkeit besitzt. Hierher gehört stark lehmiger klumpenbildender Sand, magerer von Steinen durchsetzter Ton, manche Arten der tonigen Mergel der Oberen Kreide. Unter Umständen kann auch einmal die Verwendung von Bodenarten, welche bei stärkerer Durchfeuchtung in der ersten Zeit der Schüttung wenig Belastung ertragen, nicht zu vermeiden sein. Als solche kommen namentlich im Flachlande die oberen ausgelaugten Lagen der Grundmoräne in Frage. Bei diesen Gesteinen ist daher mit Rücksicht auf die Einwirkung der Betriebslasten eine erheblich flachere Böschung als sonst zu wählen. Näheres über die Böschungsbildung wird weiter unten mitgeteilt.

2. Dämme.

a) Gestalt.

Während bei den Böschungen der Einschnitte auf die Festigkeit der verschiedenen Gesteine Rücksicht zu nehmen ist, empfiehlt es sich, die Böschungen der Dammkörper im allgemeinen nicht steiler als 1:1,5 anzunehmen. Nur bei ganz großstückigem festem Schüttmaterial kann die Böschung 1:1 bis 1:0,75 gewählt werden. Siehe jedoch Böschungsbefestigungen. Die dem Angriff bewegten Wassers ausgesetzten Teile des Dammes sind flacher, bei festeren Gesteinsarten mit 1:2, bei loserem mit 1:3 zu böschen. Die Anordnung von

Bermen hat sich nicht bewährt, da die Bermen nur den Abfluß des Oberflächenwassers verzögern und sein Versinken in den Damm hinein begünstigen. Glaubt man zu einer besonderen Verstärkung des Dammes Veranlassung zu haben, so ist es besser, statt der Einlegung von Bermen eine Böschungsverflachung vorzunehmen. Nur bei bespülten Dämmen läßt sich eine wirksame Verstärkung derselben durch Anlage einer etwa 1—1,5 m breiten Berme in der Wasserlinie mit Abpflasterung oder Bepflanzung ihrer Oberfläche erreichen. Derartige Anlagen und die vorerwähnte Böschungsverflachung sind namentlich mit Vorteil in engen, tief eingeschnittenen, zu Zeiten von schnellfließenden Hochwassern betroffenen Tälern und bei der Durchschüttung von größeren Gewässern anzuwenden.

b) Untergrund.

α) **Oberfläche wagerecht oder wenig geneigt.** Hier sind zwei Fälle zu unterscheiden. Erstlich können die unter der Dammerde anstehenden Gesteine fest und tragfähig sein. In diesem Falle bedarf es vor Beginn der Schüttung lediglich der Abräumungsarbeiten, welche unter I 3 a beschrieben worden sind.

Zweitens kann die Oberfläche aus stark zusammendrückbarem, wenig tragfähigem Material, wie halbtrockenem Schlick, Schlamm oder auch aus Moor bestehen. Bei Schüttungen auf derartigem Untergrund sinkt der Damm mit Zunahme seiner Höhe immer mehr ein und preßt entweder die unter seiner Sohle lagernden weichen Massen sehr stark zusammen oder quetscht sie seitwärts mehr oder weniger heraus und schafft sich auf diese Weise selbst einen tragfähigen Baugrund, wobei sehr starke Auftreibungen der Oberfläche zu beiden Seiten des Dammes entstehen können.

Falls die oberen Schichten des Moores stärker verfilzt, weniger feucht sind und eine gewisse Tragfähigkeit besitzen, treten die geschilderten Erscheinungen oft erst nach Beendigung der Schüttung, unter Umständen erst nach Aufnahme des Bahnbetriebes unter dem Einfluß der Zugschütterungen ein, wobei das Niedergehen des Dammes und die Auftreibung der Randmassen nicht selten schnell und ruckweise vor sich geht und sehr gefährlich werden kann. Die seitlich aufquellenden Massen zerreißen gewöhnlich und verdrücken sich nach dem Damm hin, wo sie namentlich bei geringer Dammhöhe sehr lästig werden und die Schüttung mehr oder weniger überdecken können.

Die sicherste, aber auch kostspieligste Abhilfe gegen diese Erscheinung bietet natürlich der Aushub der Moorschicht aus dem Flächenstreifen des Dammes bis auf den tragfähigen Boden hinab. Sie ist jedoch nur da möglich, wo die Moorschicht eine geringe Mächtigkeit, etwa von 1—2 m, besitzt, falls man nicht in der Lage ist, durch Senkung der Gradienten die Schüttung in einen Einschnitt zu verwandeln, bei welchem weit mächtigere Moorschichten durchfahren werden können. Geht das nicht an, so müssen zu beiden Seiten des Dammes Längsschlitze im Moor hergestellt werden, die recht tief hinabzuführen sind. Hierdurch wird die Torfmasse unter dem Damm von den seitlichen Moorlagen getrennt und deren Emporquellen vermieden. Unter der Last des Dammes wird dann der Moorstreifen solange zusammengedrückt werden, bis er die erforderliche Dichtigkeit erlangt hat, um einen unbeweglichen Untergrund für den Damm zu bilden. Ein Teil der unter dem letzteren befindlichen Torfmassen wird auch wohl in die seitlichen Schlitze hineingepreßt (Abb. 43). Dieses läßt sich durch Beginn der Schüttung von den Dammfüßen her und Fortsetzung derselben nach der Mitte hin bei nicht zu großer Mächtigkeit und geringer Feuchtigkeit des Moores wohl vermeiden. Es muß dabei jedoch sehr vorsichtig geschüttet werden, damit die Torfmassen



Abb. 43.

Abb. 43). Dieses läßt sich durch Beginn der Schüttung von den Dammfüßen her und Fortsetzung derselben nach der Mitte hin bei nicht zu großer Mächtigkeit und geringer Feuchtigkeit des Moores wohl vermeiden. Es muß dabei jedoch sehr vorsichtig geschüttet werden, damit die Torfmassen

nicht in der Mitte emporgetrieben und von dort aus mit dem Schüttmaterial vermennt werden. Das Verfahren ist ausgeschlossen, wenn die unter der festeren Torfnarbe liegenden Moorschichten flüssig sind.

Andere Arten der Behandlung von zusammendrückbarem Untergrundmaterial, wie Einbringen einzelner Sand- und Kiespfeiler, Ausführung niedriger Dämme aus ganz leichtem Material — „schwimmende Dämme“ auf dem Moor usw. —, haben sich weniger gut bewährt und sind jedenfalls beim Bau der Hauptbahnen nicht anzuraten.

β) **Oberfläche des Untergrundes stärker geneigt.** Überschreitet die Neigung der Erdoberfläche an der Baustelle, rechtwinklig zur Dammachse gemessen, das Maß von 1 : 10 — bei unverwitterten rauhen Gesteinen 1 : 8 —, so müssen Vorkehrungen gegen Bewegungen des Dammkörpers getroffen werden. Zunächst

ist festzustellen, ob das Einfallen der Gebirgsschichten in der Richtung der Oberflächenneigung oder umgekehrt verläuft (Abb. 44).

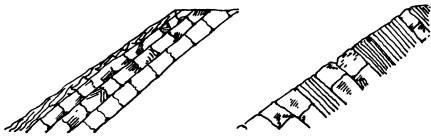


Abb. 44.

Im ersteren Falle wird der Dammfuß auf den Schichtenflächen, im letzteren auf den Schichtenköpfen ruhen.

Die Schichtenflächen sind stets weniger rau als die Schichtenköpfe und dabei häufig ziemlich stark verwittert, so namentlich bei den Tonschiefern älterer Formationen und den weicheren Sandsteinen, den Tonen, Kalkschiefern und Mergeln des Mesozoikums und Tertiärs. Vor allem pflegen die Schiefertone und Mergel dieser jüngeren Schichtengruppen oft auf beträchtliche Tiefen verlehnte Schichtflächen zu besitzen. In anderen Fällen, namentlich an den Hängen der Täler des Hügellandes und des Gebirges, lagern auch wohl Schuttdecken über den anstehenden Gesteinen. Alle diese Bodenarten bilden am Hange keinen guten Untergrund für die Schüttung. Es ist daher schon bei der Festlegung der Linienführung, soweit tunlich, die günstigste Stelle des Hanges mit möglichst geringer Verwitterungsdecke für die Dammstrecke zu wählen, selbst wenn dadurch die Höhe der Schüttung vergrößert wird. Sodann sind die verwitterten und aufgewühlten Deckschichten abzuräumen. Ist der Hang von Verwerfungen durchkreuzt, so sind die sehr häufig stark zertrümmerten Ränder derselben mit der Hacke auszuspitzen und durch Magerbeton zu ersetzen. Auch das Vergießen mit magerem, dünnflüssigem Zementmörtel tut sehr gute Dienste. Endlich ist in allen Fällen, einerlei ob die Schichtenflächen oder

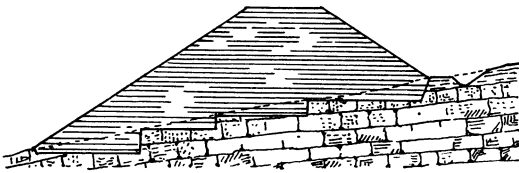


Abb. 45.

Schichtenköpfe austreichen, eine Einzahnung des Dammfußes in den Untergrund durchzuführen, wie nebenstehend skizziert ist (Abb. 45). Bei stark schüttigen Hängen oder auf Schutthalden kann in vielen Fällen die Beweglichkeit des Untergrundes so groß sein, daß die Dammschüttung

kaum zur festen Auflagerung zu bringen ist. Alsdann bleibt nichts anderes übrig, wie den Damm durch einen Lehnenviadukt zu ersetzen, dessen Zwischenpfeiler und Widerlager bis auf die festeren anstehenden Schichten hinabzuführen sind. Im Hochgebirge kommen dabei Pfeilergründungen bis zu 10 m und größerer Tiefe vor. Die konstruktive Anordnung der Lehnenviadukte wird später eingehender behandelt. Ebenso werden auch die im Untergrunde der Dämme vorkommenden Bewegungen im Abschnitt Rutschungen näher beschrieben werden.

c) Schüttmaterial.

Mit Pflanzenresten durchsetzte Ackererde, ferner Schlamm, Schlick und Darg sowie Moorerde sind selbst im trockenen Zustande von der Dammschüttung für Eisenbahnen auszuschließen, da ein fester Dammkörper von Bestand aus ihnen nicht herzustellen ist. In einzelnen Fällen ist bei der Herstellung der sogenannten schwimmenden Dämme, welche auf starker fester Narbe größerer Moore in der Niederung nördlich vom Baltischen Höhenrücken hergestellt werden mußten, trockener fester Torf wegen seines geringen Gewichtes verwendet worden. Bei Hauptbahnen mit Schnellzugverkehr ist jedoch dieses Material auszuschließen.

Der Sand bildet im allgemeinen das beste Schüttmaterial, namentlich dann, wenn er einen geringen Gehalt an tonigen Bestandteilen besitzt, wie die Tal-sande und Flußsande des Diluviums. Vollkommen reiner Sand, der Flugsand der Dünen, und andererseits stark lehmiger oder toniger Sand ist zwar noch zur Dammschüttung brauchbar, bedarf aber besonders schneller Böschungs-verkleidung.

Auch der Kies ist zur Dammschüttung vortrefflich geeignet, namentlich, wenn er aus nordischem Material besteht, und selbst die weicheren Flußkiese im Bereiche des Mesozoikums lassen sich noch recht gut für die Dammschüttung verwenden.

Dagegen sollten Lehm und Löß von der Dammschüttung ausgeschlossen bleiben. Auch der Ton ist im Dammkörper weit gefährlicher, als dies im all-gemeinen angenommen wird, wenngleich unter besonders günstigen Umständen ein Tondamm, wenn er bei trockener Jahreszeit geschüttet und mit gut an-wachsender Rasendecke geschützt ist, sich auch einmal als standfest erweisen kann. Alle drei Bodenarten zerfallen schon in feuchter Luft sehr schnell, nehmen dann begierig Wasser auf und gefährden in diesem Zustande den Damm aufs äußerste. Dabei tritt der große Übelstand ein, daß diese Materialien im Abtrage großstückig brechen, sich bei der Schüttung türsturzartig gegeneinander stützen und so zur Hohlraumbildung im Damm Veranlassung geben, wie dies bereits unter I. 6. b. beschrieben ist.

Festere Gesteine in größeren oder kleineren Stücken geben sehr gute Damm-schüttungen ab, soweit ihr Material nicht nachträglich verwittert, wie dies bei tonigen Sandsteinen, weicheren Tonschiefern und Mergeln aller Art eintritt. Derartige leicht zersetzbare Gesteine lassen den Damm anfangs recht fest er-scheinen. Sobald indes die zumeist sehr rasch eintretende Zersetzung beginnt, zeigt schon die Trübung des Wassers am Dammfuß, daß der Bestand der Schüttung gefährdet wird. Dazu besitzen die anfangs recht fest erscheinenden Mergel des Juras und der Oberen Kreide die unangenehme Eigenschaft, daß sie in das Schotterbett des Oberbaues förmlich aufsteigen, dasselbe wasserundurchlässig machen, und seine Tragfähigkeit rasch vermindern. Diese Erscheinung trat beispielsweise gelegentlich des Umbaues der Bahnanlagen in der Umgebung von Hannover auf der Strecke zwischen Misburg und Lehrte, wo die Personenzug-gleise auf einem Unterbau von weichen Mergeln der Oberen Kreide lagen, in so hohem und die Sicherheit des Betriebes gefährdendem Maße auf, daß das ganze Schotterbett und der darunterliegende Mergel ausgekoffert und durch geschlagenen neuen Schotter ersetzt werden mußte. Diese Arbeiten, welche während des Betriebes ausgeführt werden mußten, waren sehr schwierig und erforderten ungemein hohe Kostenaufwendungen. Dagegen bilden die Eruptive, der Gneis, ferner Grauwacken und feste Sandsteine, sowie Quarzite, Kiesel-schiefer, Kalke und Dolomite ein ausgezeichnetes Schüttmaterial, welches bei geeigneter Anordnung der Schüttung sogar bedeutende Ersparnisse an Kosten zu machen gestattet. Hierüber wird im Abschnitt Dammschüttung eingehender berichtet werden.

d) Wasserverhältnisse.

Die Wasserverhältnisse im Bereich der Bahnlinie sind von größtem Einfluß auf die Standfestigkeit der Dammschüttungen. Sind sie günstig, so vermögen sich selbst Dämme aus schlechtem Schüttmaterial auf unvorteilhaft ausgebildetem Untergrund zu halten. Beispielsweise sind in tropischen und subtropischen Gegenden mit trockenem Klima vielfach Eisenbahndämme aus Laterit, Löß oder eisenschüssigem Flottlehm geschüttet, welche unter dem Einfluß des regenreichen Klimas der gemäßigten Zone sofort der Zerstörung anheimfallen würden. Umgekehrt sind Dämme, welche aus gutem Material in sorgfältigster Weise hergestellt sind, manchmal bei ungünstigen Wasserverhältnissen nur schwer betriebsfähig zu erhalten. Von den bekannten größeren Dammzerstörungen sind denn auch nahezu 95 % durch Einwirkung des Wassers hervorgerufen.

Die Tätigkeit des Wassers äußert sich im allgemeinen in dreifacher Weise.

Erstlich wirkt es hinter dem Damm stehend oder zu einzelnen Zeitpunkten als gestautes Hochwasser durch seinen Druck. Hierauf ist bei Bestimmung der Höhe und des Querschnittes des Dammes sowie bei der Auswahl des Schüttmaterials und der Böschungsbefestigung Rücksicht zu nehmen. Wenn irgend zugänglich, soll die Planumsoberkante wenigstens 1 m über dem Hochwasser liegen, über dessen Ordinaten schon bei der Linienfeststellung sorgfältige Erkundigungen einzuziehen sind. Auf alle Fälle muß wenigstens bei Hauptbahnen ein Hinanreichen des Hochwassers an das Schotterbett oder gar ein Überfluten des Dammes ausgeschlossen sein.

Zweitens betätigt sich das Wasser durch Zerstörung des Zusammenhalts (Kohäsion) der Gesteine. Im ersten Abschnitt ist bereits unter b) auf die physikalischen und chemischen Veränderungen der Materialien durch das Wasser hingewiesen, welche durch die Mitwirkung des Frostes noch ganz bedeutend gesteigert werden. Aus tonigen Sanden werden die Tonteilchen fortgewaschen, die Tone selbst blättern schon während und nach der Durchfeuchtung auf oder werden erweicht, tonige und mergelige Sandsteine werden ihres Bindemittels beraubt, oder spalten in dünne Platten, mergelige Konglomerate und vor allem die Mergel selbst zerfallen in kleine Stücke, selbst festere Gesteine büßen bei Durchfeuchtung erheblich an Festigkeit ein. Dazu kommt die bei Wasseraufnahme eintretende Volumvermehrung der Tone und Mergel sowie des Anhydrits, welche sehr starken Druck und damit Verstürzungen und Zerstörungen der Gesteine hervorruft. Zeugen dieser Tätigkeit des Wassers sind die weitgehenden Zerstörungen an der Oberfläche der anstehenden Gesteine, welche überall da sichtbar werden, wo das Wasser in Berührung mit ihnen tritt; umgekehrt bewahren die vor Feuchtigkeit geschützten Gesteine auch an der Oberfläche ihren Zusammenhalt, selbst wenn sie an und für sich sehr leicht zerstörbar sind, wie beispielsweise die seit Jahrtausenden an der Luft liegenden Steinsalzmassen von Cardona am Südhang der Pyrenäen und der Saltrange am Himalaja.

Die dritte Art der hier in Betracht kommenden Tätigkeit des Wassers besteht in der Erzeugung von Rutschflächen (Gleitflächen).

Das Wasser dringt dabei in Zwischenräume zwischen festeren Gesteinsmassen ein, welche mit lehmigem oder tonigem Material ausgefüllt sind. Dieses Material ist im trockenen Zustande rau und hinreichend fest, so daß die über der Fläche lagernden Gesteine selbst bei steiler Stellung der Fläche infolge des auf ihr herrschenden Reibungswiderstandes keine Bewegung ausführen werden. Sobald jedoch die Ausfüllung der Zwischenräume vom Wasser angefeuchtet ist, verwandelt sie sich in eine seifige, schmierige Masse, welche das Abrutschen der über ihr befindlichen Gesteinskörper nicht mehr hindert, sondern begünstigt. Die Mächtigkeit der Rutschflächen wechselt zwischen wenigen Millimetern und mehreren Metern.

Die Rutschflächen zerfallen in drei Gruppen.

Erstlich lehmige und tonige Zwischenschichten, welche festeren Gesteinsanlagen schon von vornherein eingeschaltet sind. Hierher gehören schwache Tonschichten, welche in vielfacher Wiederholung mit den Sandsteinen des Rotliegenden und des Buntsandsteins, ferner des Wealds und der Oberen Kreide, auch wohl der Molasse des Tertiärs wechsellagern. Sodann zumeist etwas mächtigere Tonschichten zwischen den Kalkbänken des obersten Muschelkalkes und des Oberen Juras. Auch in den tertiären Kalken kommen derartige Zwischenschichten vor. Häufig werden auch die obersten Lagen mächtigerer Schiefertone des Röts, des Keupers und des Jura durch das über sie fortsickernde Wasser in weichen halbflüssigen Zustand verwandelt, welcher die Bewegung der hangenden Gesteinsmassen veranlaßt.

Zweitens wird sehr häufig der sogenannte Lettenbesteg von Verwerfungen durch das Wasser erweicht und in schmierige Massen umgesetzt. Dieser Besteg wird bei der Entstehung der Verwerfungen durch die bei der Verschiebung der verworfenen Gesteinsschollen entstehende Reibung der Verwerfungsränder aneinander gebildet. In manchen Fällen ist er auch wohl nachträglich in die Verwerfungsspalten von außen her eingeschwemmt.

Drittens führen auch die einfachen Kluftsysteme, welche die von Krustenbewegungen betroffenen Gesteinsmassen durchziehen, ohne daß es dabei zu Schollenverschiebungen gekommen ist, sehr häufig Bestege aus Ton oder Lehm, die von außen eingeführt worden sind.

Recht oft sind mehrere Rutschflächen dicht übereinander vorhanden, wodurch die Gefahr der Gesteinsbewegung und die Masse der ins Rutschen geratenden Schichten außerordentlich vergrößert wird.

Die große Mehrzahl der Bergstürze ist auf derartige Rutschflächen zurückzuführen, und der Druck, welchen die abgleitenden Gesteinsmassen auf die ihrer Bewegung entgegenstehenden Hindernisse ausüben, wächst häufig ins Ungemessene. Dabei ist es ziemlich gleichgültig, welchen Fallwinkel die Rutschfläche besitzt. Fällt sie sehr steil ein, so wird die Bewegung sehr bald einsetzen; ist der Winkel nur klein, so wird die Rutschung erst nach längerer Zeit, manchmal erst nach Jahren, beginnen. Dafür werden aber in letzterem Falle nicht selten umso größere Gesteinsmassen zum Abrutschen gebracht werden. Erscheinungen, Verlauf derartiger Bewegungen sowie die Gegenmaßregeln werden im Abschnitt „Rutschungen“ eingehend behandelt.

Im Bereich der Dammschüttungen, im besonderen auf geneigtem Gelände, kann nun das Wasser die vorbeschriebenen Einwirkungen einmal auf den Damm selbst und sodann auf den Untergrund ausüben.

Wird sein Abfluß an der Oberfläche von dem Damme gehindert, so dringt es in denselben ziemlich schnell ein, selbst wenn schon geraume Zeit seit der Schüttung verstrichen ist. Bei Dämmen, welche aus größtstückigem Schotter bestehen, treten häufig schon wenige Stunden nach dem Aufstau des Wassers kleine Gerinne an der Talseite des Dammkörpers aus, die sich bei anhaltendem Stau sehr bald vermehren. Bei sorgfältiger Schüttung wird dadurch allerdings kaum eine Gefährdung des Dammes vorkommen. Bei feinkörnigem Schüttmaterial vollzieht sich die Durchfeuchtung des Dammes natürlich viel langsamer. Doch ist verschiedentlich selbst bei älteren Sanddämmen bedeutenden Querschnitts, die als Seitenschüttung aufgeführt waren, nach 8—10 Tagen eine vollständige Durchdringung desselben beobachtet worden, falls die bergseitige Dammböschung nicht hinreichend abgedeckt war. Die Durchfeuchtung derartiger Dämme kann aber den Bestand derselben aufs äußerste gefährden, wenn sie aus staubfeinem oder aber aus allzu lehmigem oder mergeligem Sand oder gar aus Flottlehm und großklumpigem Ton hergestellt sind. So ist beispielsweise der bekannte Einsturz des Eisenbahndammes im Aachener Walde an der Bahnlinie von Aachen nach Lüttich in erster Linie durch das Eindringen des Wassers in den

Schüttkörper, welcher aus tonig-mergeligem Kreidesand bestand, herbeigeführt worden. Die gleiche Ursache hat verschiedentlich Einstürze der Dämme an der Strecke Hanau—Friedberg bewirkt.

Dementsprechend muß also erstlich die Dammschüttung sehr vorsichtig ausgeführt werden; zweitens sind die Böschungen mit größter Sorgfalt abzudecken, sobald Wasseransammlungen hinter dem Damm zu befürchten sind; und drittens sind alle Wasseransammlungen auf der Bergseite der Dämme, soweit irgend zugänglich, zu vermeiden. In einzelnen Fällen können Parallelgräben hierfür ausreichen, doch wird hierüber im Abschnitt Rutschungen noch Weiteres mitgeteilt werden. Einzelne Wasserläufe müssen dabei mittels Durchlässen unmittelbar durch den Damm abgeführt, nicht erst auf längere Strecken bergseitig am Damm entlang gezogen werden.

Betreffs der Einwirkung des Wassers auf den Untergrund ist zu bedenken, daß durch die Dammschüttung am Hange in allen Fällen eine Veränderung des Wasserabflusses an der Oberfläche hervorgerufen wird. Diese Veränderung wird zwar, falls die Erdoberfläche durch Pflanzenwuchs oder infolge der undurchlässigen Beschaffenheit der obersten Bodenschichten gegen das Einsickern des Tagewassers geschützt ist, die tieferen Untergrundschichten kaum beeinflussen. Falls ein derartiger Schutz aber fehlt, so kann das oberhalb des Dammes einsickernde Wasser durch Erweichen von tonig-lehmigen Gesteinen und durch Zusammenhaltsstörungen sehr weitgehende Bodenbewegungen hervorrufen, die zum Einsturz des Dammes führen. Derartige Bewegungen sind namentlich im Gehängelehm jüngerer Talzüge, aber auch im Gebiet der Tonablagerungen des Röts, des Keupers, der Jura-Kreide- und Tertiär-Formationen zu befürchten. Die Abhilfsmittel gegen diese Erscheinungen werden zugleich mit der Abhandlung Rutschungen besprochen.

e) Schüttung der Dämme.

Im vorhergehenden sind bereits eine ganze Anzahl von Vorsichtsmaßregeln aufgeführt, welche nach Ausführung der vorbereitenden Arbeiten bei der Schüttung der Dämme nicht vernachlässigt werden dürfen. Im übrigen ist dabei folgendes zu beachten.

Erstlich ist unter allen Umständen die Lagenschüttung die vorteilhafteste. Bei beweglichem, zusammendrückbarem Untergrund darf überhaupt keine andere Schüttungsart zur Anwendung gelangen, ebensowenig bei weicherem großstückigen Material.

Bei unsicherem Untergrund muß außerdem die Schüttung sehr langsam erfolgen, damit die Zusammendrückung und ein etwaiges Ausweichen desselben

nicht ruckweise, sondern ganz allmählich vor sich geht.

Zweitens ist zu berücksichtigen, daß jede Schüttung dem Zusammensacken unterworfen ist. Demzufolge ist die Dammschüttung mit verbreiteter Krone und steiler Böschung auszuführen,

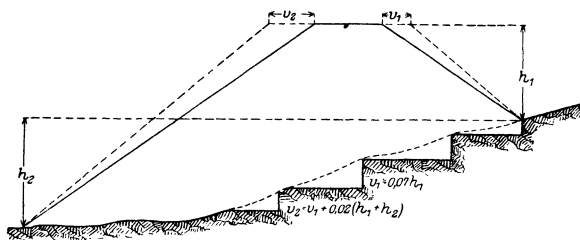


Abb. 46.

wie die Abb. 46 zeigt. Außerdem empfiehlt es sich, bei hohen Dämmen auch noch mit mäßiger Überhöhung zu schütten, damit eine nachträgliche Herstellung der Gradientenhöhe durch Verstärkung des Kiesbettes möglichst vermieden wird.

Drittens ist, falls unter verschiedenen Schüttmaterialien Auswahl getroffen werden kann, zu bedenken, daß auf wenig tragfähigem Boden möglichst leichtes Gestein, bei der Durchschüttung von Gewässern umgekehrt recht schweres Gestein zu wählen ist.

Gefrorener Boden ist, selbst wenn er aus gutem Sand besteht, der Dammschüttung durchaus fernzuhalten, weil die Frostklumpen beim Auftauen ihr Wasser an die umgebende Masse abgeben und sehr gefährlich werden.

Läßt sich die Verwendung von körnigen und plastisch werdenden Bodenarten, z. B. von Sand und Ton, in ein und demselben Dammteil nicht umgehen, so schüttet man am besten die unteren Lagen des Dammes aus Sand, die oberen aus Ton. Die unteren werden dann unter der Auflast der oberen Lagen zusammengepreßt. Sie können ferner etwa eindringendes Wasser nicht mehr an den Ton abgeben. Letzterer aber kann in den oberen Lagen nicht mehr so viel Unheil anrichten; er läßt sich auch besser beobachten, und etwaige Bewegungen desselben sind leichter unschädlich zu machen.

Hin und wieder ist der Versuch gemacht worden, die Zwischenräume bei erweichbarem großstückigen Schüttbodyen, etwa bei Ton oder mildem Mergel, durch Zwischenschüttung von Sand auszufüllen. Einmal aber gelingt eine vollkommene Ausfüllung der Hohlräume niemals. Ferner ist wiederholt bei Wasserzugängen eine Ausspülung des Sandes beobachtet, wobei also nachträglich Hohlräume geöffnet worden sind, welche dann noch gefährlicher werden mußten als die ursprünglich vorhandenen. Auch eine Mischung der groben Tonklumpen mit Kies ist nicht anzuraten, da die Vermeidung von Hohlräumen doch nicht ganz erreicht wird. Im übrigen ist nicht zu vergessen, daß das Mischen des Schüttbodyens in allen Fällen teurer wird.

Viertens ist bezüglich der Behandlung der einzelnen Bodenarten beim Schütten hervorzuheben, daß das Einschlämmen der verschiedenen Sande, wie es wohl bei Fundierungen von Bauwerken usw. gute Dienste leistet, bei Eisenbahndämmen nicht in Frage kommt. Soll ein Damm auf Sandschüttung etwa deswegen, weil später einmal der Aufstau von Wasser hinter ihm nicht ausgeschlossen ist, besondere Dichtigkeit erhalten, so wird er am besten aus 0,5 m starken Lagen geschüttet, welche jede für sich abgewalzt werden.

Ebenso müssen Ton-, Lehm- oder Mergelschüttungen, wenn sie wirklich nicht zu umgehen sind, in Lagen von 0,3, höchstens 0,5 m Stärke hergestellt und dann entweder gestampft oder gewalzt werden. Jede einzelne Lage, ganz besonders die unteren, sind dabei mit größter Sorgfalt zu behandeln.

Grobstückiges Material der Bodenklassen V, VI und VII ordnet man nach der Schüttung jeder Lage im Bereich der inneren Teile des Dammes durch Harken mit Stahlrechen, auch wohl durch Verteilen der Stücke mit stählernen vierzinkigen Gabeln. Läßt man dann die größeren Stücke an den Außenseiten des Dammes noch durch Handarbeit einigermaßen lagerhaft übereinanderreihen, so entsteht ein sehr standsicherer Damm, dem man unbedenklich eine Böschung von 1 : 0,75 geben kann, wenn das Gestein nicht etwa besonders leicht verwittert.

Die Ersparnisse, welche durch eine derartige Herstellungsweise erzielt werden, sind recht bedeutende. Bei einem nicht ganz 1000 m langen Damm von durchschnittlich 10,3 m Höhe, welcher aus Molassesandstein mit etwas kieseligem Bindemittel geschüttet war, wurden 33 % an Schüttmaterial und beinahe 20 % am Grunderwerb gegenüber den veranschlagten Kosten erspart, die Mehrkosten an Arbeitslohn betragen 16,5 %.

f) Böschungsbefestigungen.

Als Böschungsbefestigungsmittel kommen für Eisenbahndämme einmal die Bildung von Pflanzenwuchs an der Oberfläche, sodann Anlagen von Flechtzäunen und endlich Abpflasterungen oder Stützmauern in Betracht.

Die Böschungsbefestigungen haben aber den Zweck:

erstlich bindemittelarmen mageren Sand und stark gerollten, aus runden Körnern bestehenden Kies vor Verrutschungen zu schützen, zweitens das Abwehen sehr feinkörnigen Sandes zu verhindern; drittens die Verwitterung des Schüttmaterials unmöglich zu machen und viertens das Abspülen und die Auflösung des Schüttdodens durch Wasser zu verhüten.

Alle vier Zwecke werden vorwiegend durch die Bildung von Pflanzenwuchs auf den Böschungsfächen erreicht, doch wird man bei Eisenbahndämmen am Ufer von Gewässern die Abpflasterung der vom Wasser bespülten Böschungsfächen nur dann entbehren können, wenn die Dämme aus sehr festgestampftem guten Sand oder aus großstückigem festen Steinmaterial geschüttet sind, und wenn keine starke Bewegung des Wassers zu befürchten ist.

Bildung von Pflanzenwuchs kommt nur bei Dämmen aus feinkörnigem Material, nicht bei solchen aus Steinschüttungen in Betracht. Ist auf dem Geländestreifen des Damms Rasenwuchs und eine Decke von Mutterboden vorhanden, so läßt sich durch einfache Rechnung leicht ermitteln, ob diese zur Bekleidung der Dammböschungen ausreicht. Beispielsweise stellt sich die Breite des Geländestreifens (Abb. 47) bei eingleisiger Bahn mit 5,5 m Planumsbreite und 1,5 facher Böschung zu $B = b + 3h = 5,5 + 3h$ und die Länge der

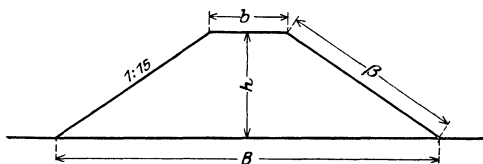


Abb. 47.

beiden Böschungen zu $2\beta = r \cdot 3,6h$. Setzt man $B = 2\beta$, so ergibt sich $h = r \cdot 9,1$ m, d. h. bei einer Dammhöhe von 9,1 m und darunter reicht der Rasenbestand des Dammsstreifens für die Böschungsbedeckung aus. Bei größerer Dammhöhe würde ein Teil des Rasens seitlich zu gewinnen sein.

Vor Beginn der Schüttung wird der Rasen in einzelnen viereckigen Stücken abgestochen, seitlich ausgesetzt und bis zur Verwendung vor Trockenheit bewahrt. Ebenso ist auch der Mutterboden, welcher für eine 15 cm starke Decke der Dammböschungen zu verwenden ist, seitlich neben dem Damm auszusetzen. Nach Fertigstellung und sorgfältiger Abgleichung der Dammböschungen werden diese zunächst mit der Mutterbodenschicht bedeckt und dann mit den Rasenstücken verkleidet, welche festzustampfen sind. Bisweilen hat man die einzelnen Stücke auch wohl auf der Unterlage festgepflockt. Bei besonders vorsichtig zu schützenden Böschungen kann man Kopfrasenpackung anwenden. Dazu werden die Rasenstücke nicht mit ihrer Wurzelfläche auf die Mutterbodenschicht der Böschungen gelegt, sondern als Rollschicht aufgebracht. Hierbei ist der Bedarf an Rasenstücken etwa 3- bis 4mal so groß wie bei der Anordnung derselben als Flachsicht.

Wohl in allen Fällen wird sich mittels der Berasung der wirksamste Pflanzenschutz der Böschungen herstellen lassen. Falls indes nicht genügende Mengen von Rasen oder überhaupt kein solcher verfügbar ist, kann man auf der Mutterbodenschicht auch durch Besamung eine recht dauerhafte Pflanzendecke der Dammböschungen erzielen. Zum Aussäen wird der Samen von Gräsern, von Steinklee, Esparsette oder Lupine verwendet. Nach dem Säen ist die Mutterbodenschicht zu stampfen, bei länger dauerndem trockenem Wetter bisweilen aufzufeuhten. Dabei ist das Aufkeimen der Saat zu beobachten; und da, wo sich kahle Stellen zeigen, sind diese sofort mit Nachsaat zu versehen. Bei guter Ausführung der Besamungsarbeiten ist der Wurzelansatz der Pflanzen, namentlich wenn Gräser und Steinklee zur Besiedelung der Böschungen gewählt werden, schon im zweiten Jahre ein so dichter und kräftiger, daß der Damm einem ruhig steigenden und sinkenden Hochwasser standhält.

Fehlt auch der Mutterboden zur Böschungsbekleidung, so wird durch Besamung nur eine sehr unvollkommene Pflanzendecke, bei magerem Sand überhaupt keine solche erzeugt werden können. Höchstens lassen sich Ginsterfelder darauf anlegen, die einige Dienste zur Festlegung der Böschungsflächen leisten können. In vielen Fällen gelingt die Anpflanzung von Akazien oder Sanderlen welche sehr wenig Ansprüche an den Boden stellen. Beide sind in Abständen von 0,75 m in die festgestampfte Böschung als Setzlinge einzupflanzen und am besten jedes Jahr kurz zu schneiden, da sie in Form niedrigen Strauchwerks den wirksamsten Böschungsschutz bilden. Läßt man sie zu hochstämmigen Bäumen heranwachsen, so besteht sogar die Gefahr, daß sie vom Sturmwind entwurzelt werden und gefährliche Löcher in den Dammböschungen hervorrufen.

Bei Dämmen, deren untere Teile vom Wasser bespült werden, kann man oberhalb der Wasserlinie Weidenpflanzungen anbringen, welche gleichfalls als Strauchwerk kurz zu halten sind.

Flechtzäune können zur Festlegung von leicht zerfallendem Material, wie Grauwackenschiefer, Tonschiefer, Kalkschiefer und magerem Mergel jüngerer Formationen verwendet werden. Sie sind in Rautenform auf den Böschungen anzubringen. Erfolgt ihre Herstellung aus Weidenzweigen im Frühjahr und bei nicht zu trockener Witterung, so werden sie nicht selten Wurzeln und Schosse treiben und eine recht wirksame Anpflanzung bilden, welche selbst den Angriffen bewegten Wassers Widerstand zu leisten vermag.

Befestigungen aus Steinen sind vorzugsweise bei Dämmen, welche Wasserangriffen ausgesetzt oder selbst aus Steinschüttung gebildet sind, zur Anwendung zu bringen. Sie sind ferner überall da unentbehrlich, wo die Böschungen steile Anlagen erfordern. Für die Befestigung von Eisenbahndämmen kommen Pflasterungen, Steinpackungen und Stützmauern aus Trocken- oder Mörtelmauerwerk in Betracht. Letztere werden im Abschnitt Stütz- und Futtermauern eingehender behandelt.

Pflasterungen können in der Hauptsache nur als Abdeckung des Dammes verwendet werden, sie sollen also den unmittelbaren Angriff des Wassers auf das Schüttmaterial verhindern. Ihre stützende Wirkung ist dagegen nur äußerst gering zu veranschlagen.

Dabei ist ferner nicht zu vergessen, daß das Wasser ohne Schwierigkeit durch ihre Fugen in das Innere des Dammes eindringen und dort die nachteilige Einwirkung auf lösliche Bodenmassen ausüben kann, welche unter 2 d beschrieben ist. Infolgedessen dürfen die mit Pflasterung abgedeckten Dämme im Bereich des Wassers nur dann steilere Böschungen erhalten, wenn sie aus Steinschüttung gebildet sind. Bei Dämmen aus löslichen Bodenarten, welche vom Wasser bespült werden, würden steil geböschte Pflasterungen sehr rasch von den hinter ihnen lagernden aufgeweichten Massen nach außen gedrängt und zerstört werden.

Am Dammfuß ist die Pflasterung durch eine verbreiterte Steinpackung zu stützen, welche etwas in den gewachsenen Boden eingreifen muß. Nur bei ganz festem felsigen Untergrund kann das Pflaster ohne Verstärkung unmittelbar auf das anstehende Gestein gestützt werden. Selbstverständlich kann die Herstellung der Pflasterungen nicht sofort nach der Schüttung, sondern erst dann erfolgen, wenn sich das Sacken des Dammes vollzogen hat.

Steinpackungen dienen im Gegensatz zu den Pflasterungen nicht nur zur Böschungsdeckung, sondern auch zur Stützung des Dammes, namentlich dann, wenn letzterer am Hang geschüttet ist. Sie werden, falls der untere Teil der Böschung im Wasser liegt, auf eine Steinschüttung (Steinwurf) von großstückigem Material gegründet. Im Trocken läßt man die unterste Lage etwas in den Baugrund eingreifen. Der aufgehende Teil erhält vorn eine Böschung von 1 : 1

bis 1 : 0,5, an der Rückseite eine solche von 1 : 0,2 bis 1 : 0 und wird entweder in wagerechten oder zur Förderfläche senkrechten Lagen gepackt. Beide Arten der Lagen lassen sich auch in der Weise vereinigen, wie es in der Abbildung angegeben ist. Die Höhe der Steinpackung richtet sich nach den Wasserständen.



Abb. 48.

Eine Überflutung ihrer Oberkante darf nicht stattfinden (Abb. 48).

Bei der Auswahl des Steinmaterials für Pflasterungen und Packungen ist zu bedenken, daß namentlich die dem Wasser ausgesetzten Böschungsbefestigungen sehr leicht mechanischer und chemischer Zerstörung preisgegeben werden. Die Verwendung von Sandsteinen mit tonigem oder mergeligem Bindemittel von Ton- und Kalkschiefern, plattigen Kalken, Mergeln und Gips ist daher ausgeschlossen. Am besten eignen sich Eruptive, Gneis, Grauwacke, Quarzite, dickbankige Kalke und Dalomite für Steinpackungen. Es ist bei der Gewinnung des Materials dafür Sorge zu tragen, daß sie nur an solchen Orten stattfindet, an denen das anstehende Gestein nicht durch Gebirgsdruck geschädigt ist. Recht oft lassen sich im Gebirge die erforderlichen Stücke für die Steinpackungen an den Hangflächen sammeln, sofern diese schon ältere Bedeckung durch abgestürzte Blöcke besitzen, deren scharfkantige Beschaffenheit ohne weiteres dartut, daß das Material hart, fest und wetterbeständig ist.

Schließlich ist noch darauf hinzuweisen, daß die Standfestigkeit der Böschungen und des Dammes überhaupt in hohem Maße durch das Verhalten der Planumsfläche beeinflußt wird. Läßt diese viel Wasser in das Innere des Dammes eindringen, so kann dadurch der Damm bei schlechtem Schüttmaterial trotz aller Böschungsbefestigungen gefährdet werden. Deshalb ist von vornherein dafür Sorge zu tragen, daß die Planumsfläche nach den Seiten hin abfällt, und daß hieran auch beim Aufbringen des Schotterbettes nichts geändert wird. Gute Dienste kann die Bildung der obersten Dammlage aus festgewalztem undurchlässigem Material leisten, falls die Befürchtung besteht, daß das Wasser im Innern des Dammes Schaden anrichten kann.

Im übrigen ist bezüglich der Dammbefestigungen auf Teil III Wasserbau zu verweisen.

g) Rutschungen.

Die bei der Aufführung der Dämme und häufig mehr oder weniger lange Zeit nach Beendigung der Arbeiten vorkommenden Rutschungen sind als Bodenbewegungen anzusehen. Allgemein können solche Bodenbewegungen durch geologische, physikalische und Bauvorgänge hervorgerufen werden.

1. Geologische Vorgänge. Hierher gehören die zu Zeiten der Gebirgsbildung auftretenden Krustenbewegungen in Gestalt von Faltungen, Schichtentrennungen und Absinken, welche sehr verschiedenen Umfang annehmen können. Gegenwärtig sind an der Erdoberfläche nur noch schwache Nachklänge aus der Tertiärphase der letzten großen Gebirgsbildung zu beobachten, welche sich hin und wieder in Deutschland durch Schollenverschiebungen sehr kleinen Ausmaßes äußern. Diesen Verschiebungen sind aber auch die Auf- und Abwärtsbewegungen der Küsten zuzurechnen, wie sie beispielsweise in Skandinavien mit einem Betrage von 20 bis 60 cm im Verlauf eines Jahrhunderts, andererseits im Bereich der großen Versenkungsscholle des Mittelmeeres in viel größerem Maße, z. B. auf der Insel Palmaroda mit 64 m während eines Zeitraumes von 70 Jahren, beobachtet worden sind. Auch an den Küstenrändern Italiens und Griechen-

lands kommen derartige Senkungen vor, welche diejenigen der nördlichen Länder weit übertreffen.

Sodann sind hier die durch Ausbrüche der Vulkane und durch Erdbeben hervorgerufenen Schollenbewegungen anzuführen, die des öfteren sehr großen Umfang besitzen und verschiedentlich in Südamerika und Ostasien auch Eisenbahnbauten zerstört haben.

Eingehendere Mitteilungen über geologische Verhältnisse sind bereits im Teil I 1a gemacht worden.

2. Physikalische Vorgänge. α) Wirkung der Schwerkraft. Die größte Anzahl der Abwärtsbewegungen von größeren oder kleineren Gesteinsmassen ist durch Wirkung der Schwerkraft hervorgerufen. Vorbereitet werden diese Bewegungen erstlich durch Zerstörung des Zusammenhalts der Gesteine. Die bereits ausführlich besprochenen Vorgänge der Verwitterung, Aufweichung, Bindemittelzerstörung und Volumvermehrung spielen dabei eine wichtige Rolle. Vgl. I 1b und II 2d des Abschnitts Unterbau. Die manchmal in verhältnismäßig kurzer Zeit durch die Vorgänge verursachten Verstürzungen der Gesteinsmassen sind ungemein groß, namentlich im Hügelland und Hochgebirge, wo die ausgedehnten Schutthalden die hinter ihnen anstehenden Gesteine, denen sie entstammen, nicht selten an Ausdehnung und Masse erreichen oder gar übertreffen. Eine Reihe der Hochgebirgsbahnen der Alpen verlaufen mit nahezu der Hälfte ihrer Länge auf Berghängen, welche von abgestürztem Schutt bedeckt sind, teilweise sogar auf Schutthalden, die auch heute in ständigem Anwachsen begriffen sind und sehr kostspielige Schutzanlagen der Bahn gegen die Steinschläge erforderlich machen.

Zweitens werden die Abwärtsbewegungen durch Bildung von Gleitflächen vorbereitet, welche eingehend im Abschnitt Wasserverhältnisse beschrieben worden sind. Neben den häufig auftretenden Rutschungen in den Aufschlüssen des Bergbaues, der Industrie- und der Verkehrswege sind auch Bergstürze oft von ungeheurer Ausdehnung die Folgen der Aktivierung derartiger Gleitflächen.

β) Druck auf nachgiebige Massen. Im Bereich der jüngsten Formationen, namentlich des Diluviums und Alluviums, sind sowohl an den Meeresküsten wie auch in den Becken älterer und jüngerer Binnenseen oft in großer Ausdehnung Schlamm- und Schlickablagerungen von festeren Schichten überdeckt worden. Werden derartige Schichtenfolgen vielleicht durch spülendes Wasser oder Hangstürze unterbrochen und auf längere Erstreckungen angeschnitten, so genügt schon die Auflast der festen Schichten, um die in ihrem Liegenden befindlichen nachgiebigen Schichtlagen seitlich in den Anschnitt herauszuquetschen. Letzteres erfolgt hin und wieder nicht sofort, sondern erst, nachdem das Wasser die weichen Gesteine durchtränkt hat. Häufig tritt dann als weitere Folge der Bewegung auch noch ein Abrutschen der hangenden festen Massen ein.

γ) Auswaschung unterirdischer Hohlräume. Diese zeigen sich stets da, wo das Wasser in der Erdkruste leicht lösliche Gesteine wie Kalke und Gips berühren und wegführen kann, insbesondere dann, wenn diese von Verwerfungen durchzogen sind. Falls die Deckschichten über den Hohlräumen nicht sehr große Festigkeit besitzen, stürzen sie in die letzteren ein, und es entstehen dann an der Oberfläche die trichterförmigen Erdfälle, welche man zu hunderten in der Umgebung der alten Horste des deutschen Mittelgebirges beobachten kann. Sie haben sich wiederholt bei Bahnbauten in sehr großem Umfange bemerklich gemacht und sind um so gefährlicher, als sie fortgesetzt im Entstehen begriffen und nicht zu verhindern sind (siehe Abb. 8).

δ) Tätigkeit des strömenden Wassers und des Windes. Endlich ist hier noch der bewegenden und fortführenden Tätigkeit des Wassers und

des Windes an der Oberfläche zu gedenken, welche namentlich auf geneigten Flächen die Ortsveränderung großer Gesteinsmassen hervorruft. Es seien dabei als Beispiel nur die Schuttbewegungen in den Rinnsalen der Gebirgsbäche und andererseits die Dünenwanderungen an den Küsten angeführt, welche ausgedehnte Schutzanlagen der Bahnlinien unentbehrlich machen.

3. Bauausführungen. Von diesen kommen hier die Dammschüttungen und die Errichtung größerer Bauwerke wie Hochbauten und Brücken in Betracht. Sie können erstlich durch Überlastung des Untergrundes und zweitens durch Veränderung des Wasserlaufs Veranlassung zu den unter b , α , β , γ und δ geschilderten Bewegungsvorgängen geben und werden nachstehend noch eingehender behandelt. Nur beiläufig sei erwähnt, daß auch Tiefbauten wie Wasserstollen und Grubenanlagen der Bergwerke Oberflächenbewegungen hervorrufen können.

h) Die eigentlichen Dammrutschungen.

Einmal besteht die Möglichkeit, daß im Damme selber Rutschungen entstehen, zweitens kann der Damm auf seiner Unterfläche abgleiten, und drittens können Rutschungen im Untergrunde entstehen, so daß Teile des letzteren mit dem aufruhenden Damme in Bewegung geraten.

1. Rutschungen im Dammkörper. α) Profilverhältnisse im Damme. In einer Schüttung wird das Gewicht der Schüttmassen das Abrutschen derselben zu erzeugen bestrebt sein, der Zusammenhalt der einzelnen Bodenteile und die Reibung r zwischen ihnen werden der Abwärtsbewegung entgegenarbeiten, und zwar im oberen Teile des Dammes, wo die Belastung der Schüttlagen durch die darauf ruhende Bodenmasse noch nicht so groß ist, mit mehr Erfolg als im unteren. Deshalb wird im allgemeinen die Böschung eines solchen Körpers nach unten immer flacher werden. Erst im untersten Teile derselben wirkt wieder die größere Reibung an der festen Auflagerfläche der Böschungsverflachung hindernd, dem Abrutschen stauend entgegen.

β) Die Rutschungen. Als erste Anzeichen der beginnenden Rutschung treten gewöhnlich kleine Böschungsänderungen in Gestalt von Ausbuchtungen im unteren, von Einschnürungen im oberen Teile auf. Gleichzeitig oder doch bald nachher zeigen sich Risse auf dem Planum, die zunächst nur geringe Tiefe besitzen. Im zweiten Stadium der Bewegung tritt alsdann entweder eine rasche Vertiefung der Risse und der Absturz der auf ihrer Außenseite liegenden Damnteile oder ein starkes unregelmäßiges Versacken des ganzen Dammes ein. Nachstehende Skizzen veranschaulichen die beiden Bewegungen (Abb. 49).

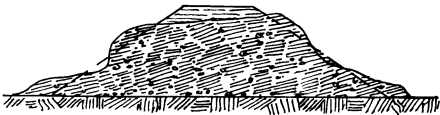


Abb. 49 a.



Abb. 49 b.

Die weitere Zerstörung geht besonders schnell vor sich, wenn Frost- oder Regenwetter eintritt und dadurch der Zusammenhalt der Bodenmassen noch mehr verringert wird.

γ) Ursachen der Bewegung. Diese sind entweder in der schlechten Beschaffenheit des Schüttbodens oder in fehlerhafter Ausführung der Schüttung, zu steiler Böschungsanlage, viel seltener in der Nachgiebigkeit des Untergrundes zu suchen.

Bei Schüttungen aus Ton, allzu magerem oder allzu lehmigem Sand und dgl., aber auch bei zu steiler Böschungsfäche wird gewöhnlich die Verrutschung

wie in Abb. 54 eintreten. Bei hoher Seitenschüttung wird dagegen das Abgleiten einzelner geneigter Lamellen an Längsrissen im Damm vor sich gehen.

δ) Vorbeugen und Abhilfe. Unter 2 A, C, D, E und F sind bereits ausführliche Anweisungen für die Herstellung der Dämme gegeben. Läßt sich die Verwendung der als ungeeignet bezeichneten Schüttmaterialien in einzelnen Fällen wirklich nicht vermeiden, so muß wenigstens dafür Sorge getragen werden, daß ihr Einbau in den Damm unter Beachtung größter Vorsicht erfolgt, daß namentlich keine andere wie die Lagenschüttung und dabei weitgehende Verdichtung jeder einzelnen Lage durch Stampfen oder Walzen ausgeführt wird. Man gebe ferner solchen Dämmen aus schlechtem Material in der unteren Hälfte von vornherein einen flacheren Anzug, bei Ton einen solchen von 1 : 2 bis 1 : 2,5, während in den oberen Teilen die Neigung der Böschungen von 1 : 1,5 wohl ausreichen wird. Im übrigen ist aber schon bei den geologischen Vorerhebungen für den Bahnbau nach gutem Schüttmaterial Umschau zu halten, falls die in den Einschnitten anstehenden Bodenmassen für die Verwendung in den Dämmen ungeeignet sind; und es wird in solchen Fällen stets am wirtschaftlichsten sein, ohne Berücksichtigung des Massenausgleichs mit großen Seitenablagerungen und Seitenentnahmen zu arbeiten.

Des weiteren kann es vorkommen, daß die Seitenschüttung bei der Herstellung eines Dammes zur Anwendung gelangen soll, wie dies von den Unternehmern wegen der bequemen und billigen Art des Kippens selbstverständlich immer angestrebt und bei großstückigem festen Schüttmaterial auch ohne weiteres zuzulassen sein wird. Soll jedoch die Seitenschüttung aus feinkörniges Material ausgeführt werden, so darf die Schütthöhe in keinem Falle das Maß von 5 m überschreiten. Höhere Dämme müssen also in mehreren Geschossen

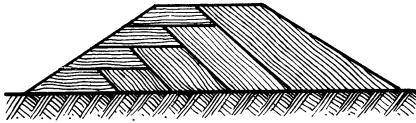


Abb. 50a.

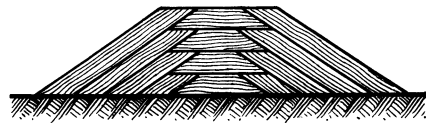


Abb. 50b.

übereinander geschüttet werden, und dabei ist beim Gleisrücken auf den einzelnen Geschossen für Abtreppung der Schüttlamellen zu sorgen, was zumeist ohne Schwierigkeiten möglich sein wird (Abb. 50).

Endlich noch einige Worte über die Böschungsverkleidung. Sie darf, wie bereits erwähnt, erst angebracht werden, nachdem das Sacken des Dammes erfolgt ist. Dies tritt aber je nach der Fertigstellung der einzelnen Dammabschnitte zu verschiedener Zeit ein. Im Interesse des Unternehmers liegt es nun, die Abgleichung der Böschungen und ihre Bedeckung tunlichst ohne Unterbrechung durchzuführen. In trockener Jahreszeit und bei gut geschüttetem und einwandfreiem Material wird sich gegen dies Vorgehen auch nichts einwenden lassen. Liegen die Wetter- und Arbeitsverhältnisse aber ungünstiger, so muß die Böschungsbefestigung schon früher, nämlich nach Fertigstellung und Beendigung des Versackens jedes einzelnen Dammabschnittes ausgeführt werden, damit insbesondere das Wasser kein Unheil anrichten kann. Werden alle vorbeschriebenen Vorbeugungsmaßregeln beobachtet, wird ferner für richtige Ausbildung der Planums Oberfläche Sorge getragen, so können Dammrutschungen recht wohl vermieden werden.

Sind sie aber doch eingetreten, so muß sofort zur Abhilfe geschritten werden.

Risse im Damm sind langsam und mit klumpenfreiem, immer nur in kleinen Mengen zugeführten Material zu verfüllen, damit die Nachschüttung alsbald in die tiefsten Stellen der Risse versacken kann. Die Aufhöhung des abgesun-

kenen Planums ist durch Lagenschüttung zu bewirken. Zeigt es sich, daß die Rutschung durch schlechtes, an einzelnen Stellen liegendes Material hervorgerufen ist, so muß dieses ausgebaut und durch besseres ersetzt werden. Die in der unteren Hälfte eingetretene Böschungsverflachung wird am besten nicht beseitigt, wenn nicht zwingende Gründe, etwa die Freilegung verschütteter Grabenläufe oder die Eigentumsverhältnisse der Grundstücke, eine Wiederherstellung des alten Zustandes bedingen. In solchen Fällen müssen häufig Steinpackungen oder sorgsam gestampfte Sandlagen eingewechselt werden. Sodann sind zerstörte Böschungsbefestigungen wieder herzustellen.

Endlich ist für eine gute Entwässerung des Dammes zu sorgen. Hierfür eignet sich am besten die Anlage von Sickerschlitzen, welche gleichzeitig bei guter Ausführung noch etwas stützend wirken. Bei sehr hohen und breiten Dämmen müssen sogar Entwässerungstolln, die nach dem Rauben der Zimmerung mit Steinen auszupacken sind, in das Innere des Dammes vorgetrieben werden. Schlitze und Tolln, über welche weiterhin das Nähere mitgeteilt wird, erhalten Wasserabzug nach einem unterhalb des Dammes anzulegenden Graben.

2. Rutschung des Dammes auf dem Untergrund. α) Ursachen. Diese ziemlich selten vorkommenden Rutschungen treten an steileren Hängen auf, welche mit Ton- oder Lehmboden bedeckt sind, falls das Wasser oberhalb des Dammes am Abfließen gehindert ist, seinen Weg an der Unterfläche des Dammes sucht und dabei den erweichbaren Boden schlüpfrig macht und zur Gleitfläche ausbildet. Die Gefahr des Abrutschens wird sehr vergrößert, wenn das Einzahlen des Dammes in den Untergrund — vgl. 2, b, β — gar nicht oder in ungenügendem Maße erfolgt ist.

β) Vorbeugen und Abhilfe. Erstlich ist von vornherein das Wasser oberhalb des Dammes abzuführen. Zu dem Zwecke ist ein Fanggraben, dessen Querschnitt nach den Wasserzugängen zu bestimmen ist, mit sägeförmigem Gefälle längs des Dammes auszuheben, dessen tiefste Punkte jedesmal mittels Rohrdurchlässen unter dem Damm nach der Talsohle entwässern müssen. Zweitens sind vorsichtshalber zwischen den Rohrdurchlässen noch Sickerschlitze unter dem Damm durchzuführen, welche gleichfalls nach der Talseite zu entwässern. Unter Umständen ist unterhalb des Dammes noch ein zweiter Längsgraben anzulegen, welcher das Wasser der Rohrdurchlässe und der Sickerschlitze aufnehmen muß. Zweitens sind die Einzahnungen des Dammfußes in den Untergrund mit recht tiefem Eingriff in den Boden und in genügender Anzahl auszuführen.

Ist die Rutschung eingetreten, so muß zunächst schleunigst durch die vorherbeschriebenen Gräben und Rohrdurchlässe, deren Abstand voneinander sich nach dem Gefällwechsel des oberen Grabens und den Wassermassen richtet, die Trockenlegung der Fläche unter dem Damm vorgenommen werden. Diesem Zwecke dienen ferner Sickerkanäle unter dem Damm, deren Anlage ebenso wie die der Rohrdurchlässe bergmännisch mit Angriff von der Talseite her bewirkt werden muß. Falls der Boden unter dem Damm nicht gar zu stark erweicht worden ist, werden diese Maßregeln gewöhnlich genügen, um die Dammbewegung zum Stehen zu bringen. Doch kommt es bei Schüttungen auf sehr stark geneigter Hangfläche vor, daß der Damm selbst nach der Entwässerung seiner

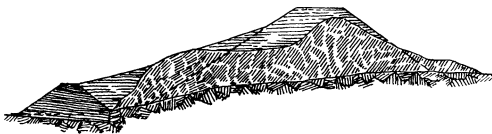


Abb. 51.

Sohle noch immer zum Rutschen neigt. In diesem Falle ist ein Stützdamm, am besten aus Steinpackung oder, falls diese nur schwer zu beschaffen ist, aus bestem, etwas tonigen Sand, wie in vorstehender Abbildung zu ziehen, welcher

ebenso wie der Hauptdamm in das Gelände eingezahnt werden muß. Nach Beendigung aller dieser Arbeiten erfolgt die Wiederaufführung des gerutschten Dammes bis zur erforderlichen Höhe in vorsichtigster Weise, wobei in ganz schwachen Lagen geschüttet und jede Lage gestampft werden muß (Abb. 51).

3. Rutschungen im Untergrund. α) Beginn und Verlauf der Rutschung. Zumeist werden bei Beginn der Rutschung an der oberen Seite des Dammes Risse im Gelände sichtbar, welche annähernd senkrecht zur Bewegungsrichtung verlaufen. Diese Risse entstehen dadurch, daß einzelne Teile der in Bewegung geratenen Massen dem Abrutschen noch größeren Widerstand entgegensezten als die andern. Ungefähr gleichzeitig zeigen sich auf der anderen Seite des Dammes leichte Bodenaufreibungen.

Sehr bald werden sodann merkliche Dammverschiebungen zu beobachten sein, wobei an der talseitigen Dammböschung da, wo die Rutschung noch nicht eingesetzt hat, Querrisse entstehen.

Im letzten Zeitabschnitt der Rutschung bildet sich auf der Bergseite eine lange grabenartige Vertiefung, welche häufig Wasser führt. Der Dammkörper sinkt zusammen, vermengt sich mehr oder weniger mit den abgerutschten Untergrundmassen und bewegt sich mit ihnen immer mehr abwärts. Die Aufreibungen auf der Talseite nehmen an Größe zu und fließen selber gleichfalls am Hang hinunter (Abb. 52). In gewissen Fällen kann die Rutschung auch auf nahezu wagerechter Fläche entstehen, wenn nämlich sehr leicht bewegliche, aufweichebare und zusammendrückbare Massen in einer Mulde von festen Gesteinen lagern und der Damm über dem einen Muldenflügel geschüttet ist. Die Oberflächenerscheinungen sind hierbei den oben beschriebenen durchaus ähnlich.



Abb. 52.

β) Ursachen der Rutschungen. In der großen Mehrzahl der Fälle ist die Tätigkeit des Wassers als Veranlassung der Rutschungen zu bezeichnen. Wie bereits im Abschnitt Wasserverhältnisse eingehender besprochen ist, kommt dabei einmal die Zerstörung des Zusammenhalts der Gesteine, sodann die Erzeugung von Rutschflächen durch das Wasser in Betracht, soweit es sich um Bewegungen im Untergrunde der Dämme handelt.

Die Zerstörung des Zusammenhalts der Gesteine ist besonders da zu fürchten, wo verwitterte tonige Massen, auch lehmurchsetzte Schotter oder aber der Gehängelehm die Schichtenköpfe oder -flächen der älteren Gesteine am Hange überlagern. Diese Massen werden von dem hinter der Dammschüttung gestauten und in den Untergrund eindringenden Wasser aufgeweicht. Sie rutschen dann je nach der Schnelligkeit der Wasserwirkung früher oder später mit dem auf ihnen ruhenden Damm den Hang hinunter. Daß eine solche Bewegung löslicher und erweichbarer Materialien unter Umständen auch bei wagerechter Oberfläche des Geländes stattfinden kann, ist unter α) erwähnt.

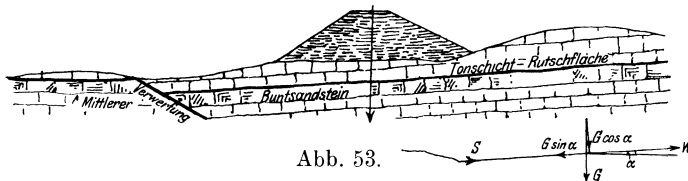


Abb. 53.

Weit gefährlicher und schwieriger zu behandeln sind die vom Wasser erzeugten Rutschflächen im Untergrunde, zumal es nicht immer leicht ist, ihr Vorhandensein und ihren Verlauf zu erkennen (Abb. 53).

Ist das Gewicht der oberhalb der Rutschfläche liegenden Gesteinsmasse und des Dammes = G , der Neigungswinkel der Rutschfläche = α , der Zusammenhalt des Gesteins der Rutschfläche k , die Reibungsziffer auf derselben = f und der Widerstand, den die Schichtenköpfe der unterhalb des Dammes lagernden Scholle der Rutschung entgegensetzen = S , so wird die letztere, solange $G \sin \alpha < f G \cos \alpha + k + S$ ist, nicht erfolgen können. Aus dieser Gleichung geht hervor, daß eine Verringerung von G nur dann von günstiger Wirkung sein wird, wenn dadurch der Zusammenhalt der Gesteine an der Rutschfläche vergrößert wird. Da dieses bei den zumeist auf den letzteren liegenden Lehm- und Tonmaterialien nicht der Fall ist, so wird also, wie schon hier bemerkt werden mag, eine Entlastung der Rutschflächen oberhalb des Dammes keinen großen Nutzen bringen. Dagegen wird offenbar die Vergrößerung von f , also der Reibung, und von S , also des unterhalb des Dammes und überhaupt auf der Rutschfläche wirkenden Widerstandes, von großer Bedeutung für die Verhinderung der Rutschung sein.

In den meisten Fällen wird die Veränderung, welche die Dammschüttung im Ablauf des Tagewassers an der Hangfläche hervorruft, die Ursache für die Rutschflächenbildung sein. Das gestaute Wasser sickert in Klüfte und Poren des im Hangenden der Tonfläche lagernden Gesteins ein, trifft auf die Tone usw. und versetzt sie in halbflüssigen schmierigen Zustand, wodurch das Abrutschen der überlagernden Massen und des Dammes eingeleitet wird, selbst wenn der Fallwinkel der Rutschfläche nur wenige Grad beträgt. Noch ungünstiger liegen die Verhältnisse, wenn mehrere Rutschflächen übereinander vorhanden sind. Über das Vorkommen, die verschiedenen Arten und den Verlauf der Rutschflächen im Gebirge sind die im Abschnitt Wasserverhältnisse gegebenen Mitteilungen nachzusehen. Besonders gefährlich sind die unterhalb stark klüftiger und poröser Gesteine liegenden Rutschflächen, wenn erstere nur mit einer spärlichen Vegetationsdecke bekleidet sind, welche das Einsickern der Oberflächenwasser nur unvollkommen zu hindern vermag. Derartige Gesteinsverhältnisse finden sich häufig im Gebiet des Buntsandsteins, des Muschelkalkes und der Kreide. Auch Gerölle und Kiese des Diluviums bilden eine sehr gefahrbringende Decke der Tonflächen.

γ) Vorbeugen der Rutschungen. Schon gelegentlich der Vorarbeiten für den Bahnbau sind eingehende Erhebungen über den Verlauf des Tagewassers und seine Mengen, namentlich zur Zeit der Schneeschmelze und bei andauernden Regenfällen, anzustellen. Ferner ist die Zusammensetzung und Lagerung der Gesteine des Untergrundes ober- und unterhalb des zu schüttenden Dammes in den vorhandenen Aufschlüssen zu studieren. Die Aufschlüsse sind durch Bohrungen und Schurfschächte zu ergänzen. Vgl. hierüber Erd- und Felsarbeiten I, 1 und 2.

Stellt sich dabei heraus, daß nach der Dammschüttung das Versacken der Tagewasser in durchlässige oberhalb der Linie belegene Schichten zu erwarten ist, welche aufweichbar sind, so ist zu erwägen, ob es vorteilhafter ist, die Wasser weiter oberhalb mittels eines Grabens abzufangen, oder ihren Ablauf wie bisher auf der Oberfläche möglich zu machen.



Abb. 54.

Letzteres läßt sich durch Anlage eines Sickerschlitzes längs des bergseitigen Dammfußes ermöglichen. Die im Schlitz angesammelten Wasser werden mittels senkrecht zur Bahnachse hergestellter Sickerschlitz in Entfernungen, welche nach den abzuführenden Wassermengen zu bestimmen sind, unter dem Damm nach der Talseite hingeleitet (Abb. 54). Ist zu befürchten, daß eine Verschlammlung des Längsschlitzes eintritt, so kann dieser durch einen offenen Graben

ersetzt werden, dessen Reinigung leicht möglich ist. In besonders durchlässigem Gelände müssen sowohl die Schlitz- wie auch der Graben eine Sohlen- und Böschungsbefestigung aus Tonschlag, magerem Beton usw. erhalten, damit kein Wasser von ihnen an den Untergrund abgegeben wird. Zu gleichem Zwecke können auch die Querschlitz- unter dem Damm durch Rohrdurchlässe ersetzt werden. Bei der Dammschüttung ist alsdann dafür Sorge zu tragen, daß die Sickerschlitz- nicht verstopft werden. Deshalb stellt man ihre obersten Lagen aus größeren plattigen Steinen her und beschüttet sie auch wohl mit einer schwachen Decke von Steinschlag.

Ist durch die Vorerhebungen in den Gesteinsschichten des Untergrundes das Vorhandensein von Ton- und Lehmeinlagerungen festgestellt worden, welche durch Wasserzugänge in gefahrbringende Rutschflächen verwandelt werden können, so sind Vorkehrungen zur Fernhaltung des Wassers von den Einlagerungen zu treffen. Auch hier kommen wieder Abfanggräben und Sickerschlitzanlagen in Betracht. Dabei ist zu bedenken, daß der Eintritt von Rutschungen sehr verhängnisvoll werden kann, wenn die Rutschflächen tief liegen, wenn also sehr große Massen oberhalb derselben in Bewegung geraten. Sollen Gräben zum Abfangen des Wassers verwendet werden, so müssen bei großer Ausdehnung der Rutschflächen nach der Bergseite zu außer dem obersten Längsgraben noch auf der Oberfläche zwischen ihm und dem Damm je nach Bedarf ein oder mehrere Parallelgräben gezogen werden, damit das Versacken auch der auf dem von ihnen beherrschten Raume niedergehenden Wasser tunlichst verhütet wird. Die Längsgräben werden zumeist nicht mit einheitlichem Gefälle, sondern mit Gefällwechsel in nicht zu großen Abständen angelegt werden müssen. An den Schnittpunkten je zweier einander zufallender Grabenstrecken wird das Wasser durch andere, dem Gefälle des Hanges folgende Gräben nach der Tahlsohle hin abgeleitet. Man wird daher die Gefällwechsel der Parallelgräben diesem Gefälle folgend untereinander legen, so daß die von oben kommenden Quergräben auch jedesmal den tiefsten Punkt der unteren Gräben fassen (Abb. 55). Statt der Gräben können auch Sickerschlitz- zur Anwendung kommen, was unter Umständen mit Rücksicht auf die Bebauung des Hanges erwünscht sein wird. Die Durchführung der abgefangenen Wasser durch den Damm erfolgt wieder in der gleichen Weise, wie sie oben beschrieben ist. Sohle und Böschungen der Gräben und Schlitz- sind, falls die Bodenbeschaffenheit es erforderlich macht, sorgfältig gegen Versacken vom Wasser zu schützen.

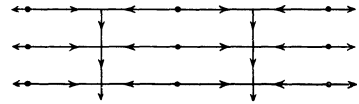


Abb. 55.

8) Abhilfe bei eintretenden Rutschungen. Zunächst ist auf genaueste festzustellen, welche Ausdehnung die Rutschung hat, damit von vornherein die Abhilfsarbeiten auf die ganze Fläche ausgedehnt werden können, unter welcher Rutschflächen vom Wasser durchfeuchtet worden sind. Geschieht das nicht, so entsteht die Gefahr, daß das Wasser doch wieder von den Seiten her zudringt und alle bis dahin erreichten Erfolge aufhebt.

Abhilfsmaßregeln. Erstlich hat man wohl den Versuch gemacht, die abrutschenden Massen mit Holz- oder Eisenrohrpfählen auf der Unterlage festzunageln. Hierbei sind jedoch nur in wenigen Fällen Erfolge erzielt worden, da die rutschenden Schichten zumeist schon den Zusammenhalt verloren hatten und zwischen den Pfählen ihre Bewegung fortsetzen. Das Festnageln kann auch nur bei geringer Mächtigkeit der abgleitenden Massen in Betracht kommen.

Nachhaltigere Abhilfsmaßregeln ergeben sich aus den Erwägungen unter β über die der Rutschung entgegenstehenden Widerstände. Danach ist erstlich der Reibungswiderstand zu vergrößern, zweitens sind größere Stützmassen zu schaffen, welche dem Gleiten von unten her entgegenwirken.

Die Vergrößerung des Reibungswiderstandes erfolgt durch Behinderung der Wasserzuflüsse zu den Rutschflächen. Dabei ist zu unterscheiden, ob die Wasserzugänge lediglich weiter oben am Hange auftreten, oder ob sie bei der Überströmung der unmittelbar oberhalb des Dammes belegenen Flächen infolge der durch diesen hervorgerufenen Stauung und teilweise vorhandener Durchlässigkeit der Oberfläche in die letztere eindringen und nach Durchsickerung der Deckschichten die Rutschfläche erreichen. Im ersteren Falle, welcher besonders dann eintritt, wenn die Rutschfläche selbst zutage ausstreicht, müssen die von oben her zusetzenden Wasser oberhalb des Ausstrichs der Rutschfläche durch einen Graben von hinreichendem Querschnitt abgefangen werden. Dieser Graben bedarf in der Regel, wenn es sich nur um eine Rutschfläche handelt, keiner besonderen Abdichtung der Sohle und der Böschungen, da es nichts schadet, wenn ein Teil des abgefangenen Wassers ins Liegende der Rutschfläche versickert. Dagegen ist in allen Fällen durch richtige Gefällausbildung und Abführung des im Graben gesammelten Wassers dafür Sorge zu tragen, daß dasselbe nicht mehr durch Überlaufen aus dem Graben an die Rutschfläche gelangen kann. Ist alsdann die Fläche unterhalb des Grabens mit undurchlässigem Boden bedeckt, so daß auch die auf ihr niedergehenden Tagewasser nicht einsickern

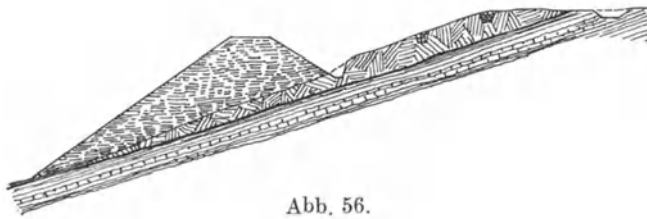


Abb. 56.

können, so wird die Rutschflächesehr rasch austrocknen, der Reibungswiderstand auf derselben wird sofort eine bedeutende Vermehrung erfahren, und die Rutschung wird zum Stillstand kommen.

Setzen jedoch auch auf der Fläche zwischen Graben und Damm noch Wasser zu, weil die Oberfläche teilweise durchlässig ist, so muß sie wieder in der gleichen Weise wie oben beschrieben mit Sickerschlitzen versehen werden, deren Anordnung und Entwässerung sehr sorgfältig nach dem bereits beschriebenen Verfahren auszuführen ist (Abb. 56).

Kann durch alle diese Maßnahmen eine Trockenlegung der Rutschfläche nicht erreicht werden, so sind größere Stützmassen für die rutschende Scholle zu schaffen. Das kann einmal durch Herstellung einer genügend tief in den Untergrund eingreifenden Stützmauer oder eines aus Steinschüttung oder gestampftem Sande gebildeten Stützdammes unterhalb des Eisenbahndammes geschehen. Die Anordnung eines solchen Stützdammes ist bereits unter 2, b, β beschrieben. Im vorliegenden Falle muß jedoch selbstverständlich die Sohle des Stützdammes unter das Niveau der Rutschfläche hinabreichen. Ist die Länge der rutschenden Scholle in der Richtung rechtwinklig zum Damm eine sehr bedeutende, so wird der Stützdamm bei genügender Abmessung und bei festem Untergrund allerdings die weitere Ausdehnung der Rutschung auf das unterhalb von ihm belegene Gelände unmöglich machen. Er wird aber nicht verhindern können, daß die in Bewegung geratenen ausgedehnten Massen sich noch weiter in sich selbst zusammenschieben, wodurch der Eisenbahndamm gänzlich zerstört werden muß. Um dies zu verhüten, muß noch eine weitere Stützung der in Bewegung geratenen Massen durch unterirdische Trockenlegung eines Teiles der Rutschfläche geschaffen werden, welcher alsdann ein sehr sicheres Widerlager für die im oberen Teile des Hanges ins Gleiten geratenen Massen bildet. In vielen Fällen wird überhaupt diese zweite Art der Stützung besser zum Ziel führen als der Stützdamm, besonders, wenn der Untergrund unter dem letzteren kein guter und fester ist.

Die unterirdische Stützung ist durch bergmännische Arbeit herzustellen.

Nachdem man durch eine einfache überschlägliche Berechnung festgestellt hat, wie groß die trocken zu legende Fläche der Rutschung am zweckmäßigsten sein muß, damit die Bewegung des oberhalb derselben liegenden Teiles der Rutschung aufgehalten wird, ist an der oberen Grenze der berechneten Fläche ein Längsstolln in der Rutschfläche aufzufahren, dessen Sohle etwa 0,5—1,0 m unterhalb der Rutschfläche im festen Gestein liegen muß. Zu dem Zwecke sind entweder ein oder (Abb. 57) mehrere Schächte abzutiefen, von deren Sohle aus das Auffahren des Längsstollns bewirkt wird, oder man treibt von unten her einige schwebende Stolln in der Rutschfläche bis an die Linie des Längsstollns vor, und fährt den letzteren sodann von diesen Stolln aus auf. Ist die auf diese Weise geschaffene trockne Fläche

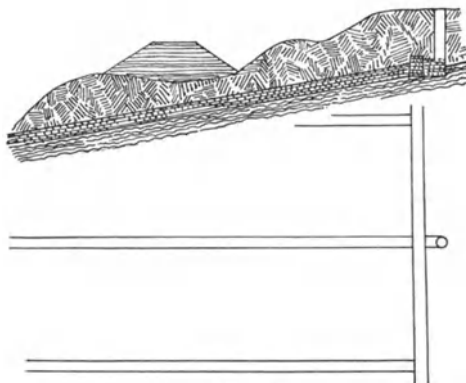


Abb. 57.

unterhalb des Längsstollns noch nicht zur Stilllegung der Rutschung ausreichend, so wird sie dadurch vergrößert, daß man weiter oberhalb noch einen zweiten Längsstolln auffährt. Die in den Längsstolln gesammelten Wasser werden durch die schwebenden Stolln, deren Zahl nach Bedarf vermehrt wird, nach unten abgeführt. Nachstehende Abbildung zeigt den Querschnitt eines Stollns mit dessen Steinpackung (Abb. 58). Sind mehrere Rutschflächen vorhanden, so muß jede derselben ihre gesonderte Stollnentwässerung erhalten. Die Arbeiten können nur durch geschickte Bergleute ausgeführt werden und erfordern ziemlichen Kostenaufwand. Sie führen aber sicher zum Ziel. Die konstruktive Anordnung der Stolln und Schächte ist im Abschnitt Tunnelbau dargestellt.



Abb. 58.

3. Einschnitte.

a) Gestalt der Einschnitte.

Falls es ohne bedeutende Vermehrung der Baukosten und Benachteiligung der Linienführung möglich ist, vermeide man es, tiefe Einschnitte in Krümmungen mit kleinem Halbmesser anzulegen. Denn abgesehen von der Unübersichtlichkeit tritt bei solchen die häufig andauernde Feuchtigkeit der Böschungen, welche durch die Behinderung der Luftbewegung verursacht wird, als empfindlicher Mangel hervor.

α) **Böschungen.** Die Böschungsneigung ist abhängig von der Beschaffenheit und Lagerung des angeschnittenen Gebirges. Im allgemeinen ist sie wie folgt zu wählen:

In Flottlehm	1 : 2,5
„ Lehm und stark glimmerhaltigem Sand	1 : 2
„ Sand, Kies, Ton	1 : 1,5
„ festem Schieferton und Mergel	1 : 1
„ den übrigen festen Gebirgsarten	1 : 0,75 bis senkrecht.

Man versäume jedoch niemals, die im Gebiete des Einschnittes bereits vorhandenen, längere Zeit an der Luft liegenden Aufschlüsse aufzusuchen und

deren Böschungen zu prüfen, da viele Gesteine infolge besonderer Gemengteile eine flachere oder steilere Böschung als die oben angegebene bilden können.

Wechseln die Gesteine im Einschnittsprofil, so wird bei geringer Tiefe am besten eine einheitliche, für die weniger feste Gebirgsart passende Böschungsneigung angeordnet. Bei großer Tiefe kann die Böschung in gebrochener Linie den verschiedenen Gesteinsfestigkeiten entsprechend hergestellt werden.

Von besonderem Einfluß auf die natürliche Böschung und demzufolge auch auf die Böschungsneigung der Gesteine im Bahneinschnitt sind die Gebirgs-lagerungsverhältnisse. Sehr feste Gesteine können im Bereich von Störungs-zonen derartig zerquetscht und zertrümmert sein, daß sie ganz flacher Böschung bedürfen; so kann man beispielsweise in den Ein- und Anschnitten der Bahnstrecke Hameln—Altenbeken beobachten, wie der Muschelkalk, welcher im Tal der Emmer bei ungestörter Lagerung ganz steile bis senkrechte Böschung verträgt, im Bereich der Störungslinien des Eggegebirges Böschungen von 1 : 1,5 und dabei noch häufig besondere Böschungsbefestigungen erfordert. Des weiteren kann man bei festeren Gesteinen den Schichtenköpfen stärkere

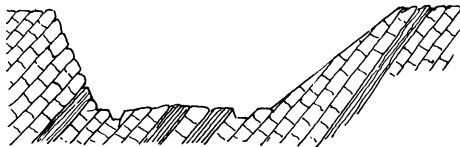


Abb. 59.

Neigung als den Schichtenflächen geben. Verläuft also bei solchen Gesteinen in nicht zu flacher Aufrichtung das Schichtenstreichen angenähert parallel zur Einschnittsachse, so läßt sich das Profil wie in Abb. 59 ausbilden. Die Anlage von Bermen in den Böschungen emp-

sowenig wie bei den Dämmen. Doch sind dabei zwei besondere Fälle zu beachten. Einmal kommt es recht oft vor, daß festere Gesteine irgendwelcher Art angeschnitten werden, welche an der Oberfläche vom Gerölle oder von losen Massen des Diluviums und Alluviums bedeckt sind. Hierbei wird man zweckmäßig eine 50 cm breite Berme an der Grenze zwischen Deckschichten und festerem Gestein verlegen, welche das Überrollen der Böschungsfläche mit losem Gestein verhütet. Vgl. Böschungsbefestigung. Sodann muß eine Berme von 50—75 cm Breite am Böschungsfuß solcher Einschnitte angeordnet werden, in denen unbekleidetes mittelfestes Gestein ansteht, damit die etwa von der Böschung abrollenden Gesteinsstücke nicht in den Böschungsgraben fallen, sondern auf der Berme liegen bleiben und von dort rechtzeitig entfernt werden können (Abb. 60).

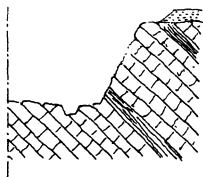


Abb. 60.

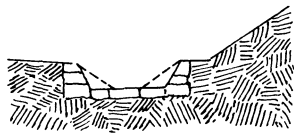


Abb. 61.

β) **Sohle.** Die Einschnittssohle erhält wie die Dammkronen von der Achse nach beiden Seiten hin eine Abflachung von 0,03.

γ) **Böschungsgraben.** Die Sohlenbreite und die Tiefe der beiden Böschungsgräben müssen mindestens zu 0,4 m angenommen werden. Bei ungewöhnlicher Tiefe des Einschnitts und bei Zuflüssen aus dem in ihm anstehenden Gestein sind aber diese Maße zu vergrößern, namentlich wenn das Längengefälle der Gräben ein beschränktes ist. In letzterem Falle kann man den Grabenquerschnitt dadurch vergrößern, daß man unter Beibehaltung der oberen Breite seine Böschungen, deren Neigung sonst derjenigen der Einschnittsböschung folgt, steiler hält und entsprechend befestigt, ohne daß dabei eine Verbreiterung des ganzen Einschnitts erforderlich wird (Abb. 61). Reicht auch eine solche Verbreiterung zur Bewältigung des Wasserzuganges nicht aus, so läßt sich unter der Grabensohle noch ein Dränstrang oder ein Sickerschlitz anbringen, der indes bei tonig-lehmigem Boden leicht verschlammt.

b) Einschnittsbau.

Über die verschiedenen Bauweisen vergleiche man Erd- und Felsbau I 4

α) **Vorbereitende Arbeiten.** Die Herstellung und die spätere Unterhaltung der Einschnitte wird in hohem Maße durch die geologischen und die Wasser- verhältnisse beeinflusst. Deshalb sind schon bei den Vorarbeiten geologische Vorerhebungen anzustellen, betreffs deren unter I 3 das Erforderliche gesagt ist.

Ergibt das geologische Profil des Einschnittes bedeutende Schwierigkeiten für die Bauausführung und Unterhaltung, so muß versucht werden, ob durch Linienverlegung und Gradientenhebung oder Senkung Abhilfe geschaffen werden kann. So wird man beispielsweise im Einschnitt der Abb. 62 die

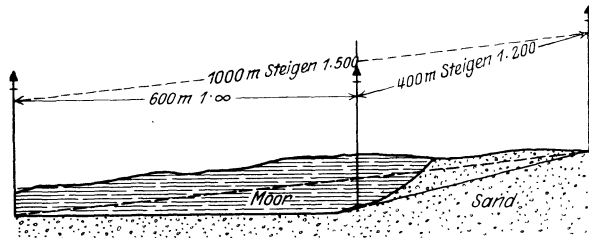


Abb. 62.

Lage der Einschnittssohle auf festem Sand dadurch erreichen können, daß man die Gradienten, welche ursprünglich eine einheitliche Steigung von 0,001 nachweist, auf 600 m Länge senkt und wagerecht legt. In den letzten 400 m des Einschnitts muß dann die Steigung auf 0,0025 erhöht werden.

Sodann versäume man nicht, bei stärkeren Wasserzuflüssen in den oberen Schichten, namentlich wenn der Einschnitt am Hange liegt, vor Beginn der Arbeiten das Wasser durch Drainage von dem Geländestreifen des Einschnittes abzuleiten.

β) **Besondere Maßnahmen während des Baues.** Für ausreichende Abwässerung ist auch während der Bauausführung zu sorgen. Dadurch werden die Arbeiten wesentlich erleichtert und verbilligt, die tiefer werdenden Böschungen vor dem Erweichen geschützt und das ausgebaute Erdmaterial geeigneter zur Dammschüttung gemacht.

Sodann ist bei Sprengarbeiten darauf zu achten, daß die Böschungen nicht durch zu starke Schüsse allzusehr gelockert werden. Bei festen Gesteinen ist durch Beklopfen mit dem Hammer festzustellen, ob an den Böschungen lose Gesteinsplatten — Sprengschalen — stehen geblieben sind, welche später doch abwittern. Derartige Schalen sind dann sofort wegzuspitzen, selbst wenn dadurch eine etwas steilere Böschung entsteht, als ursprünglich vorgesehen war.

Endlich ist für gesonderte Förderung, wenn möglich für gesonderten Abbau der verschiedenen Gesteine je nach ihrer Verwendbarkeit Sorge zu tragen. Nicht selten lassen sich Materialien, die zu unmittelbarer Verwendung für die Dammschüttung oder zu Bauzwecken nicht geeignet sind, anderweitig nutzbar machen. Ton kann in Feldbränden verziegelt oder auch an Ziegeleien abgegeben werden. Mooraushube lassen sich zu Heiztorf oder zu Torfkohle verarbeiten; vgl. Oberschulte, Zeitschr. für Bauwesen 1890, S. 79.

Auf diese Weise werden kostspielige Seitenablagerungen vermieden, die namentlich bei leicht zerfließlichem und verwitterndem Material sehr unbequem werden können.

c) Böschungssicherung.

Bei der Ausführung von Böschungssicherungen in Einschnitten ist zu beachten, daß einerseits die Böschungen des Einschnitts vermöge ihrer Lage unter der Erdoberfläche in vielen Fällen stärkeren Wasserangriffen ausgesetzt sein werden als die Dammböschungen, daß andererseits das Böschungsgestein des Einschnitts zumeist dichter und fester gelagert ist als die Dammschüttung. Allerdings ist dabei nicht zu vergessen, daß im Einschnitt auch einmal Gesteine

von sehr geringer Stand- und Wetterfestigkeit und großer Wasserlöslichkeit zu durchfahren sein werden, deren Einbau in den Damm man vermeiden könnte.

Die Sicherungen haben den Zweck, einmal die mechanische Zerstörung der Einschnittböschungen durch die Einwirkung der Schwerkraft des Windes und des Wassers zu verhindern und sodann die Verwitterung des freigelegten Gesteins zu verhüten.

α) Sicherung gegen Zerstörung durch Schwerkraftwirkung und Wind.

Hiervon werden besonders sehr magere Sande, stark gerundete Schotter des Tertiärs, Diluviums und Alluviums, sodann durch den Gebirgsdruck zertrümmerte ältere Gesteine betroffen. Ein nachhaltiges Gegenmittel bildet die Bedeckung mit Pflanzenwuchs, welche ganz in der gleichen Weise wie bei den Dammböschungen herzustellen ist. Vgl. 2 F. Und zwar kommt dafür in erster Linie die Berasung auf Mutterbodendecke unter Einhaltung einer Böschungsneigung von 1 : 1,5 in Frage, während die Bepflanzung mit Stäuchern nur in ganz trockenem Klima und bei ungewöhnlich breiten Einschnitten für Bahnhöfe usw. angewendet werden darf. Da, wo die Aufbringung von Mutterboden nicht möglich ist, muß die Berasung durch Pflasterung ersetzt werden, namentlich bei Schotter- und Geröllschichten dann, wenn gutes Steinmaterial zur Verfügung steht.

Die Pflasterung braucht in den hier in Betracht kommenden Fällen nur 20—25 cm stark zu sein, verträgt eine steilere Böschung bis zum Verhältnis 1 : 1 und wird wie in nachstehender Abbildung angeordnet (Abb. 63).

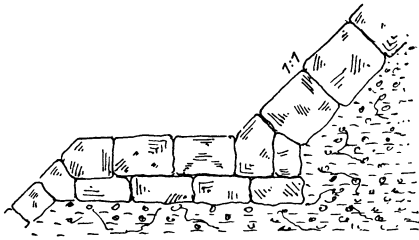


Abb. 63.

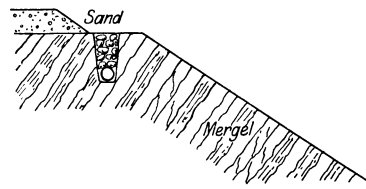


Abb. 64.

β) Sicherung gegen Zerstörung durch Wasser. Das Wasser zerstört die Einschnittböschungen durch unmittelbare Abspülung und durch Vernichtung des Zusammenhalts der Gesteine. Über den Verlauf dieser Vorgänge sind die eingehenden Angaben unter I 2 und II 2 D nachzuschlagen.

Die beste Abhilfe bildet die Fernhaltung des Wassers vom Einschnitt. Tagewasser kann man durch Fanggräben, welche 3—5 m vom oberen Böschungsrande entfernt parallel zum Einschnitt angelegt werden, ableiten, ehe sie die Böschungsränder erreichen. Liegen diese Gräben in wasserdurchlässigem Gestein, so sind ihre Böschungen und Sohle mit gestampftem Ton zu dichten. Recht oft geht das Wasser dem Einschnitt aus Sand oder Geröllschichten zu, welche auf den festeren Schichten liegen. Man kann es alsdann sehr gut durch eine Dränrohrleitung oder einen schmalen Sickergraben abfangen, welche in der in Abb. 64 enthaltenen oberen Berme angebracht werden. In angemessenen Abständen ist das Wasser alsdann von der Berme her durch Sickerschlitz über die Böschungen in die Böschungsränder abzuführen.

Sind die Böschungen selbst infolge von Wasserzugängen aus dem Gestein naß und quellig, so legt man Sickerschlitz in ihnen an, welche rautenförmig unter 45° geneigt verlaufen und das Wasser gleichfalls in die Böschungsränder leiten. Man kann diese Schlitz, welche besser als Dränrohre entwässern und bei guter Ausführung noch eine gute Befestigung der Böschung bilden, auch als Spitz- oder Rundbogen mit senkrechten Abläufen nach dem Graben hin anordnen.

Eine Sickerschlitzpackung erhalten auch einzelne feuchte Streifen in der Böschung, die durch Wasserzugänge verursacht werden. Einzelquellen werden an ihrem Auslauf gefaßt und entweder durch gepflasterte oder aus Beton hergestellte Rinnen oder durch Kaskaden aus Beton bzw. Mauerwerk zum Böschungsraben abgeführt.

In einzelnen Fällen können in den Einschnitten Quellen angeschnitten werden, deren Abführung nicht stattfinden darf, weil dadurch entweder weiter rückwärts im Gebirge zu starke Ausspülungen oder aber Wasserspiegelsenkungen hervorgerufen werden, welche nicht statthaft sind. Über die Behandlung derartiger Quellen lassen sich keine allgemeinen Angaben machen. Sie sind vielmehr in jedem Einzelfalle den Umständen entsprechend abzusperren. Tritt die Quelle im festen geschlossenen Fels als Einzelauslauf aus einer engen Spalte aus, so kann sie sehr sicher durch eine Pikotage abgeschlossen werden. Zu dem Zwecke wird die Spalte, wie in Abb. 70 angegeben, durch Ausmeißelung auf 5—10 cm erweitert. Sodann wird in die hinter der Erweiterung belegene Spalte Holzwolle oder Moos eingetrieben, und die Erweiterung mit Flach- und Spitzkeilen aus Pitchpine-Holz pikotiert. Das Keilbett erhält noch einen Vorsatz aus Beton (Abb. 65).

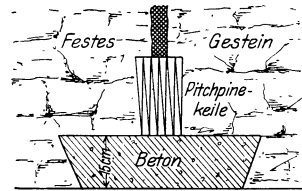


Abb. 65.

Wird die Arbeit von Bergleuten, welche im Pikotieren geübt sind, hergestellt, so führt sie sicher zum Ziel, zumal der Wasserdruck in den Einschnittsquellen häufig weit geringer ist als in den Quellen, welche im Bergbau zu pikotieren sind.

Im übrigen sind aber die Böschungen in losen Gesteinen stets wie unter a beschrieben entweder durch Berasung oder durch Pflasterung gegen die Angriffe des Regens und des schmelzenden Schnees zu schützen. Sickerschlitze können dabei recht wohl unterhalb der Rasen- oder Pflasterdecke angelegt werden.

γ) **Sicherung gegen Verwitterung.** Die losen und erweichbaren Gesteine, wie Sand, Gerölle, Ton, Lehm, Löß, Mergel, aber auch festere Materialien, welche aus irgendeinem Grunde Böschungen mit geringerer Neigung als 1 : 1 erhalten, werden durch Berasung oder Pflasterung vor der Verwitterung geschützt; festere, Mergel, Tonschiefer und Kalkschiefer, bei denen die Verwitterung nur ein oberflächliches Zerfallen in kleinere Stücke hervorruft, können hinreichend durch rautenförmige Flechtzäune gesichert werden.

Besteht die Böschung aus einer Wechsellagerung von stand- und wetterfestem Felsen und weicheren Schichten, wie sie im Bereich des Buntsandsteins, des Muschelkalks, des Oberen Juras und der Kreide häufig auftritt, so kann sie unbedenklich ganz steil bis senkrecht angelegt werden. Man läßt alsdann die weicheren Schichten zurückspringen, und schützt sie mit Blendmauerwerk, wie in Abb. 66 angegeben ist.

Ganz steil aufgerichtete Felsgesteine, welche zu plattiger Absonderung neigen, müssen jedoch, selbst wenn sie an und für sich ziemlich wetterfest sind, in ganzer Höhe mit Mauerwerk verblendet werden.

Dasselbe gilt für Trümmerzonen fester Gesteine, welche in Verwerfungsrändern liegen. Falls bei ihnen die Zerstückelung des Gesteins in hohem Maße auftritt, ist es sogar nötig, die Verwerfungsspalte selbst etwa 50—100 cm tief herauszuarbeiten und hinter der Blendmauer mit Beton zu füllen.



Abb. 66.

Die Stärke der Blendmauer, welche nicht selten auch stützend wirken muß, ist von Fall zu Fall zu bestimmen.

Allgemein ist für die Ausführung der vorstehend unter b und c beschriebenen Sicherungen der Böschungen noch folgendes zu beachten:

Erstlich sind auch hier, wie bereits wiederholt betont ist, die in der Nähe des betreffenden Einschnittes bereits vorhandenen Aufschlüsse der Gesteine des Einschnittes aufzusuchen. In ihnen ist der Einfluß des Wassers auf die freigelegten Gesteine, das Maß der natürlichen Böschung, das Verhalten der Gesteine gegen die Wetterangriffe zu prüfen, und auf Grund der Ergebnisse dieser Prüfung ist sodann die Auswahl unter den verschiedenen Sicherungsarten für die Einschnittsböschungen zu treffen. Man bedenke jedoch dabei, daß frische Aufschlüsse noch kein richtiges Bild der Wirkung des Wassers und des Wetters auf die bloßgelegten Gesteine geben.

Zweitens darf bei Lehm, Ton und Mergel nicht zu lange mit der Ausführung der Böschungssicherung gezögert werden. Namentlich bei feuchter Witterung und bei Frost erfolgt die Zerstörung dieser Gesteine ungemein schnell und weitgehend, zumal, wenn Ton und Mergel durch Gebirgsdruck beansprucht worden sind. Da Wasser- und Frostangriffe in sehr hohem Maße durch jede Unebenheit begünstigt werden, muß vor allen Dingen sofort nach der Förderung der im Einschnitt gelösten Massen mit sorgsamer Abgleichung der Böschungen vorgegangen werden. Überhaupt gilt auch hier das bei der Behandlung der Dammschüttungen unter 2 H a, d, über die Ausführung der Böschungssicherungen Gesagte.

d) Sicherung der Sohle.

Die Einschnittssohle kann durch den Auftrieb von Schwimmsand und blähen-dem Material und Gleichgewichtsstörungen gefährdet werden, welche im Abschnitt „Rutschungen“ erörtert werden.

Außerdem kommt es bei Lehm, fettem Ton, bei steilgestelltem Schiefertone und bei weichen Mergeln vor, daß sich der Schotter der Gleisbettung in die Sohle einfrißt, wodurch die Gleislage sehr stark gefährdet wird. Stehen daher die genannten Gesteinsarten im Einschnitt an, so ist seine Sohle in ihrer Gesamtausdehnung mit dichter und sorgfältig ausgeführter Packung aus großen Steinen zu sichern, über welcher alsdann das Schotterbett aufzubringen ist. In dieser Weise sind an der Umgehungsbahn von Hannover der große Einschnitt bei Limmer und die sehr ausgedehnte Abtragsfläche des Bahnhofes Linden im Bereich der Schiefertone des Mittleren Jura durch Packung mit den ebendasselbst gewonnenen Kalksteinen des Oberen Jura mit bestem Erfolge gegen das Einfrissen des Gleisschotters geschützt worden.

e) Sicherung der Einschnittsgräben.

Diese wird im allgemeinen in angemessener Befestigung der Böschungen bestehen. Bei Gesteinen, welche sehr starker Erweichung oder dem Aufquellen unterliegen, kann man Böschungen und Sohle durch Pflasterung oder Betonierung schützen. Besondere Sorgfalt ist diesen Arbeiten an solchen Stellen zuzuwenden, an denen Sickerschlitze oder Wasserrinnen in den Gräben eingeführt werden.

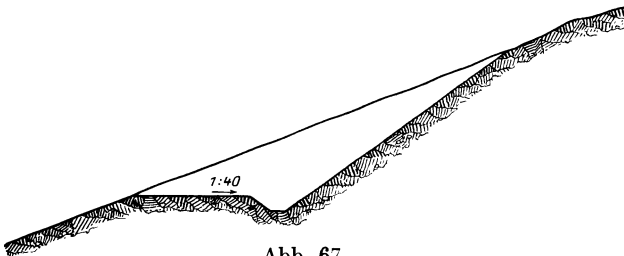


Abb. 67.

f) Anschnitte.

Die Anschnitte werden im allgemeinen ebenso zu behandeln sein wie die Einschnitte.

Falls sie jedoch im Bereich von Gesteinen liegen, bei denen eine Schädigung der Hangböschungen auf der Tal-

seite durch das abfließende Wasser zu befürchten ist, und falls eine wirksame Abdeckung dieser Hangböschungen durch Berasung oder Pflaster Schwierigkeiten

macht, kann es sich empfehlen, das Planum des Anschnitts mit bergseitig gerichtetem Quergefälle zu versehen, so daß das Tagewasser in den auf der Bergseite belegenen Böschungsgraben abläuft, wie in Abb. 67 angegeben ist.

g) Einschnittsrutschungen.

Bei der Besprechung der Dammrutschungen sind bereits die geologischen, physikalischen und Bauvorgänge erwähnt worden, welche zu Bewegungen größerer oder kleinerer Teile der Erdrinde Veranlassung geben können. Diese Bewegungen vermögen aber die Einschnittsbauten ganz besonders empfindlich zu schädigen. Die betriebssichere Unterhaltung der von ihnen betroffenen Einschnitte erfordert neben den Wiederherstellungskosten recht oft die dauernde Aufwendung hoher Summen. Nicht selten geben die Bewegungen Veranlassung zu nachträglichen Linienverlegungen, die, abgesehen von manchmal für den Bahnbetrieb ungünstigen Krümmungsverhältnissen, teurer werden, als wenn die Linie von vornherein außerhalb des Bereichs der Bodenverschiebungen gelegt worden wäre. Die unter B a, „Vorbereitende Arbeiten für den Einschnittsbau“, erwähnten geologischen Vorerhebungen werden also ganz besonders Aufklärung darüber schaffen müssen, ob im Bereich der geplanten Linie noch nicht zur Ruhe gekommene Schollenverschiebungen, Verwerfungen mit beweglichen Rändern, Schutthalden, leicht erweichbare Gesteinsmassen, dicht unter der Oberfläche belegene Rutschflächen vorhanden sind, die eine Linienänderung zweckmäßig erscheinen lassen. Unter anderen haben derartige Vorerhebungen beim Bau der Berninabahn dahin geführt, daß die Linie auf der unteren Südrampe auf große Längen nach der Talseite verschoben worden ist, weil dadurch Ein- und Anschnitte der mit scheinbar festliegenden, in Wirklichkeit aber sehr beweglichen Schuttmassen bedeckten Hänge ganz vermieden werden konnten.

Was im besonderen die Beeinflussung des Gleichgewichtszustandes und die Veranlassung von Bewegungen in den oberen Erdschichten durch die Bauvorgänge anbelangt, so ist folgendes zu bedenken. Während die Dammschüttungen keine tieferen Eingriffe in den Baugrund erfordern und lediglich durch ihre Belastung und durch Stau vom Tagewasser und dessen Folgeerscheinungen auf ihn einwirken, werden in den Einschnitten häufig die Gebirgsschichten auf sehr große Länge und Tiefe freigelegt, der Einwirkung von Wasser und Wetter preisgegeben und ihrer Stütze beraubt.

Die Einwirkungen der Bauvorgänge im Einschnitt werden daher häufig viel weitgehendere sein können als bei der Dammschüttung.

Die Gesteinsverschiebungen im Einschnittbau äußern sich aber

- a) als Rutschungen eines Teiles der Oberfläche in der Böschung,
- b) als Rutschungen im Untergrund,
- c) als Auftreiben der Sohle.

1. Rutschungen eines Teiles der Oberfläche in der Einschnittsböschung.

Die Rutschungen können auch bei Einschnitten am Hange sowohl auf

der Berg- wie auf der Talseite eintreten. Ausschlaggebend ist dabei die Neigungsrichtung der Fläche, auf welcher das Gestein rutscht (Abb. 68a, 68b) geben sie ein Beispiel von derartigen Fällen).



Abb. 68a.

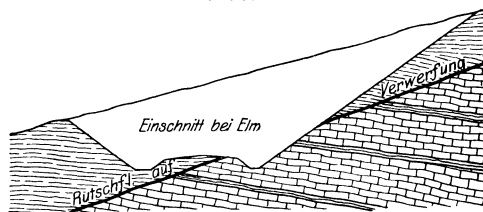


Abb. 68b.

α) Ursache der Rutschung. Erstlich können derartige Rutschungen im Bereich von Schutthalden auftreten, welche angeschnitten werden. Die Oberfläche der Halde ist oft mit feinkörnigen Verwitterungsresten und Pflanzenwuchs bedeckt, wodurch der wahre Charakter der Halde verschleiert, ja sogar wenigstens in den obersten Lagen ein gewisser Zusammenhalt derselben hervorgerufen wird. Im Innern der Halde ist dieser aber sehr häufig äußerst gering, so daß schon die Fortnahme eines verhältnismäßig kleinen Teiles der Halde genügt, um den labilen Gleichgewichtszustand aufzuheben und unerwartet große Massen in Bewegung zu setzen.

Zweitens können die Rutschungen da entstehen, wo wie in Abb. 69 über festeren Schichten Gesteinsmassen anstehen, welche durch Einfluß des Wetters und durch das eindringende Wasser ihres Zusammenhalts beraubt werden. Dahin gehören Tone und weiche Mergel, ferner viele tonige Sande des Tertiärs, denen das durchfließende Wasser den Tongehalt entzieht. Wird diesen Massen durch die Herstellung des Einschnitts

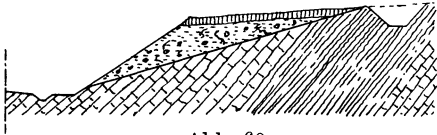


Abb. 69.

die Stützung genommen, so rutschen sie früher oder später auf der festen Unterlage nach dem Einschnitt hin ab.

Drittens endlich kann das Wasser den Ton- oder Lehmbesteg einer Rutschfläche irgendwelcher Art erreichen, welche den Einschnitt durchsetzt. Nachdem dann der Einschnitt zur Ausführung gelangt ist, wird wiederum die über der Rutschfläche liegende Gesteinsmasse ihrer Stützung beraubt in den Einschnitt hineinbewegt werden, vgl. Abb. 68a. Nicht selten können in tiefen Einschnitten mehrere Rutschflächen übereinander austreichen, so im Bereich des Buntsandsteins, des Oberen Muschelkalkes und des alpinen Tertiärs.

Die Masse der abrutschenden Gesteine ist vom Einfallswinkel der Rutschfläche und von ihrer Streichrichtung abhängig. Fällt die Fläche sehr flach ein, und streicht sie parallel zur Einschnittsachse, so können bei tiefen Einschnitten ungemein große Gesteinsmassen in Bewegung geraten.

β) Verlauf der Rutschung. Bei Einschnitten auf Schutthalden tritt sehr oft als erstes Zeichen der Rutschung eine Ausbauchung der bergseitigen Böschung auf. Dann folgt der Absturz einzelner größerer Blöcke und zuletzt die eigentliche Rutschung, manchmal als förmlicher Schuttstrom. Verschiedentlich haben sogar derartige Oberflächenbewegungen den Anstoß zum Abrutschen des ganzen unteren Teiles der Halden gegeben, wodurch nicht nur der Einschnitt völlig gestört, sondern auch der unterhalb desselben belegene Hang und die Talsohle in Mitleidenschaft gezogen sind.

Wird die Rutschung durch Zusammenhaltstörung wenig fester Massen verursacht, so zeigt sich häufig gleichfalls zunächst eine rundliche Auftreibung der Böschung. Sehr bald folgt alsdann eine Oberflächenveränderung oberhalb dieser Böschung in Gestalt von Auftreibungen und muldenförmigen Einsenkungen. Die Auftreibungen erhalten Risse, und schließlich beginnt die ganze Masse in den Einschnitt vorzudringen, wobei gewöhnlich die Aufweichung derselben noch durch das gestaute Wasser der Böschungsgräben vermehrt wird.

Vollzieht sich endlich das Abgleiten der Gesteinsmassen auf einer Rutschfläche, so stellen sich anfangs geringe Verschiebungen in der Böschung ein, während an der Oberfläche des Gleitkörpers ebenso wie bei den Dammbewegungen auf Rutschflächen zahlreiche kleine und größere Risse sichtbar werden, welche dem verschieden starken Reibungswiderstand auf den einzelnen Teilen der Rutschfläche entsprechen. Durch die in die Risse eindringende Feuchtigkeit wird die Rutschfläche immer mehr durchnäßt und das Abgleiten der Massen in den Einschnitt hinein beschleunigt.

γ) Vorbeugen und Abhilfe bei den Rutschungen. Bei Einschnitten im Bereich von Schutthalden ist eine Verhütung der Rutschung meistens nur dann möglich, wenn die Halde schon sehr alt und einigermaßen in sich verfestigt ist. Man kann alsdann durch starke Abflachung der bergseitigen Böschung wohl einen Ruhezustand erreichen. Bei ganz geringer Mächtigkeit der Schuttmasse und flacher Neigung des Hanges läßt sich auch hin und wieder durch eine starke Futtermauer, welche die bergseitige Böschung des Einschnitts bildet und in den gewachsenen Boden eingreift, eine nachhaltige Stützung der Schuttmassen oberhalb der Einschnitts erzielen. Im allgemeinen wird aber das beste Vorbeugungsmittel in der Vermeidung des Einschnitts durch Linienverschiebung oder Gradientenhebung bestehen.

Ist die Rutschung bereits im Gange, so ist eine Abhilfe durch Anwendung der eben aufgezählten Mittel nur bei flacher Hangneigung und geringer Schuttlage möglich. Sehr häufig wird indes nichts weiter übrig bleiben, als den Einschnitt zu verlassen und die Linie nachträglich zu verlegen.

Liegen Bodenmassen neben dem Einschnitt, deren Zusammenhalt durch Wasserzugänge gestört werden kann, so muß als erste Vorbeugungsmaßregel das Abfangen des Wassers versucht werden. Das ist auch in manchen Fällen möglich, wenn der Wasserzugang von der Bergseite her erfolgt, und wenn die Schichten, deren Abrutschen zu befürchten ist, entweder durch Überlagerung von undurchlässigen Gesteinen oder durch eine dichte Grasnarbe vor der Durchfeuchtung von oben geschützt sind. In diesem Falle sammelt man das Wasser in einem Graben von hinreichendem Querschnitt und genügendem Längsgefälle und führt es in angemessenen Zwischenräumen nach den Einschnittsgräben hin ab. Je nach der Beschaffenheit des Bodens, in welchem der Graben zu ziehen ist, müssen die Böschungen und Sohlen des letzteren durch Tonstampfung oder Magerbeton abgedichtet werden. Falls die Kultur des Geländes es erfordert, kann der Graben durch einen Sickerschlitze ersetzt werden (Abb. 70). Ist aber das Abfangen des Wassers oberhalb der gefährdeten Bodenmassen nicht möglich, so ist die Trockenlegung derselben durch eine Reihe von Sickerschlitzen zumeist sehr schwierig, namentlich wenn es sich um stark sandigen Lehm oder bewegliche Sande handelt.

Sind die Schichten geringmächtig, so trage man sie ganz ab, besonders wenn sie wie der Sand noch als Dammschüttung verwertet werden können.

Anderenfalls bleibt nichts anderes übrig, als sie durch eine Futtermauer zu stützen, die freilich sehr großen Querschnitt erhalten und sorgfältig entwässert werden muß. Ihre Anlage wird insbesondere bei größerer Länge sehr teuer. Es ist deshalb erforderlich, daß man zunächst durch vergleichende Kostenberechnung feststellt, ob nicht doch die Abtragung der zum Rutschen neigenden Bodenmassen vorteilhafter ist (Abb. 71).

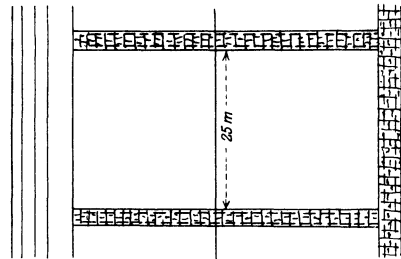
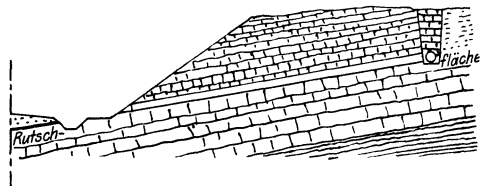


Abb. 70.

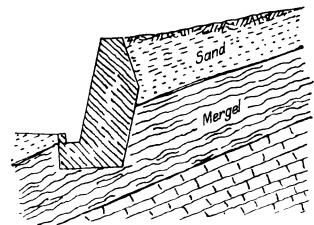


Abb. 71.

Ist die Rutschung schon eingetreten, so hüte man sich davor, sofort mit dem Abräumen am unteren Ende zu beginnen, wie es des öfteren versucht worden ist. Hierdurch wird den gleitenden Massen lediglich die Stützung entzogen und das Nachrutschen beschleunigt. Vielmehr muß zunächst sofort eine Verbindung des von der Rutschung verstürzten Böschungsgrabens oberhalb der stauenden Massen mit dem Böschungsgraben auf der anderen Einschnittsseite geschaffen werden. Dies erfolgt am besten durch Einlegung eines weiteren Rohres quer durch den Einschnitt unterhalb des Schotterbettes, so daß die Stauung des Wassers in dem verschütteten Graben behoben wird. Bei starker Wasserführung der Einschnittsgräben kann unterhalb der Rutschung durch eine zweite Rohrverbindung eine Zurückführung eines Teiles des Wassers in den Unterlauf des verstopften Grabens erfolgen.

Hierauf muß festgestellt werden, durch welches der drei vorgeschilderten Abhilfsmittel die Störung zu beheben ist, und erst nachdem die gewählten Maßnahmen getroffen sind, und nachdem sie einen Erfolg versprechen, darf mit der Aufräumung begonnen werden.

Im übrigen ist darauf hinzuweisen, daß bei sehr großer Ausdehnung und Mächtigkeit der bewegten Massen und bei ungünstigen Wasserverhältnissen sehr wohl als Vorbeugungsmittel eine Linienverschiebung in Frage kommen kann, weil die vorgeschilderten Abhilfsmittel ganz unverhältnismäßig hohe Kostenaufwendungen erfordern würden.

Wird im Einschnitt eine Rutschfläche angeschnitten, etwa wie in Abb. 68a dargestellt, so ist wiederum in Vorbeugungsmaßregeln die beste Abhilfe gegeben. Erstlich kann es am vorteilhaftesten sein, die Rutschfläche zu entlasten, und zwar dann, wenn sie entweder ganz steil einfällt, oder wenn sie bei flachem Einfallen nur geringmächtige Schichten trägt. In beiden Fällen werden ja nur geringe Abträge erforderlich werden. Zweitens kann das Abfangen der Wasser weiter oben am Hange durch einen Längsgraben oder einen Sickerschlitze vorgenommen werden, so wie es bereits vorhin beschrieben worden ist. Läßt sich hierdurch die Trockenlegung der Rutschfläche nicht erreichen, so muß zur Stützung der Massen oberhalb der Rutschfläche geschritten werden. Sie erfolgt einmal durch eine Trockenlegung des unmittelbar über dem Einschnitt liegenden Teiles der Rutschfläche in solcher Ausdehnung, daß die hierdurch auf ihrem Liegenden befestigten Massen ein hinreichendes Widerlager für die auf dem oberen Teil der Rutschfläche zum Gleiten neigenden Schichten bilden. Zu dem Zwecke wird an der oberen Grenze der trocken zu legenden Fläche ein Sickerschlitze parallel zum Einschnitt durch das Hangende der Rutschfläche und durch diese selbst bis etwa 1 m tief in deren Unterlage getrieben und sorgfältig mit Steinen unter gehöriger Seitenverspannung ausgepackt (Abb. 70). Der Längsschlitz erhält 0,80—1,20 m Breite und Sägegefälle. Von seinen tiefsten Punkten aus wird das Wasser durch Querschlitze, so wie es bereits bei den Dammrutschungen beschrieben ist, nach unten, und zwar hier in den Einschnittsgraben, abgeleitet. In der Regel wird durch diese Maßnahme die Festlegung der Bodenmassen oberhalb der Rutschfläche erreicht werden, wenn nur der Längssickerschlitz in genügendem, aber auch nicht zu großem Abstände vom Einschnitt angelegt wird.

Sodann kann bei geringer Länge des Ausstrichs der Rutschfläche und bei nicht zu großer Erstreckung derselben am Hang hinauf auch eine Abstützung der beweglichen Massen durch eine Futtermauer vorgenommen werden, über deren Anordnung bereits oben das Erforderliche gesagt ist.

Die Verwendung von Steinpackung und Trockenmauern, welche des öfteren versucht ist, hat sich im allgemeinen nicht so gut bewährt.

Ist die Rutschung bereits eingetreten, so muß zunächst wieder die Umleitung des Wassers in den Einschnittsgraben vor sich gehen. Sodann kann,

falls es sich um wenig umfangreiche Massen handelt, die Entlastung der Rutschfläche, und zwar stets vom oberen Ende der Rutschung her, ausgeführt werden. Sind die Rutschmassen dagegen sehr groß, so ist zwischen den übrigen vorausgeführten Abhilfsmitteln geeignete Auswahl zu treffen. Dazu ist zu bemerken, daß die Herstellung der Sickerschlitzte in den bewegten und oft an einzelnen Stellen zerrissenen Massen über der Rutschfläche, die sehr starken Druck auf die Schlitzte ausüben können, recht schwierig werden kann und mit großer Vorsicht ausgeführt werden muß. Mit Rücksicht auf den Druck der Massen ist auch die Herstellung einer etwaigen Futtermauer, welche in diesem Falle zur Stützmauer wird, in ganz kurzen Strecken und mit besonderer Sorgfalt zu bewirken. Die Fundamentsohle der Mauer muß den Untergrundverhältnissen entsprechend genügend tief unterhalb der Rutschfläche angelegt werden.

Als andere weniger vorteilhafte Abhilfsmittel beim Eintritt der Rutschungen auf Gleitflächen mögen noch liegende Steinpfeiler aus Trockenpackung erwähnt werden, welche sickerschlitzzartig vom Einschnitt aus in die Rutschmassen vorgetrieben und bisweilen im Innern derselben durch Entlastungsbögen verbunden sind.

Wenig mächtige feste Schichten sind bei geringer Ausdehnung der Bewegung auf dem Untergrunde mit Pfählen festgenagelt worden. Bei größeren Rutschungen ist dieses Mittel selbstverständlich nicht verwertbar.

Endlich ist in einigen Fällen bei ganz besonders ungünstigen Wasser- und Gebirgsverhältnissen der Einschnitt im Bereich der Rutschfläche entweder durch einen Tunnel ersetzt oder nachträglich in einen solchen umgewandelt worden. Diese Anordnung ist indes nur dann möglich, wenn der Untergrund in der Sohle vollkommen fest und sicher ist. Der Tunnel selbst erhält Sohlengewölbe und sehr kräftige Mauerwerksabmessungen.

2. Rutschungen im Untergrund. α) Ursachen. Die Rutschungen im Untergrund, welche nicht gerade häufig vorkommen, werden einmal da beobachtet, wo fette plastische Tone des Mittleren Juras und der Unteren Kreide oder tonige Sande des Alttertiärs von festen Schichten überlagert und wie diese von wasserführenden Klüften durchzogen sind. Solange die Schichtenfolge wie in Abb. 72 unberührt daliegt, finden keinerlei Bewegungen statt. Sobald aber der Ein-

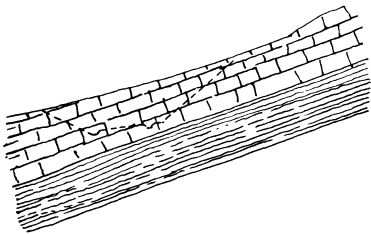


Abb. 72.

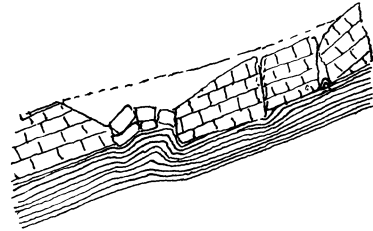


Abb. 73.

schnitt angelegt wird, verlieren die Deckschichten ihre Verspannung, zerreißen und pressen sich in die aufgeweichten liegenden Schichten ein (Abb. 73). Diese werden abwärts gedrängt und treiben alsdann sehr rasch die festen Schichten in der Einschnittssohle in die Höhe, worauf noch ein weiteres Vorrücken der bergseitigen Böschung in den Einschnitt hinein erfolgt. Diese Art der Ver-rutschung pflegt übrigens nur dann einzutreten, wenn die Mächtigkeit der in der Einschnittssohle lagernden festen Schichten über den Tonen oder Sanden eine geringe ist. Liegt aber die obere Grenze der letzteren tief unter dem Einschnitt, so ist eine Schädigung des letzteren nicht zu befürchten.

Sodann kann eine Rutschung im Untergrund eintreten, wenn unterhalb des Einschnittes eine Rutschfläche verläuft. Liegt diese sehr dicht unter der

Sohle des Einschnittes, so vollzieht sich die Bewegung ganz ähnlich wie im vorhergehenden Falle, doch pflegen sich die Hangendschichten zumeist nicht in die Rutschfläche einzupressen, sondern nur einfach auf derselben nach unten zu drängen. Es kommen jedoch nicht ganz selten auch Rutschungen auf tiefer liegenden Gleitflächen vor, welche indes zumeist nicht mit dem Einschnittsbau in ursächlichem Zusammenhange stehen. Möglich ist ein solcher, wenn durch den Einschnittsbau eine Zerklüftung der oberhalb liegenden festen Massen und damit ein stärkerer Wasserzugang zu der Rutschfläche hervorgerufen wird.

β) Vorbeugung und Abhilfe. Beide sind in den unter α) beschriebenen Fällen recht schwierig; und häufig wird nichts anderes übrig bleiben, als die Linie zu verschieben oder zu heben.

Falls die Oberkante der weichen Gesteine oder die Rutschfläche oben am Berge austreichen, so kann das früher beschriebene Abfangen des Wassers durch Längsgraben oder Sickerschlitze angewendet werden, doch ist damit zu rechnen, daß auch auf den festen Schichten selber noch Wasser durch Klüfte in den Untergrund eindringen. Liegt der Anlaß zur Rutschung im Vorhandensein der Rutschfläche, so läßt sich ein Teil derselben vom Einschnitt aufwärts in der unter 2, H, c, δ beschriebenen Weise durch Sickerstollen von Schächten aus trockenlegen und so zur Stützung der weiter oben liegenden Massen ausnutzen (Abb. 74).

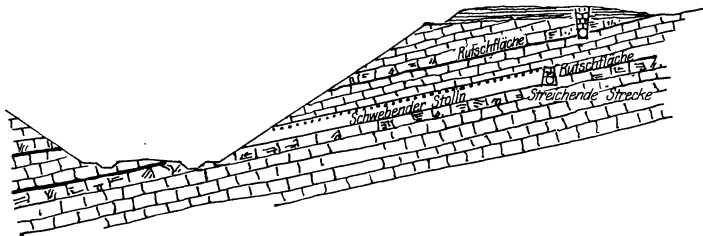


Abb. 74.

Ist die Rutschung zur Ruhe gekommen, was bisweilen dadurch veranlaßt wird, daß die abgerutschten Teile der Deckschichten sich in die liegenden Schichten fest eingepreßt und so einen Halt gefunden haben, so muß die Sohle des Einschnittes in ganz schmalen Querstreifen aufgeräumt, ein bis zwei Meter tiefer ausgehoben und mit Steinen sorgfältig ausgepackt werden. Sodann wird die etwa erforderlich werdende Wiederherstellung der normalen Einschnittsbreite in vorsichtiger Weise ohne Anwendung von Sprengarbeit durch Abspitzen der talseitigen Böschung vorgenommen. Die bergseitige Böschung greife man nur an, wenn dies wegen der Krümmungsverhältnisse der Linie unumgänglich nötig ist.

3. Auftreiben der Einschnittssohle. Nicht ganz selten tritt ein Auftreiben der Sohle auch ohne die unter b, α) beschriebenen Vorgänge ein, nämlich dann, wenn in der Sohle Trieb sand oder blähende Tone und Mergel freigelegt werden. Wird bei den geologischen Vorerhebungen festgestellt, daß derartige Gesteine in größerer Mächtigkeit und Ausdehnung auftreten, so daß deren Freilegung auch die Einschnittsböschungen gefährdet werden, so muß die Linie gehoben werden, damit das Anschneiden der gefährlichen Schichten vermieden wird. Ist aber die Mächtigkeit der letzteren nur gering, so genügt es, wenn sie auf ein bis zwei Meter Tiefe ausgekoffert und durch feste Steinpackung ersetzt werden.

Schließlich sei hier nochmals darauf hingewiesen, daß bei allen Rutschungen ein gründliches Studium der örtlichen Verhältnisse unumgänglich nötig ist, und daß die Behandlung jedes Einzelfalles sich diesen Verhältnissen anpassen muß.

4. Stütz- und Futtermauern.

a) Allgemeines.

Man unterscheidet Stützmauern, Futtermauern und Verkleidungsmauern.

Als Stützmauer bezeichnet man eine Mauer, welche dem Drucke geschütteten Bodens ausgesetzt ist (Abb. 75).

Als Futtermauer eine solche, welche anstehenden, nicht durch Menschenhand bewegten Boden hinter sich hat (Abb. 76).

Wenn sich hiernach eine grundsätzliche Unterscheidung auch ohne weiteres durchführen läßt, so werden bezüglich der Beanspruchung der Mauern doch vielfach Übergänge zwischen den beiden Arten vorhanden sein. Denn einerseits kann eine sorgfältig und langsam ausgeführte Schüttung aus gutem Material, z. B. scharfkantigem Schotter oder schwachtonigem Sand, bei fehlerfreier Abwasserung sehr rasch bezüglich der Druckfestigkeit die Eigenschaften des anstehenden Bodens annehmen, und andererseits kann anstehendes Gestein, etwa Flottlehm oder sehr feinkörniger mergeliger Sand, selbst bei Entwässerung ebenso druckhaft werden und ebenso zu Rutschungen neigen wie geschüttete Massen.

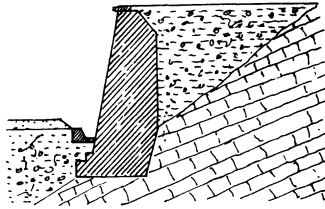


Abb. 75.

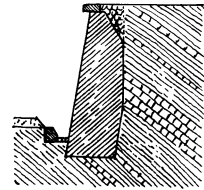


Abb. 76.

Verkleidungsmauern haben den Zweck, das hinter ihnen befindliche Gestein vor dem Einfluß von Wind und Wetter zu schützen.

Die Mauern können in Mörtel- und Trockenmauerwerk ausgeführt werden. Mörtelmauerwerk wird man zweckmäßig stets dann verwenden, wenn die Bodenmassen hinter den Mauern der Zusammenhaltszerstörung, Aufweichung und Volumvergrößerung durch Wasser oder dem Abgleiten auf Rutschflächen ausgesetzt sind.

Bezüglich der statischen Berechnung der Stütz- und Futtermauern sind im IV. Teil, Band 2, Abschnitt 3, Kapitel 2 die erforderlichen Mitteilungen gemacht.

b) Berücksichtigung der Bodenbeschaffenheit und Lagerung bei den Erddruckannahmen.

Während die Berechnung des Erddrucks bei der Ermittlung der äußeren Kräfte für die statische Untersuchung der Stützmauern keinerlei Schwierigkeiten bietet, ist sie für die Futtermauern nicht immer so leicht durchzuführen.

Dies findet seinen Grund darin, daß der natürliche Böschungswinkel und der Zusammenhalt in anstehenden Gesteinen sehr verschieden und abhängig vom Zustande und den Lagerungsverhältnissen der Gesteine sind. Infolgedessen kann denn auch der Druck, welchen ein und dasselbe Gestein auf die Futtermauer ausübt, ein sehr verschieden hoher sein. So kann der an und für sich im trockenen Zustande durchaus nicht druckhafte Schieferthon bei Durchfeuchtung sehr druckhaft werden. Ist er aber gar durch Gebirgsfaltung beansprucht gewesen, so steigert sich der Druck, welchen er auf die Futtermauer ausübt, ganz außerordentlich. Bei Bahnbauten in Württemberg und den Reichslanden im Bereich derartig gestörter, aber äußerlich ganz fest aussehender Tone des Juras ist wiederholt das Zurückgehen des natürlichen Böschungswinkels bis auf 5° beobachtet. Noch geringer kann der letztere bei Flottlehm im nassen Zustande werden.

Ferner können Rutschflächen aller Art, wie sie unter 2 D eingehend behandelt sind, die Entstehung sehr hohen Gebirgsdrucks auf die Futtermauern hervorrufen. Falls das Material solcher Rutschflächen in seifigen halbflüssigen Zustand versetzt ist, wird die gesamte oberhalb der Rutschfläche lagernde Gesteinsmasse gegen die Rückseite der Futtermauer vorrücken, einerlei, welchen Winkel die Rutschfläche mit der Wagerechten einschließt.

Hiernach wird man also bei den Berechnungen des die Futtermauern beanspruchenden Erddrucks in jedem Einzelfalle prüfen müssen, ob der natürliche Böschungswinkel des hinter der Futtermauer anstehenden Gesteins in der für dasselbe gewöhnlich angenommenen Größe in Rechnung gestellt werden darf, oder ob Gebirgsdruck und Wasserverhältnisse dazu zwingen, den Winkel erheblich kleiner anzunehmen.

Kommen Zusammenhaltsstörungen der Gesteine in Frage, so suche man nahegelegene Aufschlüsse in den gleichen Gesteinen zur Feststellung des Böschungswinkels auf. Sind Rutschflächen vorhanden, so ist deren Einfallwinkel als natürlicher Böschungswinkel des Gesteins hinter der Mauer anzunehmen, falls nicht etwa unterhalb der Rutschfläche Gesteine lagern, welche an und für sich einen kleineren Böschungswinkel besitzen als die Rutschfläche.

Ungünstige Erddruckverhältnisse werden einmal im Gebiet der Verwerfungstäler, ferner an den Berglehnen der Trias-, Jura-, Kreide- und Tertiär-Landschaft, endlich in den Grundmoränen des Diluviums zu befürchten sein.

c) Baustoffe.

Als Baustoffe für die Stütz- und Futtermauern kommen natürliche Gesteine, Ziegel, Beton und Eisenbeton in Betracht.

Unter den natürlichen Gesteinen sind erstlich alle diejenigen auszuschließen, welche Einschlüsse von Eisenkies und Mergel oder Zwischenlagen von Ton besitzen, ferner solche mit dünnplattiger Absonderung. Vortreffliches Baumaterial steht häufig namentlich im Gebiet des Hügel- und Gebirgslandes älterer Formationen auf den Berglehnen, auch wohl einmal auf den Talsohlen in Gestalt der großen an der Oberfläche umherliegenden Blöcke zur Verfügung. Diese Blöcke bezeugen schon dadurch, daß sie die Verwitterung von Jahrtausenden erfolgreich überstanden haben, ihre Festigkeit und Wetterbeständigkeit. Sie sind denn auch namentlich bei den neueren Alpenbahnen und bei den Bahnen des deutschen Mittelgebirges in ausgedehntem Maße zum Bau der Stütz- und Futtermauern verwendet und haben sich oft als fester und brauchbarer erwiesen als das aus Steinbrüchen gewonnene Material. Ebenso bieten die großen Blöcke des glazialen Diluviums, welche die Unbilden der Verfrachtung im Eise erfolgreich überstanden haben, sehr oft ein billiges und zuverlässiges Baumaterial.

Neben der Druck- und Wetterfestigkeit macht des weiteren ein hohes spezifisches Gewicht die natürlichen Bausteine für die Verwendung zum Bau der Stütz- und Futtermauern besonders geeignet, weil dadurch die Standfestigkeit des Mauerwerks erhöht wird. Falls daher nicht etwa ein unsicherer Baugrund die Verwendung breiterer Fundamente und Mauern aus leichterem Material zweckmäßig erscheinen läßt, so wird man unter den verfügbaren Materialien den schwersten den Vorzug geben, zumal die dadurch bedingte Erhöhung des Arbeitslohnes beim Bau nur sehr gering ist.

Als Festigkeit des Mauerwerks kann man im allgemeinen die Hälfte der Gesteinsfestigkeit annehmen.

In nachstehender Tabelle sind die Gewichts- und Festigkeitszahlen der häufiger vorkommenden Bausteine zusammengestellt, und zwar ist nur die Druckfestigkeit senkrecht zur Lager- oder Schichtfläche gemessen angegeben, da vorausgesetzt werden muß, daß die Steine ausschließlich lagerhaft und schichtgerecht in der Mauer versetzt werden.

Gestein	Spezifisches Gewicht	Druckfestigkeit in Atm.	
		mittlere	größte
Granit	2,6—2,7	1200	2200
Syenit	2,7—2,9	1200	2200
Quarzporphyr	2,65	1200	2000
Quarzfreier Porphy, Trachyt	2,6	900	1500
Porphyrit, Andesit	2,5—2,85	1200	2000
Gneis, fester Glimmerschiefer	2,6—2,8	1000	2000
Grauwacke	2,5	900	1500
Sandstein	2,4—2,7	800	1800
Kalkstein	2,7—2,8	800	1200
Dolomit	2,9	1000	1600
Quarzit	2,6	1000	4000

Als Gewicht des Mauerwerks können etwa 90 % des spezifischen Gewichts des fraglichen Gesteins angenommen werden.

Für die Herstellung der Stütz- und Futtermauern aus Ziegelmauerwerk vermeide man die Verwendung von Ziegelsteinen aus diluvialen oder alluvialen Lehm, da die Wetter- und Druckfestigkeit derselben eine geringe ist. Stehen keine anderen Steine zur Verfügung, so ist die Beanspruchung der Mauer auf Druck nur ganz gering anzunehmen, Zugbeanspruchung auszuschließen und in allen Fällen eine Verblendung mit besseren Formziegeln vorzusehen, damit wenigstens die Verwitterung der Außenfläche möglichst eingeschränkt wird. Sehr gutes Material für die Stütz- und Futtermauern stellen Feldbrandziegel aus Jura-Kreide oder Tertiärton dar, welche an der Baustelle von geübten Arbeitern hergestellt werden. Dabei ist jedoch mit einem Brandverlust von 10 bis 15 % zu rechnen.

Als Mörtel sollte Kalkmörtel nur in ganz trockenem Klima und beim Fehlen von Wasserzugängen in der Hinterfüllung, im übrigen stets verlängerter Zementmörtel oder Wasserkalkmörtel verwendet werden.

Über den Beton ist das Erforderliche in Teil IV, Band 3 mitgeteilt.

d) Mauerprofile.

Man unterscheidet Mauern mit Vollprofilen, ebenflächige Mauern mit Strebepfeilern und Mauern mit stehenden Gewölben zwischen Strebepfeilern. In seltenen Fällen sind auch Mauern mit liegenden Gewölben zwischen Strebepfeilern zur Ausführung gelangt. Die Futtermauern werden zumeist in Vollprofilen hergestellt.

Vollprofile. Hierbei sind wiederum zwei Gruppen, nämlich einmal Vollprofile mit lotrechter Vorderfläche und zweitens solche mit geneigter Vorderfläche zu trennen (Abb. 77 u. 79). Die Mauern mit lotrechter Vorderfläche, welche aus statischen Gründen eine größere Profilfläche erhalten müssen, kommen da zur Verwendung, wo entweder an der Vorderseite schon vom Mauerfuß ab möglichst viel freier Raum geschaffen werden muß, oder wo die lotrechte Wandfläche mit Rücksicht auf das Aussehen des Bauwerks erwünscht ist. Die erforderliche Sohlenbreite kann einmal dadurch erzielt werden, daß man an der Vorderseite Fundamentabsätze anlegt, deren Oberkanten durch eine Linie zu begrenzen sind, welche nicht flacher als 1 : 1 geböscht werden sollte. Vgl. Abb. 77.

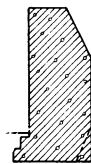


Abb. 77.

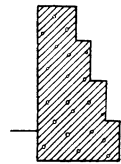


Abb. 78.

Sodann kann man die erforderliche Mauersohlenbreite in der Weise herstellen, daß man die Rückseite der Mauer mit Absätzen versieht, wie in Abb. 78 dargestellt ist.

Die statische Berechnung der Mauern führt man am besten in der Weise durch, daß man zunächst die obere und untere Wandstärke annimmt, danach ein Mauerprofil zeichnet, sodann die Stützzlinie konstruiert und die Fugenpressungen berechnet. Die obere Breite b kann man bei wagerechter Oberfläche der Hinterfüllung zu $b = 0,44 m + 0,2 h$, bei Überhöhung der Hinterfüllung zu $b = 0,44 m + 0,25 h$ annehmen. Die untere Breite B kann mit $0,47 h$ bis $0,5 h$ angesetzt werden. Je nach den Ergebnissen der statischen Berechnung wird dann der Querschnitt der Mauer zu verstärken oder zu verschwächen sein. Bei besonders ungünstigem Hinterfüllungsmaterial kann eine recht beträchtliche Verstärkung des unteren Mauerteils erforderlich werden, während andererseits bei dem Profil der Abb. 77 in vielen Fällen die einpunktigte Unterschneidung an der Rückseite zulässig sein wird.

Die Mauern mit geböschter Vorderfläche erfordern einen geringeren Materialaufwand als die eben besprochenen.

Im wesentlichen kommen 4 Formgruppen in Betracht, welche in den Abbildungen 79 bis 82 dargestellt sind.

Das einfache Trapezprofil der Abb. 79 hat in der Vorderfläche eine mäßige Neigung von $1 : \frac{1}{10}$ bis $1 : \frac{1}{5}$; stärkere Neigungen kommen nicht häufig vor.

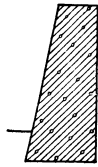


Abb. 79.

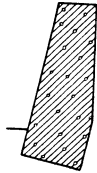


Abb. 80.



Abb. 81.

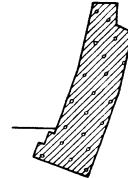


Abb. 82.

Das zweite Profil der Abb. 80 ist aus dem vorstehenden durch Unterschneidung der Rückseite hervorgegangen. Die Vorderseite ist nicht selten stärker, bis zu $1 : \frac{1}{3}$ geböschet. Recht häufig ist das Neigungsverhältnis $1 : \frac{1}{5}$ gewählt. Dem oberen Teil kann man an der Rückseite bei gutem Mauerwerk eine stärkere Abschrägung geben. Das Profil paßt sich der Lage der Stützzlinie besser an als Profil I und kann bis zu 11 % Ersparnis an Mauerwerk ermöglichen.

Profil III ist der vorteilhaften Lage der Stützzlinie noch weiter nachgebildet und läßt sogar eine Ersparnis an Steinmaterial von 20 % gegenüber dem ursprünglichen Trapezprofil zu.

Endlich ist in Profil IV noch eine weitere Mauerform dargestellt, bei welcher der obere Teil eine Knickung erfahren hat. Auch dieses Profil ist unter besonderer Berücksichtigung der Lage der Stützzlinie in der Mauer konstruiert. Statt des geknickten ist namentlich in England vielfach ein gleichmäßig gekrümmtes Profil verwendet.

Für die statische Berechnung nimmt man zunächst ebenso wie bei den Mauern mit lotrechter Vorderfläche ein Profil an, wobei die Neigung der Vorderfläche den örtlichen Verhältnissen entsprechend zu wählen ist. Dann erfolgt die Einzeichnung der Stützzlinie, die Ermittlung der Fugenpressungen und die Verbesserung des Profils nach den Ergebnissen dieser Ermittlungen.

Die obere Mauerbreite b kann man wieder vorläufig nach den Formeln $b = 0,44 m + 0,2 h$ und bei überhöhter Hinterfüllung $b = 0,44 m + 0,25 h$, die Sohlenbreite B bei der Trapezform zu $B = 0,32 h$, bei den übrigen Formen zu $B = 0,3$ annehmen.

Die Profile mit lotrechter Vorderfläche und Profil I der Abb. 79 werden vorzugsweise für Stützmauern, die Profile II, III, IV für Futtermauern und in den Fällen zu wählen sein, wo die Mauer unten als Futtermauer, oben als Stützmauer beansprucht wird. Will man die letzteren drei als reine Stützmauern

verwenden, so ist nicht zu vergessen, daß sie vor der Herstellung der Hinterfüllung standsicher sein müssen. Es darf also entweder nur eine geringe Unterschneidung der Rückseite angeordnet, oder es müssen in entsprechenden Entfernungen an der Rückseite Pfeiler gemauert werden, wie in Profil III durch Punktierung angegeben ist.

Ebenflächige Mauern mit Strebe Pfeilern.
Bei diesen Mauern ist jedes Wandfeld zwischen je zwei Strebe Pfeilern eingespannt, auf welche es einen Teil der wagerecht gerichteten Seitenkraft des Erddrucks übertragen kann (Abb. 83, 84).

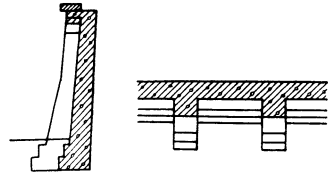


Abb. 83 u. 84.

Die Ersparnisse an Mauer material gegenüber den Mauern mit Vollprofil betragen nur etwa 5 bis 6%. Demgegenüber ist die Ausführung der Mauern mit Strebe Pfeilern eine kostspieligere, so daß im allgemeinen eine Geldersparnis bei der Verwendung der letzteren nicht zu erwarten ist.

Mauern mit stehenden Gewölben zwischen Strebe Pfeilern. Diese Mauern besitzen den Vorteil, daß die Mauerfelder zwischen den Pfeilern durch den Erddruck nicht auf Biegung beansprucht werden, sondern in ihrer Eigenschaft als Gewölbe nur Normalpressungen in den Fugen zu erleiden haben. Verbindet man die unteren Teile der Strebe Pfeiler noch durch liegende Gewölbe, auf welchen dann die stehenden Gewölbe der Zwischenpfeiler aufruhcn, so kann man das Gesamtgewicht der letzteren bei der Berechnung der Strebe Pfeiler mit in Rechnung stellen. Hierdurch und durch die verhältnismäßig geringen Abmessungen der stehenden Gewölbe lassen sich bei dieser Art von Mauern Materialersparnisse von 25 bis 30% gegenüber den Mauern mit Vollprofil erreichen, welche durch die kostspieligere Art der Bauausführung nur zum Teil ausgeglichen werden. Es ist daher hierbei im ganzen wirklich eine Geldersparnis möglich. Abb. 85 gibt eine Darstellung der bekannten großen Stützmauer auf Bahnhof Malsfeld, welche auf sehr ungünstigem Baugrunde — tertiärer plastischer Ton mit Rutschflächen aus Treibsand — errichtet worden ist.

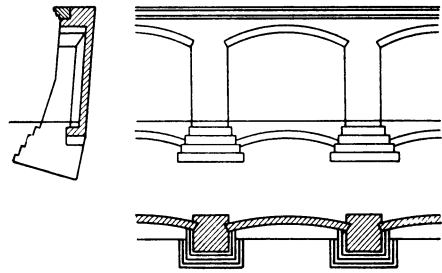


Abb. 85.

e) Die einzelnen Teile der Mauern.

Bei der Wahl der Abmessungen von Stütz- und Futtermauern darf nicht außer acht gelassen werden, daß in vielen Fällen nicht leicht vorauszusehende ungünstige Beanspruchungen des Bauwerks durch nachträglich recht stark anwachsenden Erddruck eintreten können, und daß unter Umständen auch der Baugrund eine unvorteilhaftere Beschaffenheit besitzen sowie nachträgliche Umwandlungen durch unvorhergesehene Wasserzugänge erleiden kann. Man wähle daher die Breiten der Fundamente stets recht ausreichend und stelle die letzteren aus besonders guten lagerhaften Bruchsteinen her, wenn nicht Ausführung in Ziegelsteinen vorgesehen ist. Bei zweifelhafter Ausbildung des Baugrundes nehme man lieber von einer Unterschneidung der Rückseite Abstand, namentlich wenn der Baugrund nicht trocken und schwierig zu entwässern ist. Im allgemeinen wird es des weiteren vorteilhaft sein, insbesondere bei gutem Mauer material, die Lagerfugen der Mauern senkrecht zur Vorderfläche anzuordnen.

Falls das aufgehende Mauerwerk an der Rückseite Absätze erhält, wie bei den Mauern mit lotrechter Vorderfläche, so sind die Absätze abzuschrägen und mit Zementputz abzugleichen. Mit Rücksicht auf Frost- und Wasserangriffe ist besondere Sorgfalt auf den Fugenverstrich an der Vorderseite zu verwenden. Des weiteren wird man zwar die Vorderflächen des Bruchsteinmauerwerks selbstverständlich nicht so eben gestalten können wie bei einer Mauer aus Haussteinen. Gleichwohl aber müssen insbesondere bei Mauern aus Sand- und Kalksteinen allzu große Unebenheiten weggespitzt werden, weil sie namentlich im Hochgebirge und bei kaltem und feuchtem Klima gefährliche Angriffspunkte für Frost und Regen bieten. Die aus solcher Nacharbeit erwachsenden geringen Mehrkosten machen sich durch den Fortfall sehr unbequemer und bei größerer Höhe der Mauer kostspieliger Unterhaltungs- und Erneuerungsarbeiten reichlich bezahlt.

Der oberste Teil des aufgehenden Mauerwerks muß selbst bei Mauern von geringer Höhe wenigstens 50 cm Stärke erhalten und in Zementmörtel ausgeführt werden, weil er bis auf ein Meter Tiefe und darüber durch den in die Hinterfüllung eindringenden Frost und die Ausdehnung des Füllmaterials stark beansprucht wird.

Zur Abdeckung der Mauerkrone verwende man Deckplatten aus schwerem, wetterbeständigem Gestein von 15 cm Stärke und möglichst großer Länge, welche 10 bis 15 cm über die Vorderkante der Mauer vorspringen (Abb. 86). Bei Ziegelmauerwerk können sie zur Not durch eine Ziegelrollschicht in Zementmörtel ersetzt werden.

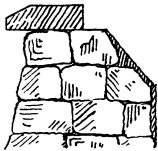


Abb. 86.

Bei der Wahl der Abmessungen der einzelnen Teile der Futtermauern wird ja im allgemeinen berücksichtigt werden dürfen, daß das hinter der Mauer anstehende Gesteinsmaterial einen mehr oder minder großen Zusammenhalt besitzt. Dabei sind indes, wie hier nochmals hervorgehoben werden mag, sorgfältig die örtlichen Verhältnisse, namentlich Verwitterung des

Gesteins, Wasserzugänge und deren Einwirkung bei Stauung hinter der Mauer, Rutschflächen und Lagerungsstörungen in Betracht zu ziehen. Da in sehr vielen Fällen mit dem Vorhandensein derartiger Unregelmäßigkeiten im Gestein hinter der Mauer zu rechnen ist, lassen sich allgemeine Regeln für die Minderabmessungen der Futtermauern gegenüber den Stützmauern nicht geben. Vielmehr muß das Studium der natürlichen Böschungen in den Aufschlüssen der Umgebung der Baustelle die Unterlagen für die statische Berechnung der Futtermauern liefern. Vgl. b.

f) Die Abwässerung.

Zunächst ist der hinter der Mauer befindliche Erdkörper trocken zu halten. Zu dem Zwecke legt man in der Mauer in nicht zu geringen Abständen — etwa alle 5 bis 10 m — Entwässerungsrohre ein, oder man spart kleine Entwässerungs-

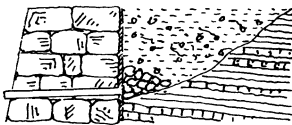


Abb. 87.

kanäle von 10 bis 15 cm Weite und Höhe im Mauerwerk aus. Diese Abwässerungen müssen an der Rückseite der Mauer in Höhe der undurchlässigen Schicht liegen und entweder wagrecht oder bei stärkeren Wasserzugängen mit schwachem Gefälle nach vorn verlaufen. Ist das Gestein hinter der Mauer feinkörnig und lose, so ist vor jedem Einlauf der Kanäle eine kleine Geröllpackung anzubringen (Abb. 87).

Bei besonders starken Wasserzugängen sind auf der undurchlässigen Erdschicht Sickerkanäle anzulegen, welche das Wasser nach den Entwässerungskanälen in der Mauer hinführen.

Zweitens ist die Mauer selbst vor Nässe zu schützen, was am besten durch sorgfältigen Fugenverstrich der Vorder- und Rückseite mit Zementmörtel erfolgt.

Drittens kann es bei erweichbarem oder überhaupt leicht löslichem Baugrunde erforderlich werden, auch das Gelände am äußeren Mauerfuß zu entwässern. Dies wird durch Anlage von Dränagen, Sickerschlitzen oder offenen Gräben erreicht, denen man auch die aus den Entwässerungskanälen der Mauer ausfließenden Wasser zuführt. Überhaupt soll für gute Ableitung dieser letzteren in einen angemessenen großen Graben oder Sickerschlitze vor dem äußeren Mauerfuß auch dann gesorgt werden, wenn der Baugrund fest und gegen den Einfluß des Wassers unempfindlich ist.

g) Hinterfüllung.

Die Hinterfüllung der Mauern ist in einzelnen 30 bis 40 cm starken Lagen aufzubringen, welche entweder wagerecht liegen oder nach hinten von der Mauer abgekehrt verlaufendes schwaches Gefälle erhalten und gestampft werden. Ist das Hinterfüllungsmaterial nicht besonders gut und sind Wasserzugänge von größerer Menge zu befürchten, so ist es sehr vorteilhaft, wenn man unmittelbar hinter der Mauer Steinschlag oder Kies zur Schüttung verwenden kann. Mit dem Aufbringen der Hinterfüllung darf erst einige Tage nach der Fertigstellung der Mauern begonnen werden.

Futtermauern mauert man möglichst satt an das hinter ihnen anstehende Gestein an. Muß doch noch ein schmaler Schlitz während des Baues hinter ihnen offen bleiben, so verfülle man ihn mit nicht zu feinkörnigem Material nach und nach mit dem Hochbringen des Mauerwerks, aber so, daß stets das zuletzt gemauerte Meter Höhe der Rückseite freistehend bleibt. Ist der Schlitz zwischen der Mauer und dem Gebirge nach oben hin so breit, daß das Ausfüllungsmaterial einen Druck auf das frisch hergestellte Mauerwerk ausüben könnte, so darf die Verfüllung erst einige Tage nach der Fertigstellung der Futtermauer vor sich gehen, und zwar in recht langsamem Zeitmaß.

h) Bauzeit für bestimmte Fälle.

Bei Futtermauern, welche vor an und für sich ziemlich standfestem aber durch Wasserzugänge leicht erweichbarem Gestein, namentlich Tonen des Jura, der Unteren Kreide und des Tertiärs, aufgeführt worden sind, ist es nicht selten vorgekommen, daß diese Gesteine nachträglich sehr druckhaft wurden. Dies kann sehr leicht dann eintreten, wenn die Herstellung der Geländeabtragung für die Mauer, also der Anschnitt der Tone und die Aufführung der Mauer, bei nasser Witterung erfolgt. Durch die Feuchtigkeit der Luft und durch den Regen werden die frischen Anschnitte des Tones erweicht und ihr Zusammenhalt gestört. Die Lockerung und Durchfeuchtung dringt ziemlich rasch nach rückwärts vor, und nach der Aufführung der Mauer wirkt das hinter ihr eindringende Wasser immer ungünstiger auf das Gestein ein. Man wähle deshalb in solchen Fällen eine möglichst trockene Jahreszeit für die Bauausführung, stelle den Anschnitt der Tone nur in kurzen Strecken her, beginne unmittelbar darauf mit der Aufmauerung der Futtermauer, welche in verlängertem Zementmörtel ganz satt an den Tonanschnitt anzumauern ist. Läßt sich diese Art der Herstellung nicht durchführen, so bleibt nichts übrig, wie dem Tonanschnitt eine flache Böschung zu geben und die Mauer mit Steinschlag zu hinterfüllen, welcher sehr langsam einzurollen ist. Letztere Bauweise ist natürlich auch dann zu wählen, wenn die Tone nicht geschlossen, sondern gestört gelagert und von Spaltrissen durchzogen sind. Zur Frostzeit, selbst wenn nur Nachtfröste auftreten, sollte die Aufführung von Futtermauern vor Tonablagerungen niemals stattfinden.

i) Verkleidungsmauern.

Verkleidungsmauern erhalten in Ziegelmauerwerk oben eine Stärke von $1\frac{1}{2}$ Stein, unten eine solche von $1\frac{1}{2}$ Stein + 0,1 h, worin letzterer Wert auf halbe Steinstärken abzurunden ist, und h die Mauerhöhe bedeutet. In Bruchsteinmauerwerk ist die obere Stärke = 0,4, die untere = $0,4 + 0,1 h$ anzunehmen. Die Neigung der Vorderfläche richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Die Mauer ist satt ans Gebirge anzumauern. Etwa an der Vorderfläche des zu deckenden Gebirges austretende Wasser sind durch die Mauer nach außen zu führen. Wird die Mauer zwischen zwei vorspringenden Bänken festerer Gesteine vor weicherer Schichten angebracht, so ist dafür zu sorgen, daß sie oben dicht an die vorspringende Gesteinsmasse anschließt, und daß diese etwas überragt, wie in Abb. 88 angegeben ist.

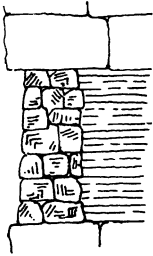


Abb. 88.

k) Trockenmauern.

Sorgfältig hergestellte Trockenmauern können bei festeren, ruhig gelagerten Gesteinen und Hinterfüllung aus wasserbeständigem Material recht wohl als Stützmauern, namentlich aber als Futtermauern Verwendung finden, falls lagerhafte Bruchsteine zur Verfügung stehen. Es darf dabei indes nicht vergessen werden, daß sie das hinter ihnen liegende Gestein vor Wasserzugängen von außen her nicht zu schützen vermögen, und daß ihre Schubfestigkeit infolge des Fehlens von Mörtel in den Mauerfugen nur recht gering ist.

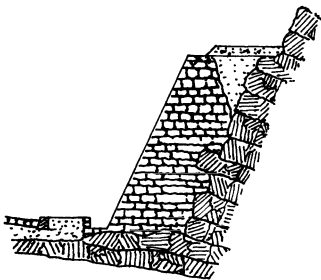


Abb. 89.

Als Mauerstärken wählt man das $1\frac{1}{4}$ bis $1\frac{2}{3}$ fache der Stärken von Mörtelmauern, die demselben Zwecke dienen würden.

Die Trockenmauern sind in gutem Steinverbande aus großen Stücken herzustellen, die Fugen mit Moos auszulegen und kleine Hohlräume mit Steinstücken gut zu verzwicken. Insbesondere ist auf gute Fugenfüllung an den Vorderflächen Bedacht zu nehmen, damit nicht gar zu viel Feuchtigkeit eindringen und der Frost zu große Zerstörungen verrichten kann (Abb. 89).

5. Sonstige Nebenanlagen.

Als solche kommen erstlich Schutzanlagen gegen Wasser, Schneeverwehungen, Lawinen und Wind, Steinschläge und Felsstürze sowie Einfriedigungen in Betracht. Diese sind sämtlich im II. Teil, Band 2, Nr. 7 beschrieben worden.

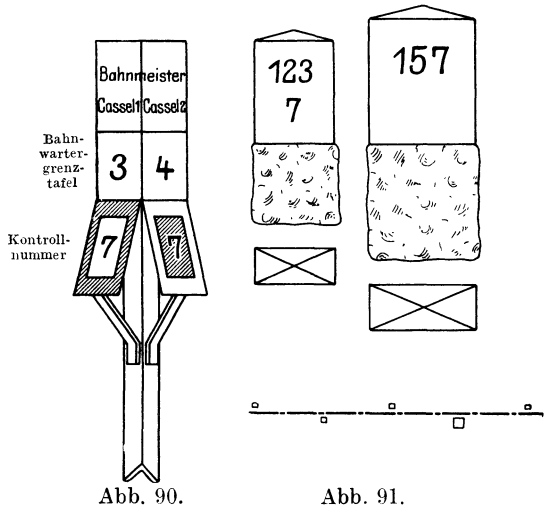
Zweitens sind noch die Abteilungsbezeichnungen und die Neigungs-, Krümmungs- und sonstigen Angaben der Strecken zu berücksichtigen, welche bei den einzelnen Bahnen in recht verschiedener Weise ausgestaltet sind. Als Beispiele sind nachfolgend solche der preußisch-hessischen Staatsbahnen beschrieben.

a) Abteilungszeichen.

α) Die Bahnwärterbezirke werden von einem Punkte der Strecke beginnend mit arabischen Ziffern numeriert, welche an der zugehörigen Wärterbude angebracht sind. Die Grenze je zweier Bezirke ist durch einen Pfahl bezeichnet, welcher aus einem Winkeleisen mit Erdkreuz besteht und an den

beiden Schenkeln die Nummern der nebeneinander liegenden Wärterbezirke trägt. Unter den Bezirksnummern sind zwei kleine Blechpulte angebracht, die zum Aufhängen der Wärterkontrolltäfelchen dienen.

β) Die Bahnmeisterbezirke sind gleichfalls durch einen Pfahl wie unter α) beschrieben begrenzt. Abb. 90 stellt einen solchen Grenzpfahl für den Fall dar, daß die Grenzen je zweier Bahnmeister- und Wärterbezirke zusammenfallen, so daß an ein und demselben Pfahle die Nummern der Bahnmeistereien, der Wärterbezirke und die Kontrolltäfelchen der Wärter angebracht werden können.



γ) Die Längeneinteilung der Bahnstrecken erfolgt mittels der 100-m- und 1000-m-Steine, welche an beiden Seiten der Bahn abwechselnd übereck aufgestellt werden.

Die 100-m-Steine erhalten oben die Kilometerzahl, darunter die Hektometerzahl, beide parallel zur oberen Steinkante; die 1000-m-Steine die Kilometerzahl senkrecht zur oberen Steinkante (Abb. 91).

b) Neigungszeiger und Krümmungstafeln.

α) Die an den Gefällwechsellpunkten stehenden Neigungszeiger bestehen aus einem \perp -Eisen mit einem Erdkreuz, an welchem in Augenhöhe die aus Blech gebildeten Zeigerarme angebracht sind. Letztere können einmal parallel zur Bahnachse liegen und tragen die Bezeichnung des Neigungsverhältnisses,

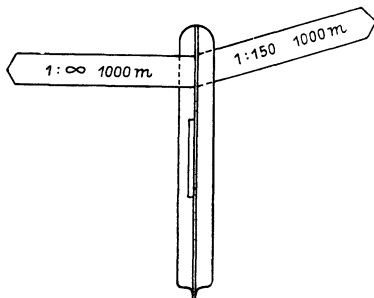


Abb. 92.

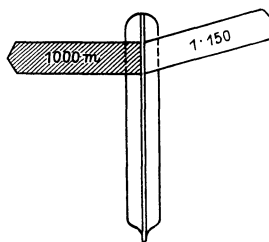


Abb. 93.

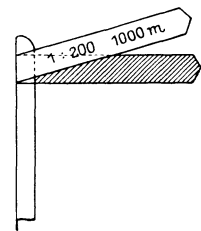


Abb. 94.

sodann die Länge des Streckenabschnittes, für welchen die Neigungsangabe gilt. Unterhalb der Zeigerarme sind rechtwinklig zur Bahnachse Blechtafeln angebracht, die den wagerechten Verlauf der Strecke durch das Zeichen ■■■■, Steigen und Fallen durch das Zeichen ■■ erkennen lassen (Abb. 92).

Sodann können die Zeigerarme senkrecht zur Bahnachse liegen. In diesem Falle ist die Bezeichnung der Steigung und deren Länge wie in Abb. 93 vorzunehmen.

Drittens können die Zeigerarme bei Raummangel beide nach einer Seite gerichtet sein, sie stehen dabei senkrecht zur Bahnachse (Abb. 94).

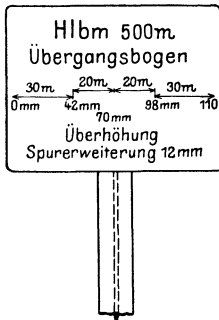


Abb. 95.

Ausnahmsweise werden die Neigungszahlen auch nur auf einer viereckigen Holz- oder Blechtafel angegeben, wenn großer Raumangel die Aufstellung der Neigungszeiger verhindert.

β) Die Krümmungstafeln, welche Anfang und Ende einer Bahnkrümmung bezeichnen, stehen im allgemeinen auf der Mitte des Übergangsbogens, also am Anfang des ursprünglichen Bogens auf dessen Außenseite neben dem Schotterbette. Abb. 95 verdeutlicht eine solche Krümmungstafel aus Blech, deren Ständer ebenso wie bei den Neigungszeigern aus einem \perp -Eisen gebildet ist.

c) Sonstige Streckenzeichen.

α) Warnungstafeln mit entsprechender Inschrift sind an Fahrwegübergängen mit und ohne Schranken und an Fußwegübergängen mit Drehkreuz aufgestellt und bestehen aus Holz, Zinkblech oder schmiedbarem Guß mit Schmelzüberzug.

β) Feste Gegenstände, welche mit einzelnen ihrer Teile einen geringeren Abstand als 2,20 m von der nächsten Gleismitte haben, werden auf diesen Teilen durch einen weißen Anstrich gekennzeichnet. Bei geringer Stärke des Gegenstandes, z. B. bei Laternenpfählen, Gittermasten usw., wird derselbe im ganzen Umfange weiß gestrichen.



β) Merktafeln vor Vorseignalen haben gewöhnlich etwa 1,5 m Abstand von den letzteren. Sie werden aus 3 oder 4 nebeneinander stehenden Schwellen oder einer Blechtafel gebildet und erhalten einen schwarzweißen Anstrich wie in Abb. 96.

δ) Außer den voraufgeführten kommen noch die für den Zugdienst erforderlichen Merkzeichen, also die Signale in Betracht, welche in Teil II, Band 7 unter Sicherungsanlagen behandelt sind.

III. Kreuzung von Eisenbahn und Wasserlauf. Durchlässe.

a) Allgemeines.

Mittels der Durchlässe werden erstlich bereits vor dem Bau der Bahn vorhandene, deren Achse kreuzende Wasserläufe, zweitens Seitengräben der Bahn und drittens oberhalb des Bahndamms sich sammelnde Wasser unter dem Bahnkörper, ebenso Parallelgräben unter den Rampen der Übergänge in Schienenhöhe durchgeführt.

Es ist ferner erforderlich, schon gelegentlich der ausführlichen Vorarbeiten zu prüfen, ob nicht auch in solchen Geländerrinnen, welche bis dahin von keinerlei Wasser durchflossen worden sind, vorsorglich einfache Rohrdurchlässe im Bahnkörper anzulegen sind, welche bei späteren Veränderungen der Wasserhältnisse auf der Bergseite der Bahn die ungestörte Abführung der Wasser vermitteln und Stauungen hinter dem Damm verhüten können. Man bedenke dabei, daß die nachträgliche Einlegung solcher Durchlässe bei Eisenbahnen weit schwieriger ist als bei Straßen.

Im allgemeinen wird man die Durchlässe unmittelbar in das Bett des Wasserlaufs bzw. in den tiefsten Punkt der Geländerrinne legen. Eine Abänderung dieser Lage kann einerseits zwecks Erzielung rechtwinkliger Kreuzung von Bahn und Wasserlauf, andererseits infolge sehr schlechten Baugrundes erforderlich werden. Sodann kann durch Zusammenziehung zweier oder mehrerer Wasserläufe in einen Durchlaß in manchen Fällen eine erhebliche Ersparnis an Bau- und Unterhaltungskosten erzielt und dadurch die vorteilhafteste Lage des Bauwerks bedingt werden.

b) Arten von Durchlässen.

In Betracht kommen Rohrdurchlässe, Plattendurchlässe, gewölbte Durchlässe, offene Durchlässe mit eisernem Überbau, Düker.

c) Durchflußprofile.

Diese sind so groß zu wählen, daß kein zu starker Stau vor dem Einlauf und keine zu große Geschwindigkeit des Wassers im Durchlaß selbst und damit keine Spülbeschädigungen des Bauwerks eintreten können. Im allgemeinen wird sich die Durchlaßweite ohne theoretische Berechnung — siehe Teil IV, Bd. 2, Abschn. 1, Kap. 3 — durch Beobachtung des Wasserlaufs und dessen Gefälle und durch Vergleich mit andern unter gleichen Verhältnissen erbauten Durchlässen bestimmen lassen, wobei indes etwa später zu erwartende Vergrößerungen der Durchflußmengen zu berücksichtigen sind. In zweifelhaften Fällen darf selbstverständlich die Berechnung der Weite des Bauwerks nicht unterlassen werden.

Für Rohrdurchlässe findet man die Lichtweite des Rohres mit völlig befriedigender Genauigkeit aus der Formel $d = 1,13 \sqrt{\frac{Q}{v}}$, worin Q die Durchflußmenge in Kubikmetern, v die Sekundengeschwindigkeit in Metern bedeutet. Letztere kann man entweder den Ortsverhältnissen entsprechend annehmen, oder durch probeweises Einsetzen verschiedener Werte in die Dareysche Druckhöhenverlust-Formel ermitteln.

Dabei ist zu beachten, daß der Durchmesser der Rohre insbesondere bei größeren Durchlaßlängen, also unter hohen zweigleisigen Dämmen der Hauptbahnen zweckmäßig nicht unter 40 bis 50 cm gewählt werden soll, weil sonst die Beseitigung etwaiger Verstopfungen der Rohre fast unmöglich wird.

Für gewölbte und offene Durchlässe ermittelt man die Durchflußweite bis zu 5 m mit zuverlässiger Genauigkeit aus der Formel

$$Q = 3,77 b \left(\frac{2}{3} s + h \right) \sqrt{s + k}.$$

Darin ist Q die Wassermenge in Kubikmetern, s der Stau in Metern, h die Tiefe des ungestauten Wasserlaufs in Metern, $k = \frac{v^2}{g}$ mit v der Geschwindigkeit in Sekundenmetern im Wasser oberhalb des Bauwerks und $g = 9,81$, b die Durchflußweite in Metern.

Bei der Berechnung nimmt man den Wert von b oder s an.

Es ist üblich, gelegentlich der Entwurfsbearbeitung der Neubaulinien Regelquerschnitte der Durchlässe für die verschiedenen in Betracht kommenden Wassermengen aufzustellen, die jedoch in jedem einzelnen Fall Form- und Größenänderungen erleiden können.

d) Rohrdurchlässe.

Diese gelangen als Muffenrohre aus Steingut, Beton, Eisenbeton und Gußeisen zur Ausführung.

In seltenen Fällen sind sie auch aus Holz hergestellt worden. Ihre Verwendungsmöglichkeit ist insofern eingeschränkt, als sie einmal genügend hohe Überschüttung als Frostschutz besitzen müssen, während andererseits die Rohre aus Steingut und Beton keine zu hohe Überschüttung erhalten dürfen, was jeweils durch Berechnung leicht festgestellt werden kann.

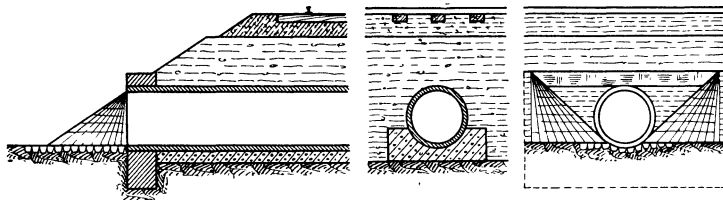


Abb. 97.

Die Sohle des Rohres legt man, sofern es sich nicht um felsigen Boden handelt, in Geländehöhe und nicht, wie es besonders früher geschehen ist, tiefer, damit Sinkstoffablagerungen im Rohr selbst möglichst vermieden werden.

Bei festem, nicht zusammendrückbarem Untergrund kann das Rohr ohne weiteres auf den von der Grasnarbe befreiten Erdboden verlegt werden. Andernfalls erhält es eine Unterbettung aus magerem Stampfbeton. Die Herstellung einer kleinen Herdmauer unter dem Ober- und Unterhaupt des Durchlasses ist auch da zu empfehlen, wo die Unterbettung fehlt. Vor dem

Oberhaupt muß namentlich dann, wenn der zu unterführende Wasserlauf wechselnde Wasserstände besitzt und leicht lösliches Gestein durchschneidet, ein Schlammfang aus Mauerwerk oder Beton angebracht werden, dessen Fassungsraum nach den vom Wasser mitgeführten Sinkstoffmengen zu bemessen ist. Bei schlechtem Untergrund ist außerdem um den Schlammfang herum Pflasterung anzulegen, damit eine Unterspülung des Bauwerks vermieden wird. Auch der Auslauf des Rohres erhält in den meisten Fällen eine Pflasterung.

Oberhaupt und Unterhaupt werden in der gleichen Weise wie bei Platten- und gewölbten Durchlässen entweder durch eine Stimmmauer allein gebildet, oder noch durch Hinzufügung von Böschungsflügeln weiter verstärkt und gegen Angriffe durch Stöße und Witterungseinflüsse gesichert.

Abb. 97 stellt einen solchen Rohrdurchlaß in Schnitt und Ansicht dar.

Nur bei Durchführung von ganz kleinen Wasserläufen unter Bahnen untergeordneter Bedeutung können Ober- und Unterhaupt ganz fortgelassen werden.

e) Plattendurchlässe.

Die Plattendurchlässe, welche insbesondere da zur Anwendung gelangen, wo für die Rohrdurchlässe nicht genügende Überschüttungshöhe vorhanden ist, besitzen bei gleicher Lichtweite 25 bis 30% größeren Fassungsraum, erfordern aber nicht unerheblich höhere Anlagekosten, als die Rohrdurchlässe. Sie bestehen im allgemeinen aus 1 oder 2, sehr selten 3 Öffnungen, deren Einzellichtweite das Maß von 1 m nie überschreitet. Die Wangen und Pfeiler werden aus Mauerwerk oder Beton, die Deckplatten aus Haustein oder Beton

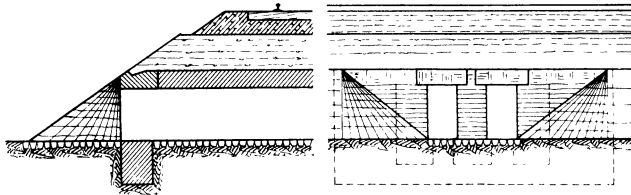


Abb. 98.

hergestellt. Die Sohle ist stets durch Pflasterung zu befestigen, welche zweckmäßig am Ober- und Unterhaupt, bei sehr langen Durchlässen auch in der Mitte eine Unterstützung durch eine Herdmauer erhält.

Bei schlechtem Baugrund ist für das Pflaster eine Unterbettung aus Kies, Steinschlag oder Magerbeton vorzusehen. Bezüglich der Stirn- und Flügelmauern, des Schlammfanges und der Pflasterung vor dem Ober- und Unterhaupt gilt das hierüber bei den Rohrdurchlässen Gesagte. Vorstehend Darstellung eines Plattendurchlasses mit 2 Öffnungen (Abb. 98).

f) Gewölbte Durchlässe.

Die allgemeine Anordnung und die statische Berechnung der einzelnen Teile dieser Bauwerke ist die gleiche, wie diejenige der größeren gewölbten Steinbrücken, von denen sich die gewölbten Durchlässe im wesentlichen nur durch geringere Abmessungen unterscheiden. Sie dienen vorwiegend der Durchführung eines Wasserlaufs, seltener eines Fußweges oder eines einspurigen Fahrweges.

Bei den nachfolgend behandelten Durchlässen für Wasserläufe wird die Sohle zweckmäßig in Höhe der Bach- oder Grabensohle, nicht aber tiefer

gelegt, damit Sinkstoffablagerungen im Durchlaß selbst tunlichst vermieden werden. Das Gefälle der Sohle wird im allgemeinen demjenigen des Geländes und damit bei den in ihrer bisherigen Lage belassenen Wasserläufen mehr oder weniger auch deren Gefälle folgen müssen — vgl. übrigens den folgenden Abschnitt g.

Als Baustoff ist je nach der Belegenheit des Durchlasses Bruchstein, Ziegelstein oder Beton zu verwenden. Bei größeren, wenn möglich auch bei geringeren Überschüttungshöhen wird am besten Zementmörtel verwendet, sofern die Dammschüttung das Bauwerk sehr bald nach seiner Fertigstellung überschreitet. Andernfalls genügt bei guter Ausführung verlängerter Zementmörtel (Abb. 99).

Das Gewölbe erhält die Form des Kreisbogens oder der Stichkappe mit starkem Pfeil. Bei sehr hohen und dementsprechend an der Sohle sehr breiten Dämmen kann man dem Gewölbe aber auch den Widerlagern entsprechend der nach den Endigungen des Durchlasses hin abnehmenden Beanspruchung verschiedene Stärken geben, wodurch erhebliche Baustoffersparnis ohne Vermehrung der Arbeitslöhne erreicht wird. Unter

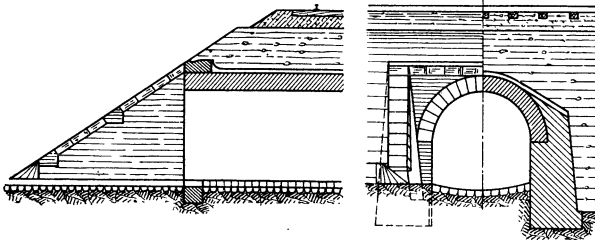


Abb. 99.

hohen Dämmen ist ferner häufig die Form des Druckliniengewölbes zur Anwendung gelangt. — Mosel- und Fischbachbahn, Rheinische Bahn, Badische Bahnen. —

Die Sohle erhält stets auch bei Felsuntergrund kräftig als flache Rinne mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15}$ Pfeil ausgebildete Pflasterung, erforderlichen Falles mit einer Unterlage von Magerbeton oder Steinschlag, ebenso am Ober- und Unterhaupt eine Herdmauer. Übersteigt das Sohlengefälle den Betrag von 5° , so müssen auch im Durchlaß selbst in 5 bis 10 m Abständen je nach den Untergrundverhältnissen weitere Herdmauern angebracht werden. Bei langen kleineren Durchlässen bis zu 1,5 m Lichtweite empfiehlt sich die Anlage eines Schlammfanges vor dem Oberhaupt, sofern der Wasserlauf viele Sinkstoffe führt und am Durchlaß eine Gefällverringerung erfährt. Stirnmauer und Flügel dürfen an beiden Hauptern nicht fehlen.

Zwecks Erzielung eines guten nicht zu plötzlich verengten Einlaufes des Hochwassers, zum Schutz der Dammschlüsse, aber auch zur Materialersparnis werden die Flügel gern als nach außen abgelenkte Böschungsflügel ausgebildet.

In England, Frankreich und Italien hat man des öfteren versucht eine Baustoffersparnis durch Ausbildung des Mauerwerks der Widerlager, Stirnen und Flügel mit Rippenfeilern und gekrümmten Flächen herbeizuführen. Diese Ausführung setzt die Verwendung sehr geübter Arbeiter und Aufseher und vieler Schablonen voraus, und die Ersparnis an Baustoffen wird fast immer durch den höheren Betrag der Arbeitslöhne ausgeglichen.

g) Durchlässe mit stark geneigter Sohle.

Plattendurchlässe mit starkem Gefälle werden zweckmäßig als gedeckte Kaskaden wie nachstehende Abbildung eines solchen auf der Berninabahn ausgeführten Durchlasses ergibt, ausgeführt (Abb. 100).

Bei gewölbten Durchlässen ist zu beachten, daß das ganze in der Neigung liegende Bauwerk das Bestreben hat, nach unten zu gleiten, daß also das Unterhaupt starken Druck erhält. Man legt deshalb diese Durchlässe wenn möglich so an, daß ihr Unterhaupt in einer Stützmauer gehörigen Halt findet. Sodann beansprucht das den Durchlaß mit starkem Gefälle und großer Geschwindigkeit durchströmende Wasser alle Teile des Bauwerks in hohem Maße. Deswegen müssen Einlauf und Mauerwerk des Durchlasses sehr sorgfältig

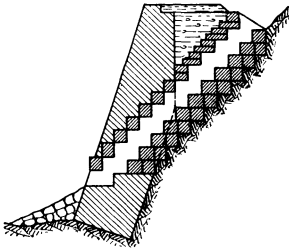


Abb. 100.

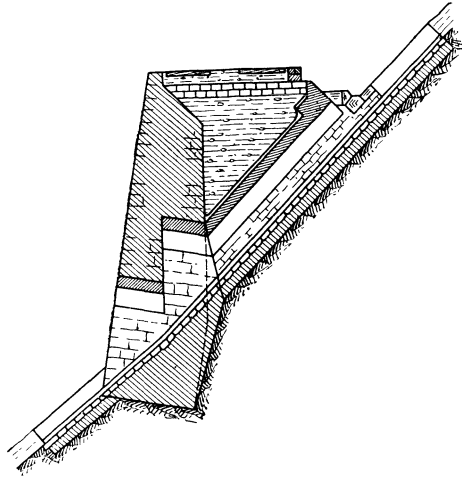


Abb. 101.

und in kräftigen Abmessungen hergestellt werden. Das Bauwerk darf in keinem Falle auf geschüttetem Boden gegründet und die Sohle wird bei nicht ganz festem Gebirge nicht nur am Unterhaupt, sondern auch weiter oben mit starken Fundamentabsätzen in den Baugrund einzuzahnen sein.

Nachstehende Abbildung gibt die Anordnung eines derartigen Durchlasses der Brennerbahn wieder (Abb. 101).

h) Offene Durchlässe mit eisernem Überbau.

Diese Durchlässe, welche namentlich bei ganz geringer Konstruktionshöhe Verwendung finden, stellen die kleinsten eisernen Brücken dar. Die einfache Ausführung des Überbaus, der Flügelmauern und der Sohle gibt zu besonderen Bemerkungen keinen Anlaß.

i) Düker.

Liegt die Sohle des von der Bahn gekreuzten Wasserlaufs so hoch, daß seine direkte Unterführung nicht möglich ist, so muß seine Sohle unter der Bahn gesenkt werden, und die Durchleitung mittels Düker erfolgen.

Ein solches Bauwerk bietet namentlich, wenn es sich um die Unterführung etwas beträchtlicherer Wassermassen handelt, bisweilen einige Ausführungs- aber auch Unterhaltungsschwierigkeiten und erfordert nicht selten recht hohe Anlagekosten.

Es empfiehlt sich deshalb zunächst zu untersuchen, ob es nicht möglich und zweckmäßig ist, den Wasserlauf zu verlegen und auf der Hangseite der Bahn neben dieser bis dahin weiter zu führen, wo seine Unterführung mittels eines gewöhnlichen Durchlasses erreicht werden kann.

Der eigentliche Dükerkörper wird als Guß- oder Flußeisenrohr — erforderlichen Falles 2 oder 3 Röhre nebeneinander —, sodann als gemauerter Kanal von Röhren- oder Durchlaßprofil, oft auch aus Beton oder

Eisenbeton ausgeführt, wobei häufig das Eiprofil gewählt ist. Aus früherer Zeit sind noch einige Dücker vorhanden, welche lotrechte Wangenmauern und eine abgedichtete Balkendecke besitzen. Diese Anordnung ist indes heute nicht mehr gebräuchlich. Größte Sorgfalt ist bei Eisen- und Betonrohrdückern auf die Dichtung der Stöße, bei den massiven Dückern auf die Wasserdichtigkeit der Sohle, der Widerlager und des Gewölbes zu verwenden.

Bei der statischen Berechnung ist zu berücksichtigen, daß der Dückerkörper einmal von innen durch den Wasserdruck, sodann von außen durch den Erddruck des Bahnkörpers und durch die Raddrücke der Züge beansprucht werden kann, wobei die Möglichkeit besteht, daß beide Beanspruchungen gleichzeitig oder einzeln wirken.

Der Einlauf wird aus Mauerwerk oder Beton mit geneigter Sohle oder als wehrartiger Abfall, bzw. als Kaskade, der Auslauf aus den gleichen Baustoffen als lotrechter Schacht oder mit ansteigender Sohle hergestellt. Einigemale sind auf mitteldeutschen und englischen Bahnen Ein- und Auslauf als Röhrenkonstruktion ausgebildet worden.

Führt der Wasserlauf viele Sinkstoffe, so ist entweder in der Sohle des Einlaufs oder oberhalb des Einlaufs im Bachbett ein Schlammfang der gleichen Anordnung wie bei den gewöhnlichen Durchlässen einzulegen, dessen Ablagerungen rechtzeitig ausgeräumt werden müssen.

Bei geringen Abmessungen dieses Schlammfanges — bis zu 75 cm Weite — kann man in ihn in gleicher Weise wie bei kleinen Straßenkanaleinlässen

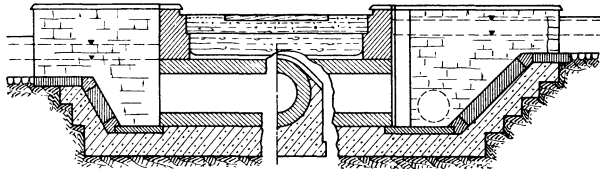


Abb. 102.

einen eisernen Kasten einsetzen, welcher mit seinem Inhalt leicht herausgehoben, entleert und wieder eingesetzt werden kann.

Sind die vom Wasserlauf mitgeführten Sinkstoffe teilweise sehr grobkörnig und ist zu befürchten, daß das Wasser sie im Auslauf nicht zu heben vermögen wird, so ist im Einlauf vor der Dückeröffnung ein Gitter anzubringen, welches grobe Gerölle, sperrige Holzteile usw. abfängt.

Endlich sind bei allen Dückern, bei welchen eine starke Verunreinigung oder gar eine Verstopfung der Anlage zu befürchten ist, vor der Einlaßöffnung Schütze anzubringen, welche eine zeitweilige Trockenlegung des Dückers ermöglichen.

Abb. 102 stellt einen Dücker der Württembergischen Staatsbahn dar.

k) Überführungen von Wasserläufen.

Liegt die Bahn an der Kreuzungsstelle im tiefen Einschnitt, so ist ein größerer Wasserlauf mittels eines Aquädukts über den Einschnitt zu überführen. Auch bei kleineren Wasserläufen ist deren Überführung mittels eines solchen Bauwerks zu bewirken, sofern es sich um die Überbrückung eines zweigleisigen oder überhaupt breiteren Einschnitts handelt. Über die konstruktive Anordnung siehe III. Teil, Band 4 § 9c.

Kleine Rinnsale, Gräben, Wasserleitungen u. dergl. kann man bei geringer Spannweite, also bei eingleisigen Einschnitten mit steilen Böschungen, mittels Eisen- oder Eisenbetonrohre überführen. Dabei wird die Rohrleitung als armierter Träger, als Hänge- oder Sprengwerk hergestellt, in welchem das Rohr selbst den Spannbalken bildet. Bei den Bergstrecken der Orientalischen und Anatolischen Bahn sind derartige Rohrüberführungen auch bei breiteren Einschnitten angewandt, und zwar so, daß sie Mittelstützen neben und zwischen den Gleisen erhalten haben.

Endlich läßt sich die Kreuzung von Bahn und kleinem Wasserlauf für den Fall, daß an der Kreuzungsstelle auch die Unterführung einer zu diesem Zwecke gesenkten Straße unter der Bahn gelegen ist, noch so ausführen daß man das Wasser mittels einer unter dem eisernen Überbau der Unterführung angehängten Rohrleitung überführt.

IV. Tunnelbau.

A. Allgemeines.

In den letzten Jahrzehnten hat sich ein erheblicher Umschwung in der Einschätzung der Schwierigkeiten vollzogen, die dem Bau und der Unterhaltung der Tunnel wie auch dem Zugverkehr in denselben namentlich dann erwachsen, wenn es sich um die Durchörterung sehr breiter Höhenrücken oder um ausgedehnte Unterfahrungen städtischer Straßenzüge handelt. In erster Linie sind es die Fortschritte auf dem Gebiet der Bohr- und Sprengtechnik, der Bewitterung der Tunnelröhre und der Behandlung oder Erzeugung der Baumaterialien, die heutzutage kaum noch irgendeine Gebirgsart oder Lagerung unbezwinglich erscheinen lassen. Daneben sind namentlich in den letzten beiden Jahrzehnten erhebliche Vervollkommnungen in den Unterhaltungsarbeiten der im Betriebe befindlichen Tunnel erreicht worden.

Andererseits haben die gesteigerten Anforderungen an die schnelle Durchführung des stetig wachsenden Verkehrs zur nachträglichen Herstellung von Tunneln geführt, die bedeutende Ersparnisse an Steigung und Länge ermöglichen.

Gute Beispiele hierfür bieten der Hauenstein-Basistunnel im Jura zwischen Basel und Olten, der 110 m Höhengersparnis, eine Ermäßigung der Größtsteigungen auf den Rampen von $26,3\text{‰}$ auf $10,5\text{‰}$ und eine Vergrößerung der kleinsten Bogenhalbmesser der Rampen von 360 auf 500 m erbrachte, und der Tunnel durch den Diestelrasen bei Elm. Durch letzteren werden nicht nur die Spitzkehre bei Elm aus dem Durchgangsverkehr Berlin-Bebra-Frankfurt a. M. ausgeschaltet, sondern auch 36,3 m Höhe und 6,8 km Länge erspart.

a) Zweck des Tunnels.

aa) Vermeidung verlorenen Gefälles. Diese wird sich insbesondere da erreichen lassen, wo der zu bezwingende Höhenrücken wechselnde Breite besitzt. Während die Linie in diesem Falle ohne Einschaltung des Tunnels in schräger Richtung an den breiteren Teil des Rückens hinangeführt und dann zum Auf- und Abstieg an den Hängen des letzteren entwickelt werden müßte, läßt sich nicht selten eine senkrecht zur Achse des Höhenzuges, und zwar an dessen schmalstem Teile verlaufende Linie auffinden, die dann den Rücken mittels eines Tunnels von verhältnismäßig geringer Länge durchörtert. Hierbei werden vielfach Ersparnisse an Baukosten, vor allem aber Vorteile für den Zugverkehr und Verminderungen der Betriebskosten erzielt werden.

bb) Verringerung der Bahnlänge. Eine solche tritt bereits in dem unter aa) berührten Falle ein. Sie wird aber auch da zu verzeichnen sein, wo der Tunnel die Umgehung einer Bergeshöhe vermeiden läßt, also namentlich in stark gewundenen Flußtälern mit vielen vorspringenden Bergzungen und steilen Hängen. In Deutschland bieten vortreffliche Beispiele hierfür die Moselbahn, die Linie Wetzlar—Oberlahnstein u. a. m.

Gewinn von Entwicklungslänge der Bahn. Hierbei wird im Gegensatz zu bb durch Einlegung von Kehrtunneln eine Verlängerung der Linie erreicht, die zur Überwindung großer Höhenunterschiede erforderlich ist. Erstmals sind derartige Kehrtunnel auf der Gotthardbahn zur Anwendung gelangt.

Als Beispiel seien die beiden Kehrtunnel der Südrampe dieser Bahn, der Pianotondo- und der Travi-Tunnel erwähnt, die untenstehender Grundrißskizze dargestellt sind. (Abb. 103).

Mittels dieser beiden Tunnel, deren beide äußeren Mundlöcher in der Wagerechten nur 300 m voneinander entfernt liegen, werden insgesamt 100 m Höhe gewonnen. Ähnliche Beispiele bieten die großen Rampen der Schwarzwald-, der Albula- und der Lötschbergbahn.

Vermeidung von Strecken über Hängen mit ungünstiger Oberflächenausbildung. Nicht selten findet der Tunnel namentlich im Hochgebirge da Anwendung, wo die Berghänge aus Schutthalden oder stark verwittertem und zertrümmertem Gestein bestehen, zur Bewegung neigen und deshalb zur Aufnahme der Linie nicht geeignet sind. Diese wird alsdann soweit in das Innere des Berges hinein verschoben, daß sie standfeste und möglichst druckfreie Gesteine mittels des Tunnels durchörtert.

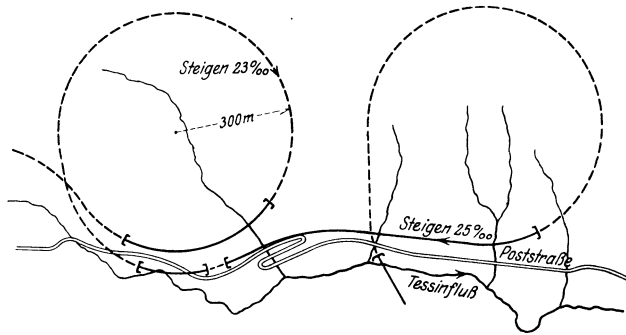


Abb. 103.

Eine solche Verschiebung ist auch da zweckmäßig, wo an der Oberfläche Lawinen- und Steinschlagsturzbahnen liegen.

Untergrundtunnel in Städten. Endlich wird der Tunnel bei Stadtbahnen in allen den Fällen unvermeidlich, wo die Bebauung, die Breiten- und Verkehrsverhältnisse des Straßennetzes die Linienführung auf der Oberfläche verbieten und wo die Anlage einer Hochbahn ebenfalls nicht rätlich ist. Hierher gehört auch die Untertunnelung großer Wasserläufe, z. B. die Anlage des Elbtunnels bei Hamburg u. a. m.

b) Steigungen, Krümmungen und Längen.

Bei der Wahl der Steigungsverhältnisse ist einmal auf die Bauausführung, sodann auf den Zugbetrieb im Tunnel Rücksicht zu nehmen.

Für die Bauausführung ist zu bedenken, daß das aus dem Gebirge zusetzende Wasser, welches selbst in geringen Mengen die Ausbruch- und Maurerarbeiten ungünstig beeinflusst, möglichst schnell und ohne Wasserhaltungskosten aus dem Tunnel entfernt werden muß.

Da ferner bei allen Tunnelbauten, selbst solchen in an und für sich standfestem und druckfreiem Gebirge ein schneller Arbeitsfortgang von größter Bedeutung ist, so wird eine Inangriffnahme des Baues gleichzeitig von beiden Mundlöchern her auch bei Tunneln geringer Länge anzustreben sein.

Demzufolge ist die Tunnelgradienten wenn irgend möglich so zu legen, daß sie nach beiden Mundlöchern hin Gefälle erhält, welches zwecks guter Wasserabführung bei kurzen Tunneln mit 3‰ , bei langen mit 4‰ ausreichend bemessen ist.

Um den Durchschlag der beiden Vortriebe, der fast immer im Tunnelscheitel liegen muß, bequemer zu gestalten, empfiehlt es sich, im Scheitel eine

kurze Wagerechte einzulegen, wie dies ja auch der Zugbetrieb bei Steigungen von mehr als 5‰ erfordert.

Vorstehende Anordnung ist mit Rücksicht auf die Steigungsverhältnisse der ganzen Strecke nicht immer durchführbar. So besitzt z. B. Deutschlands längster Tunnel, der Cochemtunnel, einseitiges von Süden nach Norden gerichtetes nur durch eine Wagerechte unterbrochenes Gefälle.

Andererseits ist betreffs der Einwirkung der Steigungen auf den Zugbetrieb im Tunnel nicht außer acht zu lassen, daß insbesondere in eingleisigen Tunneln bei der Bergfahrt die Widerstände durch den Luftdruck beträchtlich vermehrt, und daß außerdem bei größeren Tunneln durch die starke Raucherzeugung große Unzuträglichkeiten hervorgerufen werden. Dementsprechend ist auf Strecken mit Steigungen von 15‰ und darüber in längeren Tunneln eine Steigungsermäßigung von 10‰ gegenüber der auf der offenen Strecke herrschenden Steigung anzuordnen.

Was die Krümmungsverhältnisse der Bahnlinie anbelangt, so sind auch sie nicht ohne Einfluß sowohl auf den Bau wie auch den Zugbetrieb des Tunnels, da stark gekrümmte Tunnel etwas schwierige und sehr sorgfältig durchzuführende Absteckungsarbeiten nötig machen und im Betriebe den Rauchabzug verzögern. Gleichwohl werden diese Umstände im allgemeinen nur da Berücksichtigung finden, wo die Vermeidung von Krümmungen im Tunnel ohne Benachteiligung der Linienführung erfolgen kann.

Die vorteilhafteste Länge des Tunnels läßt sich auf einfache Weise rechnerisch feststellen, indem man diejenige Tiefe des Voreinschnitts ermittelt, bei welcher die Bau-, Unterhaltungs- und Betriebskosten von 1 lfd. m Einschnitt gleich denjenigen von 1 lfd. m Tunnel sind. Zu berücksichtigen sind dabei auch für den Einschnitt die Grunderwerbskosten, für den Tunnel unter Umständen Entschädigungen an die Grundbesitzer über dem Tunnel für etwaige Trockenlegung der Oberfläche und andere Schäden. Sodann ist aber in einzelnen Fällen eine Verlängerung des Tunnels nach außen nötig, falls dadurch ein sicherer Schutz gegen Steinschläge, Lawinensturz und Bergrutschungen geschaffen wird.

Endlich ist zu bedenken, daß umgekehrt eine Verkürzung des Tunnels da am Platze sein kann, wo es darauf ankommt, möglichst viele Höhe mit der Strecke zu gewinnen. Dieses wird vorwiegend auf den Rampen vor den Wasserscheiden im Gebirge in Betracht kommen, auf welchen in den oft sehr langen Voreinschnitten größere Steigungen zulässig sind als in den Tunneln.

c) Die verschiedenen Arten von Tunneln.

Bergzungentunnel. Hierher gehören vorwiegend kurze Tunnel, die in stark gewundenen Tälern zur Durchörterung scharf vorspringender Höhen anzulegen sind. Dabei ist zu berücksichtigen, daß ihr Bau recht häufig durch gute Zuwegung und ergiebigen Wasserabfluß nach drei Seiten hin, ebenso auch dadurch erleichtert wird, daß eine ziemlich genaue Feststellung der Gebirgsverhältnisse des Tunnelgebiets möglich ist. Dazu kommt, daß die scharf hervortretenden Bergzungen vorwiegend aus standfestem Gebirge bestehen. In einzelnen Fällen können diese Tunnel, so z. B. der 4205 m lange Cochemtunnel der Moselbahn, jedoch auch größere Längen erhalten und weniger günstiges Gebirge zu durchfahren haben.

Talscheidertunnel. Diese Tunnel erreichen häufig größere Längen, da die von ihnen durchschnittenen Höhenrücken, die zwei umfangreiche Talgebiete voneinander trennen, erhebliche Breiten besitzen können. Zuwegungen und Wasserablauf werden hin und wieder nicht mehr so günstig sein wie bei der vorigen Tunnelart. Außerdem aber weisen die in Frage kommenden Höhenzüge gar nicht selten verwickeltere Gebirgsverhältnisse auf, die den Bau des Tunnels

sehr erschweren und eingehende geologische Vorarbeiten erforderlich machen. Beispiele hierfür bieten der 1630 m lange Altenbekener Tunnel, der das Eggegebirge als den Bergscheider zwischen dem lippeschen Hügellande und der Paderborner Talfläche durchquert und die Tunnel des Juragebirges.

Hochgebirgspaßtunnel. Die Bauausführung dieser Tunnel, die zumeist Wasserscheiden erster Ordnung zu durchfahren haben, wird durch große Längen, schwere Zuwegung, bedeutende Wasserzugänge, hohe Gebirgstemperaturen und starken Gebirgsdruck sehr erschwert. Auch die geologischen und geodätischen Vorarbeiten sind zumeist unter sehr ungünstigen Verhältnissen auszuführen. Als Beispiele seien der 14900 m lange Gotthard- und der 19800 m lange Simplontunnel erwähnt.

Kehrtunnel. Einseitig gerichtete Steigung und starke Krümmung beeinflussen den Bau dieser Tunnel recht ungünstig; daneben können Wasser- und Gebirgsdruckverhältnisse Schwierigkeiten bereiten. Die geologischen Vorarbeiten gestalten sich dagegen einfacher, da sie auf einen verhältnismäßig geringen Flächenraum beschränkt sind.

Stadtuntergrund- und Flußtunnel. Charakteristisch für diese zum größten Teile in den Großstädten des Flachlandes liegenden Tunnel ist die geringe Überlagerung, die lose Beschaffenheit und Wasserführung des vorwiegend dem Tertiär, Diluvium und Alluvium angehörenden Baugrundes, die eine ganz andere Bauweise bedingt wie die eigentlichen Gebirgstunnel. Nur vereinzelt kommen Untertunnel vor, die streckenweise festes Gebirge zu durchfahren haben, so beispielsweise die in geschlossenem Mergel und im Gips des Alttertiärs liegenden Strecken der Pariser Untertunnelbahn.

d) Vorarbeiten.

a) Geologische Vorerhebungen.

Über die geologischen Verhältnisse der Erdkruste, soweit sie für Bauausführungen in Betracht kommen, ist bereits unter I. Erd- und Felsarbeiten Abteilung I das erforderliche mitgeteilt worden.

Im Tunnelbau kommen diese Verhältnisse im besonderen soweit in Frage, wie sie die Standfestigkeit, die Druckhaftigkeit und die Wasserführung des Gebirges beeinflussen. Dabei ist folgendes zu beachten.

Unter dem rein physikalischen Einfluß der Schwerkraft muß, wie weiterhin näher zu besprechen sein wird, in jedem Gebirge Druck entstehen, dessen Größe und Einwirkung auf das Tunnelgebäude jedoch von dem Zusammenhalt und dem Anhaftvermögen im Gestein sehr stark abhängig ist. Sind diese beiden nur in geringem Maße vorhanden, so wird das Gebirge im Aufschluß nachstürzen und außerdem auf die Tunnelzimmerung oder -mauerung Druck ausüben; es wird nicht standfest und dabei druckhaft sein.

An und für sich sind nun fast alle Gesteine standfest und druckfrei. Das gilt selbst für eisenschüssige oder lehmige Sande und sogar für durch Lehm gebundene Schotter der jüngsten Formationen, solange kein Wasser zusetzt. Gute Beispiele hierfür bieten die in der Nähe der Küste liegenden Tunnel der Bahnlinie Guadix-Almeria in Südspanien, die in Schottern des Diluviums erbaut sind und weder zur Bauzeit noch späterhin unter Gebirgsdruck zu leiden gehabt haben.

Eine Ausnahme machen vielmehr fast ausschließlich ganz magere Sande, reine Schotter und die Schutthalden, die zumeist fast gar keine Standfestigkeit und große Druckhaftigkeit besitzen.

Dagegen vermag erstens, wie bereits unter I, I ausführlich beschrieben ist, die Verwitterung und Zersetzung bis auf große Tiefen hinab selbst die härtesten und festesten Gesteine in lose, mürbe und damit außerordentlich druckhafte Massen zu verwandeln, eine Erscheinung, die bei manchen Tunnelbauten im Gebiet des Granits oder der kristallinen Schiefer zu beobachten ist.

Zweitens ist es die Wirkung der Krustenbewegungen zur Zeit der gebirgsbildenden Vorgänge, die gleichfalls die Gesteine jeglicher Art und Festigkeit auf das empfindlichste beansprucht, und zwar in Gestalt von Aufrichtung, Faltung, Zerreißen, Schollenverschiebung, Zerstückelung und Zerquetschung. Das Ergebnis dieser Vorgänge ist dann eine Druck-

haftigkeit des Gebirges, die bis ins ungemessene gesteigert werden kann. Als charakteristische Beispiele hierfür seien die Druckstrecken im Gotthard- und Simplontunnel und der völlig aufgegebene Bau des mitsamt der ihn umgebenden Gebirgsscholle zerdrückten Unterbergtunnels der Linie Taxenbach-Lend-Gastein angeführt.

Drittens ist noch der Wirkung des Wassers, wie bereits unter I, 1 hervorgehoben, zu gedenken, das im zersetzten oder durch die Krustenbewegungen zertrümmerten Gebirge bis auf die bedeutendsten Tiefen hinab, entweder in feiner Verteilung oder auf geöffneten Schichtflächen und großen Spalten lagert und beim Tunnelaufschluß teils als Bergschweiß und Flächentropfwasser, teils als mächtige Schicht- oder Spaltquelle, so z. B. beim Mont d'or-Tunnel in einer Menge von 10000 Sekundenlitern, austritt. Einerseits wirkt das Wasser dabei chemisch, indem es die Zersetzung der Gesteine einleitet oder beschleunigt, andererseits mechanisch, indem es Gesteinsteile fortführt, Klüfte auswäscht, Hohlräume bildet, Rutschflächen aktiviert und so durch Zerstörung von Zusammenhalt und Anhaftvermögen sowie durch Volumvermehrung Gebirgsdruck hervorruft.

Dabei ist neben dieser Einwirkung des Wassers auf das Gebirge auch nicht seine ungünstige Beeinflussung des Bauwerkes selber zu vergessen, die sich durch Auswaschung der Mauerfugen, Zerstörung des Mauersteins, aber auch des Oberbaues und bei derartigen Massenaustritten wie am Mont d'or-Tunnel durch völlige Hinderung des Baues äußert.

Unter Berücksichtigung des vorbesprochenen sind aber im Tunnelbau vor allem die losen oder mit tonigmergeligem Bindemittel versehenen Trümmergesteine, sodann plattig abgesonderte unreine Kalke und die Mergel- und Gipsgesteine als ungünstig zu bezeichnen, weil sie der Einwirkung der Zersetzung, des Wassers und der Krustenbewegungen nur geringen Widerstand entgegenzusetzen. Im allgemeinen pflegen des weiteren die Gebirgsverhältnisse im Gebiete der mesozoischen und känozoischen Formationsgruppen ungünstigere zu sein als in demjenigen der älteren Gruppen.

Zweck der geologischen Vorerhebungen.

Erstlich haben sie der Ermittlung der vorteilhaftesten Lage des Tunnels im Gebirge zu dienen, wobei sich zur Vermeidung von besonders schwer zu lösenden, druckhaften oder wasserführenden Schichten oder von Verwerfungen und Trümmerzonen Verschiebungen des Bauwerkes in lot- oder wagerechter Richtung als zweckmäßig herausstellen können.

Von welcher Bedeutung in dieser Beziehung eine sorgsame geologische Vorerhebung ist, erhellt aus dem Beispiel des Altenbekener Tunnels. Gelegentlich der Aufwältigung der Bruchstrecke desselben wurde an der Außenseite des südlichen Widerlagers innerhalb der Bruchstrecke, die im Bereich zweier einander zufallender flacher Verwerfungen mit darüberliegenden völlig zerstückelten Letten des Oberen Muschelkalkes und des Kohlenkeupers lag, eine Umbruchstrecke getrieben, deren Profil erkennen ließ, daß die Gebirgszertrümmerung nur bis auf 2 m Höhe über der Tunnelsohle hinabreichte, während darunter standfestes druckfreies Gebirge der Sockelscholle lagerte. Wäre diese Tatsache vor Beginn des Baues durch eine Bohrung, deren Tiefe auf etwa nur 60 m zu bemessen war und deren Ausführung schon eine oberflächliche Prüfung der zutage gehenden Schichten sehr nutzbringend erscheinen ließ, festgestellt und auf Grund der Bohrergebnisse in der Osthälfte des Tunnels eine Senkung der Sohle um 4 m vorgenommen worden, so würde sich weder beim Bau noch späterhin ein Einbruch eingestellt haben.

Noch verhängnisvoller war die Unterlassung des Bohraufschlusses im Gasterntal beim Lötschbergtunnel. Eine einzige, etwa 150 m tiefe Bohrung auf der Talsohle würde festgestellt haben, daß der Tunnel unter dem Tal diluviale Schottermassen antreffen mußte. Die Tunnellinie wäre etwas seitlich verschoben und die furchtbare Katastrophe des viele Menschenleben erfordernden Wassereintritts, aber auch die zeitraubende und kostspielige nachträgliche Verlegung der Trasse wäre vermieden worden.

Zweitens haben die geologischen Vorerhebungen die erforderlichen Unterlagen für die Wahl der Tunnelbauweise, insbesondere für die Entscheidung der Frage, ob mit Zimmerung oder mit Schildvortrieb gearbeitet werden soll, zu liefern.

Drittens gewähren sie die Grundlagen für die Aufstellung des Arbeitsplans, namentlich für die Annahme der Zonenteilung, Zonenfolge und Arbeitszeit, ebenso für den Kostenvoranschlag.

Viertens sind die geologischen Vorerhebungen unentbehrlich bei der Wahl der Mauerstärken und des Mauermaterials sowie der Schutzvorkehrungen gegen die Wirkung des aus dem Gebirge zusetzenden Wassers. Hierbei ist vor allem Entscheidung darüber, ob überhaupt und in welchem Umfange eine Abwässerung des Gebirges durch den Tunnel stattfinden soll, ohne sorgsame Feststellung der Gebirgsbeschaffenheit nicht zu treffen.

Fünftens sind einigermaßen richtige Schätzungen der beim Bau auftretenden Gebirgstemperaturen für die Wahl der Bewetterungsanlage gleichfalls ohne solche Erhebungen nicht möglich.

Sechstens bezwecken sie die Aufsuchung von Baumaterialien wie Bruch- und Werksteine oder Mörtelsand und Betonschotter sowie von Wasserkraften, Kesselspeise-, Kühl- und Trinkwasser.

Ausführung der geologischen Vorerhebungen.

Für die Vorerhebungen dienen etwa vorhandene geologische Karten des Gebiets und örtliche Aufnahmen, wobei die bereits bestehenden natürlichen und künstlichen Gebirgsaufschlüsse zu studieren und durch Bohrungen und Schürfe zu ergänzen sind.

Zunächst ist der allgemeine geologische Charakter des Tunnelgebirges — Bruch- oder Faltengebirge usw. — festzustellen, wobei sich bereits wertvolle Anhaltspunkte über die Beziehungen zwischen den über Tage und den im Tunnelniveau herrschenden Gebirgsverhältnissen ergeben. So würden beispielsweise bei einem im norddeutschen Schollengebirge zu erbauenden Tunnel in vielen Fällen keine wesentlichen Unterschiede der Tages- und Tiefenverhältnisse des Gebirgs zu erwarten sein, während bei einem Alpentunnel im Hinblick auf die sehr verwickelten Deckenüberschiebungen oft schon in verhältnismäßig geringen Tiefen mit Überraschungen im Profil gerechnet werden müßte. Ein gutes Beispiel für letztere bietet der Albulatunnel, der ganz unerwartet mitten im Granit der ostalpinen Decke eingefalteten Liasschiefer angetroffen hat.

Sodann sind im besonderen die Lagerungsverhältnisse des Gebietes, also Aufrichtung, Faltung, Vorwerfungen, Absinken und wagerechte Verschiebungen der Schichten zu ermitteln und mit Angabe der Streich- und Fallrichtungen sowie der Fallwinkel in Höhenlinienpläne einzutragen.

Hierauf folgt die genaue Bestimmung des Alters, der petrographischen Beschaffenheit, etwaiger Zertrümmerung, Zersetzung und sonstiger chemischer und physikalischer Veränderungen sämtlicher in Betracht kommender Gesteine, wobei es sich empfiehlt, überall reichliche Gesteinsproben in Gestalt derber Handstücke zu sammeln, um diese nötigenfalls chemischen, mikroskopischen und Festigkeitsuntersuchungen unterziehen zu können.

Endlich sind die Wasserverhältnisse des Tunnelgeländes und seiner Umgebung zu untersuchen, und zwar einerseits die auf der Oberfläche ablaufenden Gewässer, andererseits die versickernden und als Grundwasser oder Quellenzüge im Gebirge liegenden Wassermengen.

In sehr vielen Fällen werden die vorhandenen Aufschlüsse für die voraufgeführten Untersuchungen nicht ausreichen, sondern durch Schürfe und Bohrungen zu ergänzen sein. Die Tiefe dieser Ergänzungsaufschlüsse ist von der Mächtigkeit der Überlagerung des Tunnels und von der Regelmäßigkeit der Schichtenstellung abhängig. Recht oft wird es sich empfehlen, die Aufschlußarbeiten, soweit möglich, bis auf das Niveau des Tunnels hinabzuführen.

Zu dem Zwecke müssen die Schürfe als Schurfschächte, die Bohrungen als Kernbohrungen niedergebracht werden. Letztere liefern von der Oberfläche bis zur Bohrlochsohle durchgehende Gesteinssäulen und sind namentlich neuerdings bei italienischen Tunnelbauten mit gutem Erfolg zur Aufklärung des Tunnelprofils verwendet worden. Zum Teil haben sie dabei Tiefen bis zu 300 m und darüber erreicht. Neben der Gebirgsbeschaffen-

heit klären Schächte und Bohrungen auch die Wasserführung und die Wärmeverhältnisse des Gebirges auf.

Über die Ausführung, die Vor- und Nachteile der einzelnen Aufschlußarten ist bereits unter I, 2. das erforderliche mitgeteilt worden.

Sämtliche Ergebnisse der im Felde angestellten Erhebungen sind in Lageplänen großen Maßstabes einzutragen, denen geologische Längenprofile beigegeben werden. Lagepläne und Profile müssen während der Bauausführung fortlaufend ergänzt und berichtigt werden.

Vereinzelt hat man, namentlich wenn sich die Beschaffenheit des zu durchörternden Gebirges nur sehr unbefriedigend aufklären ließ, nach Beendigung der vorbeschriebenen Untersuchungsarbeiten sofort mit dem Vertriebe des Richtstollns begonnen, um dadurch für die Ausführung des Tunnels ganz sichere Grundlagen zu gewinnen. Hierbei ist jedoch zu bedenken, daß in sehr druckhaftem und wenig standfestem Gebirge der längere Zeit offen zu haltende Stolln der Gefahr des Zubruchgehens ausgesetzt wird. Tritt aber ein Bruch wirklich ein, so werden dadurch Gebirgsbewegungen eingeleitet, die den Bau und den Bestand des Tunnels stark gefährden. Zum mindesten wird daher ein solcher Stolln ganz besondes stark verzimert werden müssen.

β) Geometrische Vorarbeiten.

Die geometrischen Vorarbeiten bestehen in der Festlegung der Tunnelachse über Tage, also auf der Erdoberfläche, und in der Verlängerung der Tunnelachse über die Mundlöcher hinaus auf solche Längen, daß die Übertragung der Achse in das Tunnelgebäude hinein mit hinreichender Sicherheit erfolgen kann. Diese Arbeiten finden später beim Bau ihre Fortsetzung durch Festlegung der Richtung und Höhe im Tunnel selbst.

Die Absteckung der Tunnelachse auf der Höhe über dem Tunnel erfolgt entweder unmittelbar oder es wird, falls dies namentlich bei langen Tunneln infolge der Geländeschwierigkeiten nicht möglich ist, die Richtung und Lage der Achse mittels Dreiecksmessung festgelegt; und zwar müssen in letzterem Falle bei sehr großer Verschiedenheit der Massenverteilung im Gebirge auch die Lotablenkungen berücksichtigt werden. Die Festlegung der Höhen der Mundlöcher, soweit dafür nicht bereits genaue Angaben vorhanden sind, muß durch Präzisionsnivellements bewirkt werden.

Die Linie der fertig abgesteckten Tunnelachse wird über ihren Anfangs- und Endpunkt nach rückwärts und vorwärts verlängert; in den Verlängerungen werden mehrere Festpunkte für die Übertragung der Achse in den Tunnel hinein sorgfältigst festgelegt. Ferner muß vor jedem Mundloch mindestens ein Festpunkt für die endgültige sichere Bestimmung der Längen und Höhen im Tunnel zur Verfügung stehen; bei längeren Tunneln müssen mindestens zwei solcher Festpunkte vorhanden sein.

Außerdem wird bei längeren Tunneln in der verlängerten Achse eine Instrumentenwarte angeordnet, von der aus die Übertragung der Achse in den Tunnel hinein erfolgt. Am zweckmäßigsten ist dabei noch immer so zu verfahren, daß von der Warte aus ein über dem Mundloch liegender Festpunkt der Tagesachse anvisiert und das Instrument alsdann in die Tunnelebene niedergeschlagen wird. Bei kurzen Tunneln kann die Richtungsfestlegung mittels eines Durchgangsinstruments ausgeführt werden, das einige Meter vom Portal entfernt im Tunnel aufgestellt wird. Man visiert mit diesem Instrument zunächst die äußere Achsenverlängerung an und überträgt diese mittels Durchschlagens des Fernrohrs nach rückwärts in den Tunnel hinein.

Für die weitere Fortsetzung der Richtungsübertragung in den Tunnel hinein werden gleichfalls kleine Durchgangsinstrumente verwendet, mit denen

Lichtsignale anvisiert werden. Diese werden bei großen Tunneln als elektrische Lampen angeordnet, die entweder an einem Draht aufgehängt oder auf einen Dreifuß aufgestellt und so auf bequeme Weise über einem Punkt eingelotet werden können. Vor dem Lampenlicht läßt sich noch ein Fadenkreuzvorsatz anbringen, der entweder als dunkles Kreuz auf hellere Glasplatte oder als Kreuzschlitz in einer Blechscheibe hergestellt werden kann. Jede einzelne Richtungsübertragung muß mit peinlichster Sorgfalt und mehrfach wiederholt ausgeführt werden, falls größere Richtungsabweichungen vermieden werden sollen.

Eine Anzahl solcher beim Durchschlage des Richtstollns festgestellter Abweichungen sind nachstehend zusammengestellt:

Tunnel	Länge in m	wagerechte Abwei- chung in mm	lotrechte Abwei- chung in mm
1. Gotthard	14998	300	—
2. Simplon I	19756	202	87
3. Weißenstein	3699	49	11
4. Albula 4	5806	70	60
5. Lötschberg	14525	257	102
6. Hauensteinbasis	8134	45	12

Als Richtungsmarken werden am besten eingefeilte Kreuze oder Linien auf Eisenklammern verwendet, die man in die Tunnelfirste einschlägt.

In gekrümmten Tunneln nimmt man die Richtungsübertragung von einem Sehnenvieleck des Kreisbogens mit gleichen Seitenlängen vor.

Die Längen- und Höhenübertragung im Tunnel erfolgt in der gleichen Weise wie auf der freien Strecke.

Über die Einzelheiten sämtlicher Absteckungsarbeiten für den Tunnel sind die erforderlichen Mitteilungen in Teil I Band 5 „Vermessungskunde“ Kapitel IV gemacht worden.

γ) Statische Berechnung oder Annahmen des Tunnelgewölbes und seiner Mauerstärken.

In der Mehrzahl der Fälle ist bislang eine statische Berechnung der Tunnelausmauerung nicht aufgestellt worden. Vielmehr hat man sich damit begnügt, Mauerstärken für Gewölbe und Widerlager anzunehmen und dabei die Abmessungen ausgeführter älterer Tunnelmauerungen, an denen keine nachträgliche Zerstörungen sichtbar waren, zum Vergleich herangezogen. Nicht selten hat sich indes teils während des Baues, teils später herausgestellt, daß die gewählten Mauerquerschnitte dem Gebirgsdruck gegenüber nicht ausreichten, in anderen Fällen haben sie sich auch wohl als übermäßig stark erwiesen.

Infolgedessen hat es nicht an Versuchen gefehlt, die Wahl der Mauerstärken statisch zu begründen. Unter anderen sind Culmann, Ritter, Engesser, Gröger, in neuerer Zeit v. Willmann, Bierbaumer, Kommerell teilweise mit gutem Erfolg bemüht gewesen, richtige Unterlagen für die statische Berechnung der Tunnelmauerung zu beschaffen.

Die Schwierigkeit, die sich dem entgegenstellt, liegt in der Ermittlung der äußeren Kräfte.

Erstlich sind die Abmessungen und die Form des Gebirgskörpers, der Druck auf den Tunnel ausübt, und zweitens die inneren Verhältnisse dieses Gebirgskörpers, insbesondere die Kohäsien der einzelnen Gesteinsteilchen und im losen Gebirge die Reibung zwischen den Gesteinsstücken von vornherein nicht bekannt. Ihre genaue Ermittlung ist auch fast niemals möglich, vielmehr muß man sich zumeist mit angenäherter Feststellung derselben begnügen, wie dies nachstehend etwas näher ausgeführt ist.

e) Allgemeines über Druckverhältnisse an den Wandungen eines Hohlraumes im Gebirge.

Es läßt sich häufig beobachten, wie im ungestört gelagerten Gebirge ein und dasselbe Gestein in der Tiefe eine weit größere Festigkeit und Dichte besitzt als in der Nähe der Oberfläche. So gehen z. B. weiche Tone nach unten hin in feste dichte Schiefertone, lockere Kalke in klingend harte dichte Kalke über. — Diese Erscheinung erklärt sich dadurch, daß nach der Tiefe zu der Druck der stetig wachsenden Auflast zusammenpressend auf die Unterlage eingewirkt hat. Diese Druckbeanspruchung muß aber nach der Tiefe hin stetig wachsen, schließlich die Grenze der Druckfestigkeit des Gesteins erreichen und dann überschreiten.

Die Tiefe, in der dies eintritt, wird je nach der Beschaffenheit des Gesteins eine verschiedene sein. Sie würde beispielsweise bei einem Kreidesandstein des spezifischen Gewichts 2,4 und einer Druckfestigkeit von 600 Atm. 2500 m betragen. Es wird aber in dieser Tiefe mitten im Gebirge die Zerstörung des Gesteins, die bei einem freistehenden ebenso hohen Pfeiler des gleichen Stoffs am Pfeilerfuß eintreten müßte, dadurch unmöglich gemacht, daß das Gestein allseitig vom Nebengestein umgeben und zwischen diesem eingespannt ist. Die durch die Auflast im Gesteinskörper hervorgerufene Dehnung, die seine Zerstörung hervorrufen müßte, wird also nicht in Wirksamkeit treten können.

a) Wird aber durch den Ausbruch des Tunnels in der kritischen oder einer noch größeren Tiefe ein Teil des einspannenden Gesteins entfernt, so wird in den neu geschaffenen Hohlraum hinein die Ausdehnung und damit eine Zerstörung des gedrückten Gesteins an den Wandungen der Tunnel- oder Stollnröhre erfolgen können.

b) Diese Zerstörung wird ferner auch schon in geringerer Tiefe eintreten können. Offenbar müssen die Wandungen des neu ausgebrochenen Hohlraumes auch den Druck aufnehmen, der bis dahin auf den jenen Hohlraum ausfüllenden Gesteinskörper ausgeübt wurde. Der Druck auf das Gestein der Wandungen wird somit größer werden. Er wird seinen höchsten Betrag unmittelbar um den Hohlraum herum erreichen und von da nach außen hin je nach der Beschaffenheit des Gesteins mehr oder weniger rasch abnehmen.

Reicht die Festigkeit des Gesteins aus, so wird auch der vermehrte Druck um den Hohlraum herum keinerlei Zerstörung des Gesteins bewirken. Letzteres wird seinerseits keinen Druck auf die Zimmerung des Hohlraumes ausüben, wobei jedoch nicht zu vergessen ist, daß unter Umständen durch die Wirkung der Sprengschüsse eine Lockerung des Wandungsgesteins hervorgerufen werden kann.

Ist jedoch die Festigkeit des Gesteins eine unzureichende, so wird die Druckvermehrung in den Wandungen des Hohlraumes eine Zerstörung des Gesteins derselben zur Folge haben, und diese Zerstörung wird sich von den Wandungen her ins Gebirge hinein bis dahin fortsetzen, wo der durch die Hohlraumbildung vermehrte Druck die Gesteinsfestigkeit nicht mehr zu überwinden vermag. Es wird sich also um den Hohlraum herum ebenso wie im Falle a ein spannungsloser, aus zerdrückten Gesteinsteilen kleinerer und größerer Abmessungen bestehender Körper bilden, der nunmehr Druck auf die Zimmerung oder Mauerung ausüben muß.

f) Die Druckzonen im Tunnelgebirge.

aa) Oberste Zone von der Erdoberfläche nach unten gerechnet. Besitzt die Überlagerung des Tunnels nur geringe Höhe, etwa bis zu 10 m, so wird man die Abmessungen seiner Ausmauerung mit genügender Genauigkeit

in gleicher Weise bestimmen können, wie für eine Unterführung unter hoher Dammschüttung, sofern das Gebirge aus losen Massen also erstlich aus Sand, Kies, ungeschichteten Ton, Lehm, Löß, zweitens aus den Verwitterungsböden und den durch Gebirgsdruck erzeugten Trümmergesteinen festen Gebirgs zusammengesetzt ist.

Steht der Tunnel in dieser Zone schon in festem Gestein, das die oben genannten Veränderungen nicht erlitten hat, so wird letzteres an und für sich gar keinen Druck auf das Tunnelgebäude ausüben, so daß dieses höchstens eines Verkleidungsmauerwerks von geringer Stärke bedarf.

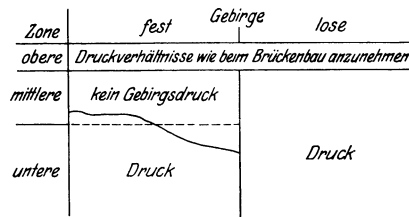


Abb. 104.

bb) Mittlere Zone — festes Gebirge. Im Bereich derselben bleibt die Druckbeanspruchung des festen Gebirges durch die Überlagerung noch soweit unterhalb der Bruchgrenze, daß durch die beim Tunnelvortrieb erfolgende Hohlräumeausparung keine Bildung eines spannungslosen Körpers um den Tunnel herum hervorgerufen werden kann. Die untere Grenze dieser Zone liegt selbstverständlich der verschiedenen Druckfestigkeit der einzelnen Gesteine entsprechend schon an und für sich in verschiedener Tiefe. Dazu kommt aber noch, daß einerseits die Gesteine sehr häufig infolge der Einwirkung gebirgsbildender Kräfte, des Wassers und anderer Umstände an ihrer ursprünglichen Festigkeit erhebliche Einbuße erlitten haben, wodurch jene Grenze nach oben verschoben worden ist. Andererseits können hier und da die Deckschichten sich in Sattelstellung oder in Türsturz ähnlicher Stellung zweier gegeneinander verworfener Schollen befinden und so das darunterliegende Tunnelgebirge der Überlagerung gegenüber entlasten. Letzterer Fall wird freilich im Kettengebirge nicht immer und im Schollengebirge, in dem die Verspannung der Sättel und der gegeneinander gestemmt Verwerfungsschollen infolge des häufig sehr starken Absinkens zumeist aufgehoben ist, nur selten vorkommen. Immerhin wird es dem geologisch geschulten Ingenieur möglich sein, mit einiger Wahrscheinlichkeit aus dem Gebirgsprofil darauf zu schließen, ob die Verschiebung der ursprünglichen unteren Begrenzung der Zone nach oben oder unten eine bedeutende ist, oder nicht.

Daß der Tunnel bei festem Gebirge in dieser Zone tatsächlich ganz druckfrei und bei fehlender Ausmauerung unzerstört verbleibt, beweisen manche alten lange Jahrzehnte hindurch unausgemauert stehende Tunnel, ferner die bis zu 800 Jahre alten unausgebauten Bergwerkstrecken und die natürlichen Höhlen, deren Längenerstreckung bis zu 20 km und deren Weite bis zu 900 m betragen.

Loses, rolliges Gebirge. In diesem wird unter allen Umständen um den Hohlraum des Tunnels herum ein spannungsloser druckhafter Körper vorhanden sein, dessen Größe und Form in erster Linie von den in den losen Massen herrschenden verschiedenen starken Reibungswiderständen abhängig ist.

cc) Unterste Zone, festes Gebirge. In dieser Zone ist der Überlagerungsdruck so groß, daß nach den früheren Ausführungen in der Regel beim Tunnelvortrieb um den Hohlraum herum eine Zerstörung des Gesteinszusammenhangs, also die Bildung eines spannungslosen Körpers eintreten wird, der in den Hohlraum hineindrängt. Die Bildung dieses Körpers wird sich nach außen hin so lange fortsetzen, bis die zwischen den einzelnen Ablösungsstücken entstehende Reibung und die Zimmerung bzw. Mauerung des Tunnels oder Stollns die Ortsveränderung der einzelnen Bruchstücke unmöglich machen.

Zeugen der auf diese Weise erfolgenden Zerstörung des Gebirgs um den Tunnel herum sind die häufig zu beobachtenden Bergschläge, bei denen mehr oder min-

der große plattige Gesteinsstücke sich mit explosionsähnlichem Knall von den Wandungen des Hohlraumes loslösen. In dieser Zone wird also mit sehr starkem Gebirgsdruck zu rechnen sein.

Im losen, rolligen Gebirge gelten die unter bb gemachten Ausführungen.

g) Gestalt und Größe des spannungslosen Körpers.

Bei Tunnelbrüchen ist recht oft zu beobachten, daß über der Bruchstelle ein mehr oder minder kuppelförmiger Hohlraum gebildet ist, wie Abb. 105 erkennen läßt, die den Hohlraum über einer Einbruchstelle des Faily-Tunnels an der Bahnlinie Metz—Anzelingen darstellt.

Es sind also die aus dem Zusammenhang mit dem übrigen Gebirge gelösten Massen dieses Hohlraumes gewesen, die den zerstörenden Druck ausübten. Schon früher ist ferner von Ritter und anderen darauf hingewiesen, daß der Druckkörper über dem Tunnel auch nach theoretischen Erwägungen einen parabolisch geformten Querschnitt besitzen müsse.

Sodann hat man zur Ermittlung der Größe des auf den Tunnel wirkenden Druckes die Senkungen des Mauerwerks oder der Zimmerung und das sonstige durch die Gebirgslast hervorgerufene Verhalten der Zimmerhölzer wie Durch-

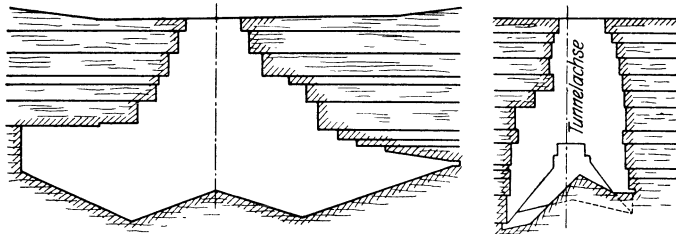


Abb. 105.

biegung, Einfressen, Knicken benutzt. (Kommerells Druckellipse, Bierbaumers Tabellen über den Gesamtdruck des Gebirges auf je ein Quadratmeter Tunnelgrundfläche, und über die Berechnung der Gewölbbestärken für Tunnel im losen, rolligen Gebirge u. a. m.) (siehe Literatur.)

Wenn aber einerseits die auf Grund der Beobachtungen der Senkungen usw. am Tunnelgebäude aufzustellende Berechnung der Druckellipse (Kommerell) für deren größte Höhe über Tunnelfirst sich die einfache Gleichung $h = \frac{100 \cdot a}{p}$ (mit dem Senkungsbetrag a und der Auflockerung des Gebirges p) ergibt, eine leichte und bequeme ist, und auch Bierbaumers Tabellen sehr brauchbare Werte für die Berechnung liefern, so darf andererseits nicht übersehen werden, daß nicht nur die häufig sehr wechselnde Zusammensetzung des Gebirges und die nachträglich durch Krustenbewegungen hervorgerufene Veränderung seiner Beschaffenheit, sondern auch die verschiedenartigen Lagerungsverhältnisse des Gebirges die Form des Druckkörpers stark beeinflussen und häufig zu einer von der berechneten mehr oder weniger abweichenden machen werden. Im Einzelfalle wird man diese Verhältnisse durch Annahme einer größeren Höhe des Druckkörpers usw. entsprechend berücksichtigen müssen.

h) First-, Stoß- und Sohlendruck.

Sobald die Form des Belastungskörpers berechnet und unter Berücksichtigung der voraufgeführten Umstände festgelegt ist, können die auf das Tunnelmauerwerk wirkenden Drucke in der gleichen Weise ermittelt werden

wie bei Brückengewölben. Es wird dabei nicht selten vorkommen, daß neben starkem Firstdruck gar kein aktiver Gebirgsdruck auf die Widerlager, kein Stoßdruck ausgeübt wird, so beispielsweise bei flachgelagerten plattig abgesonderten Gesteinen besonders geringer Biegungsfestigkeit, wie Kalkschiefer, mergeligen Kalken u. dgl. In diesem Falle kann recht wohl mit passivem Erd- druck auf die Widerlager gerechnet werden, der selbstverständlich gegenüber dem starken Firstdruck auf den Verlauf der Drucklinie im Tunnelmauerwerk vorteilhaft einwirken wird. Den Reibungswinkel des Gebirges kann man im übrigen im Bereich des spannungslosen Körpers zwischen 20 und 35° annehmen.

Bezüglich der Größe des etwa auf die Tunnelsohle wirkenden Druckes liegen noch wenig Beobachtungen vor. Theoretisch müßte er bei homogenem Gebirge in der untersten Druckzone in gleicher Größe wie der Firstdruck auftreten, wobei indes die Wirkung der Schwerkraft abzuziehen wäre.

i) Drucklinie, innere Spannungen, Abmessungen des Mauerwerks.

Nach Annahme und Berechnung der äußeren Kräfte in der vorbeschriebenen Weise lassen sich dann in das zunächst versuchsweise bemessene Scheitelgewölbe, die Widerlager und erforderlichenfalls das Sohlengewölbe Drucklinien in der bekannten Weise einzeichnen. Dabei ist zu beachten, daß erstlich bei sehr starkem Firstendruck das Tunnelgewölbe, soweit dies aus praktischen Gründen möglich ist, überhöht ausgebildet werden muß. Zweitens gebe man von vornherein den Widerlagern recht kräftige Querschnitte, die das 1,2 bis 1,6fache des Gewölbequerschnitts und unter Umständen noch mehr betragen müssen. Die Fundamente, die noch größere Stärke als die Widerlager erhalten müssen, führe man etwa 75 bis 125 cm unter Tunnelsohle hinab. Soll der passive Erddruck ausgenutzt werden, so ist dafür zu sorgen, daß das Widerlager überall satt an das Gebirge angemauert wird. Drittens ist, falls der Verlauf der Drucklinie dies zweckmäßig erscheinen läßt, die innere Leibung des Widerlagers auch in ihrem unteren Teil nach innen zu krümmen.

Die Druckbeanspruchung kann bei richtiger Formgebung des Mauerwerks unbedenklich recht hoch angenommen werden. Dagegen müssen Zugspannungen mit Rücksicht darauf tunlichst vermieden werden, daß der Gebirgsdruck auf das frische Mauerwerk sofort nach dessen Fertigstellung und oft schon vor Beendigung des Abbindens des Zementmörtels einzuwirken beginnen wird.

Abb. 106 stellt den Querschnitt eines zweigleisigen Tunnels mit eingezeichneter Drucklinie und Belastungskörper dar.

Schließlich sei nochmals darauf hingewiesen, daß die statische Berechnung des Tunnelprofils im Hinblick auf die in vielen Fällen bezüglich der genauen Größe des Gebirgsdrucks herrschende Unsicherheit immer nur bis zu einem gewissen Grade als maßgebend für die Querschnittsbildung angesehen werden kann.

Es bedarf unausgesetzter sorgfältiger Beobachtung des Verhaltens des Gebirges und der frisch hergestellten Teile des Mauerwerks während der Bauzeit und eingehenden Studiums des Zustandes der Ausmauerung, älterer unter gleichen Gebirgsverhältnissen gebauter Tunnel. Dabei ist besonders sorgfältig darauf zu achten, ob irgendwelche Anzeichen dafür vorliegen, daß der Druck im Tunnelgebirge, wie dies erstlich im stark gestörten und zweitens im wasserführenden Gebirge jüngerer Formationen nicht selten vorkommt, nach und nach in wachsender Stärke auftritt. Ist das der Fall, so müssen die Mauerstärken naturgemäß von vornherein größer angenommen werden, als die Druckverhältnisse zur Zeit des Baues des Tunnels es erforderlich machen würden.

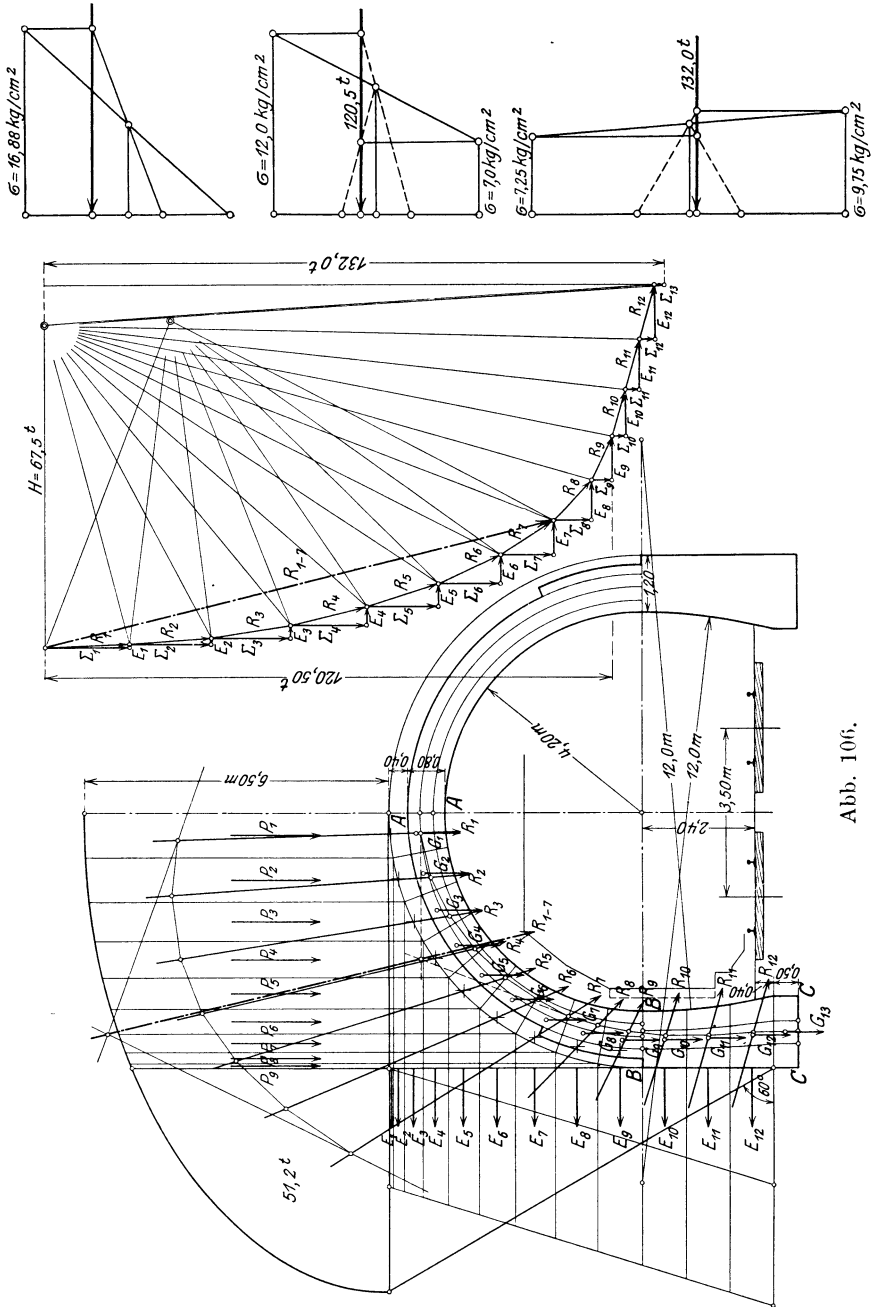


Abb. 106.

B. Gestalt des fertigen Tunnels.

Entsprechend den ganz verschiedenen Ansprüchen, welche Lage, Gebirgs- und Wasserverhältnisse beim Bau und der Unterhaltung, die Verkehrsverhältnisse beim Betriebe an die Ausgestaltung des Tunnelgebäudes stellen, sind dessen Formen und Abmessungen großem Wechsel unterworfen, und in jedem Einzelfalle besonders festzustellen.

a) Profile.

Allgemein ist die Gestalt des Tunnelprofils von den statischen Verhältnissen der Tunnelmauerung, dem Normalprofil des lichten Raums der Bahn und nebenher von der Bewitterung des Bauwerks abhängig. Über den Einfluß der statischen Verhältnisse, also des Gebirgsdrucks auf die Profilwahl ist bereits unter A das erforderliche gesagt. Das Normalprofil des lichten Raums wird neuerdings durchweg so umbaut, daß zwischen der inneren Leibung des Tunnelmauerwerks und der Umgrenzung des lichten Raums überall ein Spielraum von mindestens 20 cm, besser 30 bis 40 cm frei bleibt. — Vergleiche die Bestimmungen der B. O. und der technischen V. d. E. V. — Tunnel, die in Krümmungen der Bahnlinie liegen, erhalten ein entsprechend erweitertes Profil. Bei zweigleisigen Tunneln sollte der Achsabstand der Gleise 3,5 m, besser mit Rücksicht auf Reparaturen und Umbauten 4 m betragen. Bei langen Tunneln von Schmalspurbahnen wird man übrigens vor allem mit Rücksicht auf genügende Bewitterung das Lichtprofil erheblich weiter gestalten, als es die Umgrenzung

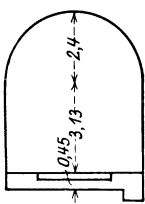


Abb. 107.

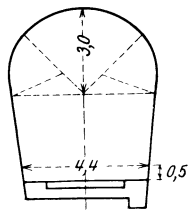


Abb. 108.

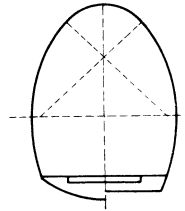


Abb. 109.

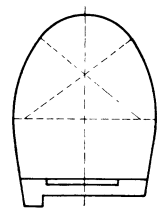


Abb. 110.

des lichten Raumes erfordert. Bei solchen Tunneln das Maß der Lichtweite von 4 m zu unterschreiten, empfiehlt sich nicht.

Felsprofile. In festem und vollkommen wetterbeständigem Gebirge, namentlich in Tiefengesteinen, Gneis und Quarzit, in denen eine Ausmauerung des Tunneln unterbleiben kann, wird das Lichtprofil am zweckmäßigsten als Halbkreis- kalotte mit lotrechten Stößen ausgebildet (Abb. 107 und 108).

Doch finden sich auch rechteckige und nach der Sohle hin zusammengezogene Profile.

Ausgemauerte Profile. Eingleisiger Tunnel. Bei diesen legt man die Tunnelsohle je nach der Höhe des Schienenprofils an den Widerlagern 0,5 bis 0,6 m unter SO und gibt ihr, falls der Tunnelkanal in der Achse des Bauwerks liegt, ein Gefälle von 2,5 Proz. nach der Mitte zu, oder bei seitlicher Lage des Kanals ein solches nach diesem hin. Die Widerlager werden den Gebirgsdruckverhältnissen entsprechend entweder lotrecht oder nach innen gekrümmt ausgeführt — siehe A —, wobei das Krümmungsmaß je nach der Höhe des Stoßdrucks größer oder geringer angenommen wird. Das Tunnelgewölbe wird zumeist überhöht mit 2 Krümmungshalbmessern ausgebildet. Abb. 109 und 110 geben je ein Beispiel der häufigeren Profile eingleisiger Tunnel.

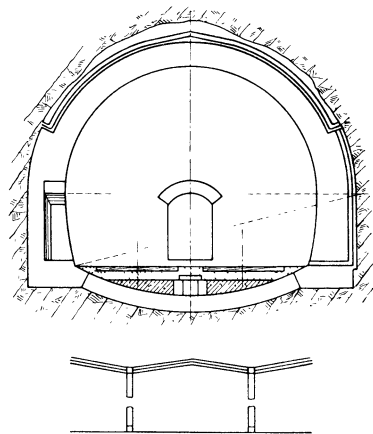


Abb. 111.

Zweigleisiger Tunnel. Die Ausbildung der Sohle und der Widerlager erfolgt in der gleichen Weise wie beim eingleisigen Tunnel. Der Tunnelkanal liegt zumeist in der Mitte. Bei sehr starkem Wasserzugang werden auch wohl an jedem Fuß der Widerlager ein Kanal, also im ganzen zwei eingelegt. Selten ist die Anlage nur eines Kanals an einer Seite. Das Gewölbe wird vorwiegend als Halbkreisbogen ausgeführt. Abb. 111, S. 127 stellt ein neuzeitliches deutsches zweigleisiges Tunnelprofil dar.

Felsprofile mit Mauergewölbe. Falls keinerlei Stoßdruck vorhanden ist und lediglich eine Einwölbung der Kalotte erforderlich erscheint, kann eine Aufmauerung der Widerlager unterbleiben. Hierbei erhalten die Stoßwände des Tunnels am zweckmäßigsten lotrechte Lei-

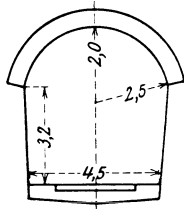


Abb. 112.

bungen. Bei älteren Tunneln sind sie auch wohl etwas gekrümmt oder nach innen geneigt heraus geschossen worden (Abb. 112).

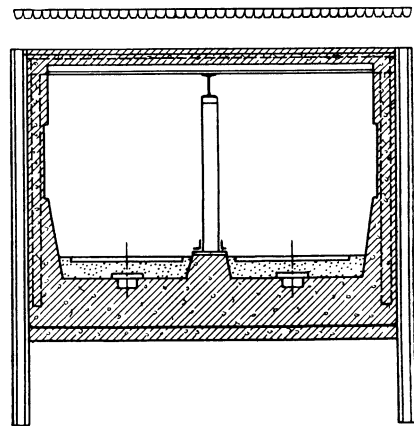


Abb. 113.

Kreis- und Ellipsenprofil. In den losen und rolligen häufig bedeutende Wassermengen führenden Sand- und Kiesmassen jüngerer Schichten, aber auch in den milden Tonen und Mergeln älterer Ablagerungen bedingen die Gebirgsverhältnisse und die weiterhin zu besprechende besondere Bauweise bei größerer Überlagerungshöhe des Tunnels die Anwendung eines Kreis- oder Ellipsenprofils wie es auch bei Tunneln unter Wasserläufen schon seit dem zweiten Jahrzehnt des vorigen Jahrhunderts ausgeführt ist.

Stadtergrundtunnel. Diese liegen zumeist dicht unter der Straßenoberkante und erhalten alsdann ein Rahmenprofil aus Eisenbeton. Dabei wird auf den Untergrundstationen die für die Bahnsteige usw. erforderliche Erbreiterung durch Säulenstellung ermöglicht (Abb. 113).

b) Portale.

Das Tunnelportal dient erstlich zum Abschluß des Gewölbes und der Widerlager, die es gegen die namentlich im Gebirge mit großer Heftigkeit auftretende Einwirkung von Regen, Schnee und Frost zu schützen hat. Zweitens hat es den von der Kopfböschung über dem Tunnelmund her wirkenden Gebirgsdruck aufzunehmen, der infolge der starken Verwitterung der Böschungen und der oft recht beträchtlichen Ansammlung von Gehängeschutt auf den letzteren sehr bedeutend werden kann. Demzufolge muß die Portalstirnmauer sehr häufig in kräftigem Querschnitt ausgeführt und durch Pfeiler verstärkt werden, falls Zerstörungen des Portals und in weiterer Folge recht unbequeme Beschädigungen des Tunnelmauerwerks hinter dem Portal, wie sie bei älteren Tunneln vorgekommen sind, vermieden werden sollen. Drittens muß das Portal den Tunnelmund vor den von der Kopfböschung abrollenden Gesteinstrümmern schützen. Es muß also bei rolliger Beschaffenheit der Kopfböschung entsprechend höher

als der Böschungfuß aufgeführt werden. Selbstverständlich ist dabei durch Anlage einer steinernen oder in Beton ausgeführten Rinne von genügendem Fassungsquerschnitt auch für sichere Abführung des auf der Kopfböschung niedergehenden Tagewassers Sorge getragen worden. Vergleiche den Querschnitt Abb. 115. — Endlich bildet das Tunnelportal den architektonischen Abschluß

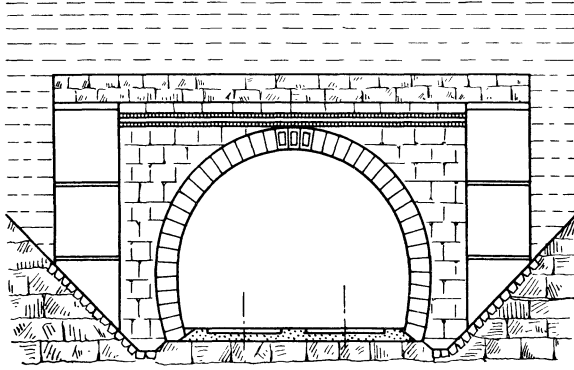


Abb. 114.

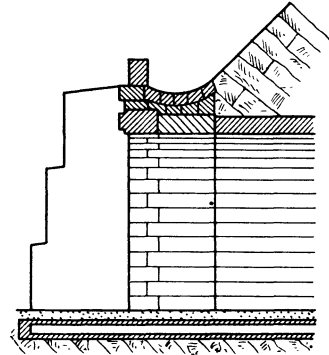


Abb. 115

des Tunnelgebäudes, der den örtlichen Verhältnissen anzupassen ist und somit lediglich inmitten städtischer Bebauung des Geländes am Tunnelmund eine reichere Gliederung erhalten darf. In manchen Fällen schließen sich seitlich Futtermauern des Tunnelvoreinschnitts an das Tunnelportal an.

e) Tunnelnischen und Kammern.

Die Tunnelnischen dienen dem Aufenthalt der im Tunnel beschäftigten Arbeiter während des Zugdurchganges, bisweilen auch der Aufnahme von elektrischen Batterien und von Sprechapparaten. Im eingleisigen Tunnel legt man sie am zweckmäßigsten an einer Seite, und zwar in gekrümmten Tunneln auf der äußeren Bogenseite an. Im zweigleisigen Tunnel werden neuerdings zumeist auf beiden Seiten einander gegenüberliegende Nischen angeordnet. Mit Rücksicht auf die stetig wachsende Geschwindigkeit der Züge soll die Entfernung der Nischen voneinander das Maß von 20 m nicht übersteigen. In den unausgemauerten Felsprofilen wird man zumeist selbst in festem Gebirge eine Überwölbung des Nischenscheitels vornehmen.

Aus der in Abb. 111 gegebenen Darstellung der Nischen der neuen Ahrtalbahn-Tunnel sind die Abmessungen zu entnehmen.

In sehr langen Tunneln fügt man den Nischen noch einige größere verschließbare Seitenräume von 3 bis 4 m Breite, 3 bis 8 m Tiefe und 2 bis 4 m Höhe hinzu, die etwa 1000 m Abstand voneinander besitzen und zur Aufbewahrung von Geräten und zum Aufenthalt von Wärtern dienen.

Es empfiehlt sich die Umwandlung der Nische im Tunnelwiderlager mit weißer Farbe anzustreichen und diese von Zeit zu Zeit zu erneuern, damit die Nische leicht und schnell zu finden ist.

d) Bewetterungsanlagen.

Die Bewetterungs- oder Lüftungsanlagen haben den Zweck, die Rauchgase der den Tunnel durchfahrenden Lokomotiven, in seltenen Fällen auch aus dem Tunnelgebirge ausströmende Gase, namentlich Kohlensäure aus dem Tunnel

zu entfernen. Eine Herabminderung der Wärme durch diese Anlagen ist dagegen bei den bisher dem Betriebe übergebenen Tunneln nicht bezweckt. Sie wird auch voraussichtlich bei den weiterhin geplanten großen Tunneln nicht erforderlich werden, da hierfür der einfache, in nahezu allen Tunneln herrschende natürliche Wetterzug sehr bald nach Fertigstellung des Tunnels ausreicht.

Als schädliche Komponenten der Lokomotivrauchgase kommen Kohlensäure, Kohlenoxyd und schweflige Säure in Betracht, die einestels zerstörend auf die Tunnelmauerung und das Gebirge sowie zweifelsohne mit der Feuchtigkeit zusammen auch auf den Oberbau einwirken, andernteils auch das Wohlbefinden und die Arbeitskraft der im Tunnel befindlichen Personen ungünstig beeinflussen. Die Einwirkung der Rauchgase auf die Gesteine und den Mörtel des Tunnelmauerwerks wird weiterhin bei der Besprechung der Wahl des Mauermaterials für den Tunnelausbau behandelt werden.

Im allgemeinen wird bei allen kürzeren, aber auch bei den langen Tunneln infolge des durch den Zugdurchgang erzeugten lebhaften Wetterstroms das Ausziehen des Lokomotivrauchs mit genügender Schnelligkeit erfolgen, wenn nicht starke und lange Steigungen eine sehr bedeutende Rauchentwicklung der Lokomotiven bedingen und wenn die Anzahl der den Tunnel durchzufahrenden Züge keine zu große ist. Infolgedessen ist auch bis vor etwa 25 Jahren eine künstliche Bewetterung selbst der langen Tunnel nicht erforderlich gewesen, obgleich auch in früherer Zeit in einigen Fällen beim Zusammentreffen ungünstiger Umstände arge Rauchbelästigungen, hier und da sogar Erstickungsgefahr

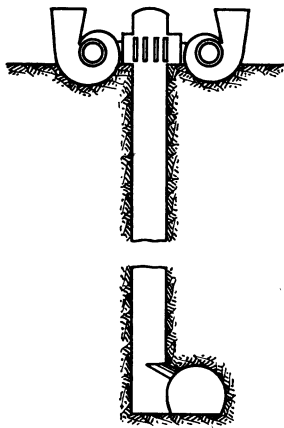


Abb. 116.

für das Lokomotivpersonal durch die Rauchmassen in Tunneln hervorgerufen sind. Neuerdings hat aber der Zugverkehr namentlich auf den großen durchgehenden Bahnlagen eine derartige Steigerung erfahren, daß bei der Mehrzahl der längeren Tunnel eine künstliche Lüftung nicht mehr entbehrt werden kann. Selbst bei Stadtuntergrundtunneln, soweit in ihnen der Zugverkehr durch Lokomotiven mit Feuerung vermittelt wird, ist eine solche nicht zu umgehen.

Zunächst hat man die Lüftung mittels eines oder mehrerer Luftschächte, teilweise mit darüber aufgeführtem Kamin zu bewirken versucht. Der Erfolg dieser Anordnung ist aber nur ein sehr geringer. Gegenwärtig werden bei längeren Tunneln Ventilatoren in Gestalt von Wetterrädern zur Lüftung verwendet, die elektrisch oder durch Dampfkraft angetrieben werden und mit sehr zufriedenstellendem Erfolg arbeiten.

Sie wirken entweder drückend — Anordnung Saccardo —, indem sie von einem Ringschlitz her, der an einem Mundloch den Tunnel umfaßt, frische Luft in den Tunnel einpressen, wobei noch weitere frische Luft von außen in das Mundloch hinein mitgerissen wird. Die Luftgeschwindigkeit im Tunnel ist so zu bemessen, daß sie am ausziehenden Mundloch noch etwa 2 Sekundenmeter beträgt.

In derartiger Weise werden Gotthard- und Tauerntunnel sowie manche italienische Tunnel mit gutem Erfolge bewettert.

Oder es werden auch absaugende Ventilatoren zur Tunnellüftung verwendet. Diese stellt man über einem Wetterschacht auf, der möglichst in der Mitte zwischen den beiden Mundlöchern abgeteuft ist und den Tunnel mit der Ventilatorenkammer verbindet. Das Wetterrad saugt alsdann ebenso wie bei Bergwerksanlagen die verunreinigte Luft aus dem Tunnel von beiden Mundlöchern nach dem Schacht zu ab, und die frische Luft strömt durch die Mundlöcher ein. In England werden hierzu häufig die Guibal-Räder verwendet. Von deutschen Rädern sind die Mortier- und die Kappel-Räder als die besten zu

bezeichnen. Die Luftgeschwindigkeit im Tunnel ist auch bei dieser Anordnung nur eine mäßige.

Auch diese Art der Ventilation, deren Anwendung indes mit Rücksicht auf das Abteufen des Wetterschachtes auf Tunnel mit nicht zu großer Überlagerung beschränkt ist, hat sich gut bewährt. Beispiele ihrer Anwendung bieten der Severntunnel in England, der Cochem- und der Hauensteinbasis-Tunnel (Abb. 116).

e) Entwässerungsanlagen.

Unter A. d — geologische Vorerhebungen — ist bereits der gefährlichen Einwirkung des aus dem Tunnelgebirge zusetzenden Wassers sowohl auf den im Bau begriffenen wie auch auf den fertigen Tunnel gedacht worden. Man ist denn auch von jeher bestrebt gewesen, die Wasserzugänge zum Tunnel unschädlich zu machen, und zwar im wesentlichen durch möglichst wasserdichte Abdeckung des Tunnelmauerwerks, durch Sammlung der über diesem liegenden Wasser und durch Abführung derselben in den Tunnelkanal. Dabei ist aber vielfach vergessen, daß das Wasser nicht nur auf das Tunnelgebäude, sondern auch unter Umständen auf das Tunnelgebirge einen sehr ungünstigen Einfluß ausübt.

Dieser äußert sich namentlich, wenn dem Gebirge fortgesetzt durch die Tunnelentwässerung Wasser entzogen wird, dadurch, daß ein an und für sich druckfreies Gebirge mit der Zeit druckhaft wird, so daß schließlich das anfänglich wohl ausreichend starke Mauerwerk des Tunnels dem immer stärker werdenden Gebirgsdruck nicht mehr standhalten kann. Im trocknen Zustande standfeste Gesteine wie mesozoische und känozoische Sandsteine mit tonigem Bindemittel, Schiefertone und Mergel werden durch das strömende Wasser in weiche bewegliche Massen verwandelt. Anhydrit wird unter starker Volumvermehrung — bis zu 50% — in Gips überführt. Die unter Einwirkung von Faltungsdruck und Verwerfungen in kleine Stücke zertrümmerten Schollen fester Gesteine werden der Fugenausfüllung beraubt und förmlich in loses Haufwerk verwandelt, das in sich zusammensackt und furchtbar druckhaft wird. Letztere Erscheinung war beispielsweise besonders deutlich am stark zertrümmerten Rotliegenden in der Bruchstrecke des Mettlacher Tunnels zu beobachten, das durch die abgezapften und fortwährend in Bewegung befindlichen Tunnelwasser allen Zusammenhanges beraubt und völlig gelockert war. Endlich aktiviert das abgezapfte Wasser, wie bereits früher wiederholt ausgeführt ist, die Rutschflächen namentlich der jüngeren Schichten, ebenso der Kluftsysteme und der Verwerfungen und ruft dadurch bedeutenden Gebirgsdruck hervor.

Hiernach kann also durch die Entwässerung des Tunnels unter Umständen sehr großes Unheil angerichtet werden.

Bevor man daher zur Einleitung derselben schreitet, ist zunächst die Frage zu prüfen, ob eine Entwässerung überhaupt statthaft, oder ob das Wasser nicht vielmehr soweit wie möglich vom Tunnel fern zu halten und am Ausströmen zu hindern ist. Letzteres ist bei den oben angeführten Ausbildungs- und Lageungsverhältnissen des Gebirges, namentlich im Ton und Mergel, sowie überall da unbedingt anzustreben, wo sählig gelagerte, aber auch steil aufgerichtete stark zertrümmerte kleinstückige Schollen zwischen flach fallenden Verwerfungen über dem Tunnel liegen.

Unabhängig von vorstehenden Erwägungen wird man, sofern stärkere Wasserzugänge zum Tunnelgebirge zu erwarten sind, vor allem auf den Flächen, von denen die Tagewässer dem Gebirge zugehen, also recht oft nicht bloß unmittelbar über dem Bauwerk eine möglichst vollkommene oberirdische Ableitung der Tagewässer durchführen.

Die eigentliche Entwässerung des Tunnels selbst erfolgt, falls sie sich als zulässig und notwendig erweist, in der Weise, daß man die über dem Gewölbe zutretenden Wasser an der Rückseite des Mauerwerks in Kämpferhöhe zusammenfaßt und durch einzelne in entsprechenden Abständen voneinander angelegte kleine Abfallschächte oder Sickerschlitze bis zur Höhe der Tunnelsohle hinabführt. Sie werden dann in kleinen Röhren durch das Widerlagsmauerwerk in den

Tunnel und zum Tunnelkanal abgeführt. Einzelne starke Schicht- oder Spaltquellen werden für sich abgefangen. In gewissen Fällen kann es auch zweckmäßig sein, das Wasser seitlich vom Tunnel in Parallelstolln in Kämpferhöhe oder tiefer zu sammeln und abzuleiten. Abb. 111 zeigt die Anordnung der Wasserabführung, wie sie neuerdings häufig getroffen ist.

Näheres über die Entwässerungsanlagen wird weiterhin ausgeführt werden.

C. Bergmännische und Maurerarbeiten.

a) Allgemeines.

Die für den Bau eines Tunnels erforderlichen Arbeiten bestehen aus: erstlich dem Ausbruch, d. h. dem Lösen und Fördern des Gesteins aus den Hohlräumen des Tunnels, zweitens dem Ausbau, nämlich der zeitweiligen und dauernden Abstützung der Hohlräume, drittens verschiedenen Nebenarbeiten, wie Bewetterung, Wasserlösung usw.

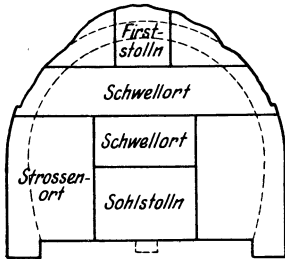


Abb. 117.

Der Ausbruch erfolgt, wenn man von den im Schildvortrieb hergestellten Tunneln absieht, nur bei Tunneln von geringer Lichtweite und Höhe im Vollprofil und auch bei ihnen nur, sofern die Gebirgsverhältnisse es zulassen. In allen übrigen Fällen wird der Ausbruch durch das Auffahren eines Richtstollns eingeleitet, der das Gebirge aufschließt, die Material- und Arbeiterförderung, die Bewetterung, die Entwässerung und den Angriff der weiteren Ausbruch-

arbeiten vermittelt.

Dem Richtstolln folgen dann die Aufweitungsarbeiten zum Vollausbuch, die schon vor dem Durchschlägigwerden der von beiden Mundlöchern gleich-



Abb. 118.

zeitig vorgetriebenen Richtstollnhälften an verschiedenen Punkten des Stollns begonnen werden, sobald dieser einige Länge erreicht hat. Vollausbuch, Zimmerung und Mauerung werden im Tunnelbau nur sehr selten auf größere Längen, vielmehr

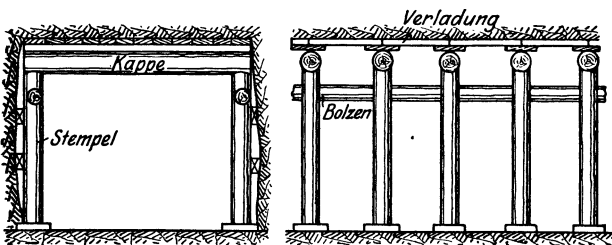


Abb. 119.

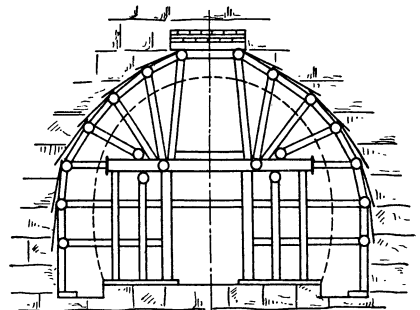


Abb. 120.

zumeist in Zonen oder Ringen ausgeführt, deren Längen je nach den Druck- und Wasserverhältnissen des Gebirges 3 bis 15 m betragen. Abb. 117 veran-

schaulich die Reihenfolge, in welcher in einem Querschnitt die Ausbrucharbeiten vorgenommen werden können, Abb. 118 eine Zonenanordnung.

Der zeitweilige Ausbau besteht aus einer Holz-, nicht so oft aus einer Eisenzimmerung; und zwar werden zunächst der Richtstolln, dann die einzelnen Teile des Vollaushubs in Zimmerung gesetzt, wobei sich zum Schluß zumeist durch Auswechseln und Unterfangen der einzelnen Hölzer der Teilflächen eine Gesamtzimmerung des Vollaushubs ergibt.

Abb. 119 zeigt die Zimmerung eines Richtstollns, Abb. 120 eines Vollaushubs.

b) Bergmännische Arbeiten.

Lösen und Wegführen des Gesteins.

a) Allgemeines. Das Lösen des Gesteins sowohl im Richtstolln wie auch in den Aufbrüchen und einem etwaigen zweiten Stolln des Tunnels bietet gegenüber den Gewinnungsarbeiten im offenen Einschnitt oder im Steinbruch insofern größere Schwierigkeiten, als das Tunnelgestein in der First und der Sohle sowie in den Stößen verspannt ist, wodurch unter allen Umständen eine bedeutende Beeinträchtigung der Gewinnungsarbeiten, insbesondere der Wirkung der Sprengmittel hervorgerufen wird. Letztere kann dabei je nach der Beschaffenheit und der Lagerung des Tunnelgesteins bis auf die Hälfte herabgemindert werden.

Die Gewinnung erfolgt im Tunnel in losen Gesteinen wie Sand, Kies, sehr sandigem Lehm durch Handarbeit. In seltenen Fällen kann auch einmal ein festes Gestein zu durchhörtern sein, das durch Gebirgsdruck so zertrümmert und und zerstückelt ist, daß es ohne Sprengmittel gelöst werden kann. Derartiges kommt insbesondere im Bereich von Spaltenverwerfungen vor, und zumeist verbietet sich dabei sogar die Anwendung von Sprengmitteln, weil durch die Sprengschüsse das ohnehin schon lose Gestein allzusehr gelockert und zum Nachstürzen veranlaßt werden würde. Vereinzelt ist bei der Hereingewinnung von Sanden und feinkörnigen Kiesen auch Baggerarbeit zur Anwendung gelangt, so beispielsweise beim Bau der Central-London-Untergrundbahn.

In der Mehrzahl der Tunnelbauten wird die Anwendung von Sprengmitteln beim Lösen des Gesteins nicht entbehrt werden können. Selbst ganz milde Tone und Mergel, die über Tage unbedenklich mit Hacke und Schaufel abgebaut werden können, lassen sich im Tunnel, falls die Arbeit nicht ungebührlich verzögert werden soll, nur unter Zuhilfenahme der Schießarbeit lösen.

Dabei sind zu unterscheiden: erstlich die Herstellung der Sprenglöcher, das Bohren, zweitens das Sprengen selber, drittens die Wegführung des gelösten Gesteins, die Schutterung.

β) Bohrarbeit. Das Bohren der Sprenglöcher wird entweder mittels Handarbeit oder mittels Maschinenarbeit ausgeführt; die Handarbeit ist aber namentlich im letzten Jahrzehnt immer mehr durch die Maschinenarbeit verdrängt worden. Dies findet seinen Grund darin, daß einerseits die Arbeitslöhne eine stetige starke Steigerung erfahren haben und daß andererseits auch auf den übrigen größeren Baustellen einer Neubaustrecke die Anwendung von Maschinen in Gestalt von Aufzügen, Misch- und Transportwerken, Baggern, Rammen u. dgl., die mit Wasserkraft, Dampf, Preßluft oder Elektrizität angetrieben werden, eine weitgehende Verbreitung findet. Es sind dementsprechend in vielen Fällen selbst in der Nähe kleinerer Tunnel bereits Installationen vorhanden, die ohne weiteres für den Betrieb der Bohrmaschinen im Tunnel ausgenutzt werden können. Größere Tunnel erfordern selbstverständlich die Errichtung eigener ausgedehnter Installationen, die, wie weiterhin ausgeführt werden wird, nicht nur dem Betriebe der Bohrmaschinen, sondern auch der Ventilatoren und anderer Maschinen zu dienen haben.

Des weiteren wird in der Neuzeit mit Einführung der sehr handlichen Bohrhämmer auch die Handbohrarbeit immer mehr bei der Herstellung des Vollaussbruchs im Tunnel zurückgedrängt, bei welchem sie sich früher noch lange Zeit behauptet hatte, selbst als die Bohrmaschinen sich bereits beim Auffahren des Richtstollns das Feld erobert hatten.

Handarbeit. Unter Berücksichtigung des eben ausgeführten findet die Handarbeit im wesentlichen nur noch mit Vorteil in solchen Gesteinen Verwendung, die den Betrieb der Bohrmaschinen allzusehr erschweren oder unmöglich machen. Dazu gehören milde Tone und Tonschiefer, weiche Mergel und völlig zerschotterte Gesteine, in denen der Maschinenbohrer sich festsetzen oder klemmen und dementsprechend geringere Fortschritte machen würde als der Handbohrer. Derartige Gesteine finden sich im Bereich mesozoischer Formationen, namentlich in der Trias, im Lias und im Mittleren Jura, in der Unteren Kreide und ferner im Tertiär, endlich auch in Verwerfungszonen.

Die Handbohrung wird vorwiegend als Hammerbohrung, also durch Eintreiben der Bohrstange mittels der Schläge eines schweren Hammers, und zwar entweder einmännig, wobei ein Arbeiter die Bohrstange hält und eintreibt, oder zweimännig, wobei ein Arbeiter die Bohrstange, der andere den Hammer führt, ausgeführt. Seltener ist das Stauchen der Bohrlöcher, das in der Weise erfolgt, daß der Arbeiter die Bohrstange selbst anhebt und in das Bohrloch hineinstößt. Im übrigen unterscheidet sich die Handbohrarbeit im Tunnel nicht von derjenigen in Tagesbetrieben.

Maschinenarbeit. Die Maschinenarbeit stellt sich bei der heutigen Vervollkommnung der Bohrmaschinen in der Mehrzahl der Fälle als die billigeren heraus, sie ermöglicht vor allem in den meisten Gebirgsarten eine weit schnellere Herstellung der Bohrlöcher als die Handarbeit. Damit wird aber nicht nur die Zeit für den Stollnvortrieb, sondern seit der gesteigerten Verwendung der Bohrmaschinen im Vollaussbruch auch die Zeit für die Herstellung des letzteren außerordentlich abgekürzt, da die Ausführung der Bohrung weitaus den größten Zeitraum der ganzen Gerleinslösung beansprucht. Die Fortschritte, die in dieser Beziehung gemacht sind, erhellen aus nachstehender Zusammenstellung.

Es betragen die Tagesleistungen beim Auffahren des Richtstollns:

in den Baujahren	Tunnel	durchschnittl. Tagesleistung vor einem Ortsstoß rund
1868—70	Mont Cenis	2,4 m
ganze Bauzeit 1872—1880	St. Gotthard	3,0 m
1880—1883	Arlberg	5,0 m
1909—1911	Lötschberg	4,92 m
1912—1914	Hauensteinbasis	7,52 m

Auf die vorstehenden Zahlen haben die Verschiedenartigkeit der Gebirgsbeschaffenheit, die Wasserzugänge, die Gebirgswärme und die verschiedenen Abmessungen des Stollnquerschnitts selbstverständlich einen gewissen Einfluß ausgeübt. Dieser ist aber nur sehr gering gegenüber der Leistungsfähigkeit der verwendeten Bohrmaschinen.

Im einzelnen sind natürlich weit größere Tagesleistungen zu verzeichnen. Sie stellten sich beispielsweise beim

Simplontunnel auf 10 m in Granit
 Lötschbergtunnel „ 13 „ „ „
 Hauensteinbasistunnel auf 14,7 m im dolomitischen Kalkstein.

Die im Tunnelbau verwendeten Bohrmaschinen zerfallen in Stoßbohr- und Drehbohrmaschinen.

Stoßbohrmaschinen. Bei ihrer Anordnung hat man grundsätzlich die Werkzeuge des Handbohrers nachgeahmt. Man hat also einmal Maschinen konstruiert, bei denen das Bohreisen durch Hammerschläge derselben in das Gestein getrieben wurde. Diese Maschinen sind jedoch niemals wirklich zur Anwendung gelangt.

In gewissem Maße sind allerdings die in der Neuzeit mit großem Erfolge verwendeten Bohrhämmer, bei welchen der Bohrer in keiner festen Verbindung mit dem Schlagkolben steht, hierher zu rechnen.

Sodann hat man Stoßbohrmaschinen eingeführt, deren Wirkungsweise der Arbeit des Bohrlochstauchens nachgebildet worden ist; und diese Maschinen sind auch heute noch in weitem Umfange in Gebrauch.

Sie haben folgende Arbeiten zu verrichten:

Erstlich den Vortrieb und Rücktrieb des mit einer Schneide versehenen Bohrers, zweitens die Drehung des letzteren zwecks Herstellung des kreisförmigen Querschnitts des Bohrloches, das „Setzen“, drittens das allmähliche Vorrücken der Maschine mit Tieferwerden des Loches, „den Vorschub“, viertens den „Rückgang“ der Maschine beim Auswechseln des Bohrers und nach Fertigstellung des Bohrloches.

Von diesen Bewegungen werden Vor- und Rücktrieb und Setzen des Bohrers überall, der Vorschub in vielen Fällen maschinenmäßig, dagegen der Rückgang der Maschine fast immer mit Handarbeit ausgeführt.

Als Betriebskraft wird Druckluft und Elektrizität verwendet.

Bei den mit Druckluft betriebenen Maschinen tritt die außerhalb des Tunnels in einem Kompressor erzeugte Druckluft von 4 bis 6 Atm. Überdruck, die den Maschinen durch eine eiserne Flanschrohrleitung zugeführt wird, mittels eines hin- und hergehenden Schiebers vor und hinter den mit dem Bohrer verbundenen Kolben, der sich in einem Zylinder bewegt, und erzeugt so den Vor- und Rücktrieb des Bohrers. Das Setzen erfolgt auf verschiedene Weise, am zweckmäßigsten durch eine mit Spiralnuten versehene Stange, die beim Rücktrieb festgehalten ist, und um die sich der Kolben alsdann mit dem Bohrer drehen muß.

Von älteren Druckluftmaschinen seien außer der erstmalig am Mont Cenis benutzten Sommeiller-Maschine, die gänzlich außer Gebrauch gekommen ist, die Maschinen von Ferroux, Dubois-François, Darlington-Rand und Fröhlich erwähnt. Gegenwärtig sind besonders die Ingersoll-Bohrmaschinen und die Maschinen der Maschinenfabrik von Rud. Meyer A.G. zu Mühl-

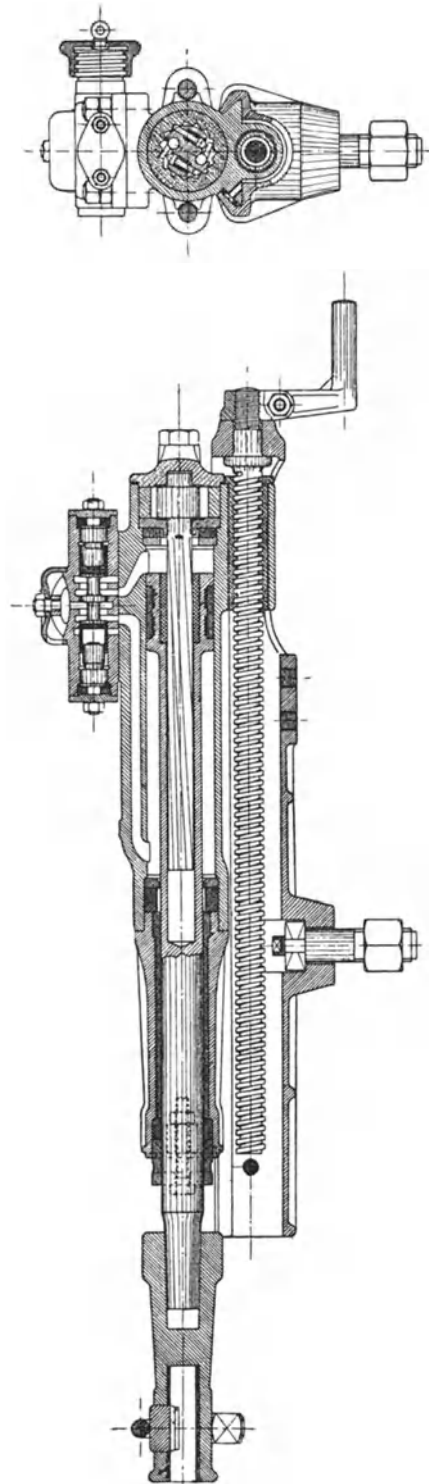


Abb. 121.

heim-Ruhr sowie von Bechem und Keetman im Gebrauch, die sich in neuzeitlicher Einrichtung sehr leistungsfähig erwiesen haben, so z. B. am großen Löttschberg-Tunnel. Abb. 121 gibt den Längenschnitt der Rudolf Meyer-Maschine, der einer weiteren Erläuterung nicht bedarf.

Wie bereits erwähnt, haben sich in den letzten Jahren die Bohrhämmer wegen ihrer Handlichkeit, schnellen Auswechslung, einfacher Reparaturen und guten Leistungen in weitgehendem Maße beim Tunnelbau eingeführt. Ihre einfache Konstruktion ist aus Abb. 122 ersichtlich.



Abb. 122.

Die Hämmer werden teils neben den großen Bohrmaschinen zur Abbohrung der mit den letzteren schwer erreichbaren Flächen des Tunnelprofils, so beim Löttschberg-Tunnel, teils zur Leistung der gesamten Bohrarbeit im Tunnel, so beim Hauensteinbasis-Tunnel verwendet, namentlich in Deutschland und in der Schweiz.

Die zweite Gruppe der Stoßbohrmaschine besitzt elektrischen Antrieb. Diese Maschinen finden vor allem im Bergbau Anwendung. Doch sind sie neuerdings auch bei verschiedenen größeren Tunnelbauten in Tätigkeit gewesen.

Der Bohrantrieb erfolgt nach zwei Typen. Der eine ist derjenige der zuerst von Siemens & Halske gebauten Bohrmaschinen. Bei diesen werden Vor- und Rücktrieb des Bohrers durch eine Kurbel bewirkt, die durch ein Zahnradvorgelege bewegt wird. Der Motor, der diese Bewegung erzeugt, überträgt sie entweder mittels biegsamer Welle auf das Vorgelege und ist dabei in besonderem selbständigen Gehäuse neben der Bohrmaschine untergebracht, oder nach der neueren Konstruktionsweise oben auf der Bohrmaschine befestigt. Das Setzen des Bohrers erfolgt wieder durch die Spiralnutstange, der Vorschub maschinenmäßig.

Den zweiten Typ bildet die Solenoidbohrmaschine der Union-Elektrizitätsgesellschaft zu Berlin. Bei dieser wird die Hin- und Herbewegung des Kolbens und Bohrers unmittelbar durch elektrische Erregung zweier Solenoide, die den Kolben umgeben, ausgeführt. Das Setzen des Kolbens geschieht wie oben beschrieben, der Vorschub durch Handkurbel.

Neuerdings hat die Firma Siemens & Halske auch einen elektrisch betriebenen Bohrhämmer konstruiert, der namentlich für das Bohren in sehr hartem Gestein bestimmt ist. Über die Bewährung der Konstruktion im Tunnelbau lassen sich noch keine Angaben machen.

Die Bohrer und ihre Verbindung mit dem Kolben. Die Schneiden der Bohrer besitzen vorwiegend einfache Meißelform, doch bewähren sich namentlich in hartem kieseligen Gestein auch die \sqcap - und Kreuzmeißelformen. Bei größeren Tunnelbauten empfiehlt es sich, Versuche mit den verschiedenen Bohrschneiden anzustellen. Auch die Härtung und Stauchung der Bohrstähle beim jedermaligen Schärfen der Bohrer muß sorgfältig dem zu bohrenden Gestein angepaßt werden, wenn Größtwerte der Bohrleistungen und tunlichste Ersparnis an Bohrern erzielt werden sollen.

Die Verbindung zwischen Kolben und Bohrer wird bei den Stoßbohrmaschinen vorwiegend durch einen selbständigen Konstruktionsteil, den Bohrschuh bewirkt, der die Kolben und Bohrerzapfen in konischen Hohlzylindern mit Schrauben oder Keilbefestigung, auch wohl ohne die letztere aufnimmt. In einzelnen Fällen ist der Bohrschuh fortgelassen und der Zapfen des Bohrers unmittelbar in einen Hohlzylinder am Vorderende des Kolbens eingelassen.

Drehbohrmaschinen. Die Drehbohrmaschinen arbeiten entweder mit Schlangen- bzw. Schraubenbohrern nach Art der Holzbohrer mit mäßig rascher Drehung und unter geringem Druck, wobei als Bohrgut Gesteinsmehl erzeugt wird, oder als Hohl- bzw. Splitterbohrer mit langsamer Drehung und unter sehr starkem Druck. Zur Gruppe der Schlangenbohrmaschinen gehören die Handbohrmaschine und die elektrisch betriebenen Drehbohrmaschinen.

Die Handbohrmaschine arbeitet nach Art der kleinen Bohrmaschinen, die man zum Lochen der Bahnschwellen verwendet und ist auch heute noch im Gebrauch, und zwar im Tonschiefer, in weichem Sand- und Kalkstein sowie im Mergel, überhaupt im milden Gebirge. Ihr Betrieb ist billig, erfordert wenig Übung der Arbeiter und verhältnismäßig wenig Reparaturen. Dabei können sich indes die Bohrleistungen mit denjenigen der guten Maschinenbohrer nicht messen. Immerhin ist die Handbohrmaschine bei kürzeren Tunneln, beim Fehlen einer Installation und bei Bauten außerhalb der Kulturländer recht wohl brauchbar.

Die elektrisch betriebenen Schlangenbohrmaschinen finden gegenwärtig eine sehr verbreitete Anwendung in allen Bergwerksbetrieben, in welchen weichere Gesteine zu durchörtern sind. Sie sind auch bei derartigen Tunnelgesteinen recht leistungsfähig. — Dagegen vermögen sie in harten Gesteinen nicht befriedigend zu arbeiten, weil die Bohrer sich in diesen sofort völlig abschleifen. Der Antrieb der Maschinen erfolgt in ähnlicher Weise wie bei den oben beschriebenen Stoßbohrmaschinen von Siemens & Halske und von der Union.

Die Kernbohrmaschinen arbeiten zum Teil nach Art der Tiefbohrer mit Diamant- oder Stahlkrane und erzeugen durch ringförmiges Einschneiden ins Gebirge Bohrkern von Zylinderform. Die Anwendung dieser Maschinen ist für die Sprengbohrungen heute so gut wie ganz aufgegeben, auch niemals in größerem Umfange erfolgt.

Dagegen ist die mit Druckwasser von 20 bis 100 Atm. Spannung betriebene Splitterbohrmaschine bis in die Neuzeit hinein in Gebrauch. Bei den großen Tunnelbauten der Alpenbahnen ist sie in Gestalt der Druckwassermaschine von Brandt vielfach zur Anwendung gekommen. Bei der Brandtschen Maschine ver setzt der Zweizylinder-Druckwassermotor eine Kurbelwelle in Drehung. Letztere wird durch die auf der Welle sitzende Schnecke auf den Druckzylinder der Maschine mittels des auf ihm befestigten Schneckenrades übertragen. Der Druckzylinder nimmt den Kopf des in seinem Innern liegenden Vorschub-

zylinders und das Bohrgestänge mit, das von letzterem durch Druckwasser gegen das Gestein gepreßt wird. Das ausfließende Druckwasser wird zum Teil zur Kühlung des mit 3 bis 4 Zähnen bewehrten Hohlbohrers und zur Reinspülung des Bohrloches benutzt. Im Laufe der Zeit hat die Maschine manche Abänderung erfahren.

cc) Zusammenstellung.

Antrieb	Stoßbohrmaschinen		Drehbohrmaschinen	
	Druckluft	Elektrizität	Elektrizität mäßig rasche Drehung, schwacher Druck	Druckwasser langsame Drehung, starker Druck
Typen leistungs- fähiger Maschinen	Ingersoll Meyer Bechem & Keet- man Bohrhämmer namentlich vieler deutscher Fabriken	Siemens & Halske Union	Siemens & Halske Schlangenbohrer	Brandt Hohlmeißel- bohrer
Gebirgsarten, für die die Maschinen be- sonders ge- eignet sind	Sehr harte, harte bis weiche Gesteine. Eruptive, Kontakte, Kristalline, Schiefer, Grauwacken, kieselige Sandsteine, Quarzit, Kieselschiefer, härtere Ton- schiefer, Kalkstein, Dolomit (auch feste Mergel), Anhydrit, Gips Von den vorausgeführten die härtesten am besten mit Druckluftmaschinen zu bohren		Weichere Gesteine. Sandsteine, Ton- schiefer, feste Schiefertone, Kalkschiefer, weichere Kalke und Mergel der jüngeren Formationen Für diese Gebirgsarten bedingungs- weise auch die Handbohrmaschinen verwendbar	Mittelharte geschlossene Ge- steine aller For- mationen

Die Leistungsfähigkeit der Bohrmaschinen ist abhängig:

erstlich von der Beschaffenheit und Lagerung der zu bohrenden Gesteine. So braucht beispielsweise ein neuzeitlich konstruierter Bohrhämmer zur Herstellung eines 1,25 m tiefen Loches im härtesten Porphyrt 90 Minuten, im Kohlsandstein 8 Minuten,

zweitens von der Güte und Behandlung des Bohrstahls,

drittens von der richtigen Anordnung der Anzahl und der Kraft der Schläge bei den Stoßbohrmaschinen, von der Anzahl der Umdrehungen bei den Drehbohrmaschinen.

Sehr harte Gebirgsarten werden bei Verwendung von Stoßbohrmaschinen am besten mit starken weniger zahlreichen Schlägen angegriffen, weichere Gebirgsarten mit leichteren sehr zahlreichen Schlägen. Schläge bis zu 500 in der Minute.

viertens von der Übung und Geschicklichkeit der Arbeiter, der rechtzeitigen Auswechslung der Bohrer und der Wartung der Maschinen.

Angaben von Durchschnittsleistungen der einzelnen Maschinengattungen haben deshalb nur sehr geringen Wert.

Neuerdings werden die Stoßbohrmaschinen und unter ihnen namentlich die sehr handlichen, leicht zu reparierenden Bohrhämmer für die Herstellung der Bohrlöcher im Tunnelbau sehr bevorzugt.

Weiteres über die Konstruktionseinzelheiten der Bohrmaschinen unter I. Teil, Band 4, VIII, 3 „Maschinenwesen“.

dd) Verlagerung der Bohrmaschinen. Die Bohrmaschinen werden vielfach auf fahrbaren Gestellen, den Bohrwagen mit schweren Spannsäulen verlagert. In der Neuzeit haben aber auch die bequem und leicht zu transportierenden Spannsäulen ohne Bohrwagen Eingang gefunden, die je nach Bedarf

wagrecht oder lotrecht zwischen den Stößen oder zwischen First und Sohle des Orts eingespannt werden können. Sie bestehen aus einem stählernen oder flußeisernen Hohlzylinder, der mit Schraubenspindeln gegen das Gebirge verspannt wird. Bei der Spannsäule der Brandtschen Drehbohrmaschine erfolgt die Einspannung durch Druckwasserkolben.

Die Bohrmaschinen werden an der Säule mit einer Schellenklaue befestigt, die die Drehung der Bohrmaschine an der Säule sowohl in der wagerechten wie in der lotrechten Ebene gestattet (Abb. 123). Seltener erfolgt die Verlagerung der Bohrmaschinen auf schweren Dreifußgestellen.

An einer Säule können gleichzeitig zwei, auch drei Maschinen arbeiten.

Die Bohrhämmer werden von Hand geführt und bedürfen keiner besonderen Verlagerung.

γ) Sprengarbeit. Die Sprengmittel und ihre Wirkung. Bekanntermaßen beruht die Wirkung der Sprengmittel darauf, daß sie bei der Entzündung vergasen und daß durch das Ausdehnungsbestreben der in mehr oder weniger kurzer Zeit gebildeten Gasmassen der sie umgebende Körper zerstört wird.

Dabei unterscheidet man sehr brisante Sprengstoffe, nämlich solche mit ungemein starker und augenblicklich eintretender Vergasung, und weniger brisante Sprengstoffe, bei denen zwar auch noch sehr große Gasmengen, diese aber nicht so schnell wie bei den ersteren entwickelt werden.

Eine Patrone des sehr brisanten Gelatindynamits schlägt, selbst wenn sie einfach auf die Oberfläche einer freiliegenden Granitbank gelegt wird, diese bei der Entzündung in Trümmer, weil die Vergasung so rasch erfolgt, daß das Luftpolster oberhalb der Patrone genügt, um die Ausdehnung der Gase nach oben in wirksamster Weise zu beeinträchtigen. Eine Patrone des viel weniger brisanten Schwarzpulvers explodiert dagegen auf offener, sonst leicht zerstörbarer Sandsteinbank, ohne diese anzugreifen.

Eine dritte Gruppe von Sprengmitteln mit weniger starker Gasentwicklung kommt für die hier in Frage stehenden Zwecke überall nicht in Betracht.

Der im Tunnel zu verwendende Sprengstoff muß sich aber erstlich der Ausbildung und den Lagerungsverhältnissen des Gesteins anpassen. Es wird also im festen geschlossenen Gestein ein sehr brisanter, im weicheren oder durch Gebirgsdruck stark zertrümmerten Gestein ein weniger brisanter Sprengstoff namentlich dann verwendet werden müssen, wenn zu befürchten ist, daß bei zu heftiger Schußwirkung zu große Ausbrüche erfolgen. Dabei ist jedoch zweierlei zu beachten. Einmal ist die Wirkung der Schüsse, wie bereits hervorgehoben, namentlich im Stollnangriff durch die Verspannung des Gesteins so stark beeinträchtigt, daß ein Gestein, das über Tage die Verwendung eines weniger brisanten Sprengstoffes zuläßt, im Tunnel ein sehr brisantes Sprengmittel erfordert.

Der Jurakalk läßt sich z. B. im Steinbruch und Einschnittsbetriebe bei richtiger Anordnung der Schüsse noch sehr wohl mit gutem Schwarzpulver lösen. Dagegen würde die Verwendung des Pulvers bei Jurakalk im Tunnel sehr unwirtschaftlich sein.

Sodann verlangt umgekehrt ein zertrümmertes Gestein, falls seine Klüfte geöffnet sind, deshalb einen brisanten Stoff, weil andernfalls die Wirkung der Sprenggase dadurch stark herabgemindert wird, daß ein großer Teil der nicht so blitzartig schnell gebildeten Gase seinen Weg wirkungslos durch die offenen Klüfte nehmen kann.

Es kann beispielsweise das dem Dynamit an Brisanz nachstehende Westfalit recht gut im festen Tonschiefer verwendet werden, solange dieser geschlossen oder auch von nachträglich durch Gebirgsdruck wieder gedichteten Klüften durchzogen ist. Im Tonschiefer mit offenen Klüften geht dagegen die Wirkung des Westfalits auf ein Viertel herab.

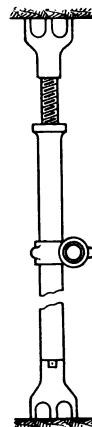


Abb. 123.

Somit ist vor der Wahl des Sprengmittels eine genaue Untersuchung des Tunnelgebirgs nicht nur technisch, sondern auch wirtschaftlich von großer Bedeutung.

Zweitens muß der Tunnelsprengstoff mit Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse der Baustelle und die nur für den vorübergehenden Gebrauch zu schaffenden Aufbewahrungsräume ganz besonders widerstandsfähig gegen äußere zersetzende Einflüsse und gegen Schlagexplosion sein.

Drittens soll er keine wirklich gesundheitsschädlichen Gase entwickeln.

Unter den überhaupt zu Gesteinssprengungen verwendeten sehr zahlreichen Stoffen kommen nun für den Tunnelbau in der Hauptsache nur die in der nachfolgenden Zusammenstellung aufgeführten Sprengstoffe, und unter ihnen in der großen Mehrzahl der Fälle das Gelatinedynamit in Betracht, wengleich hier und da auch einige andere Sprengmittel verwendet werden.

	Schwarzpulver	Gurdynamit	Gelatinedynamit	Westfalit
Zusammensetzung	Mechanisches Gemenge von durchschnittlich 65% Kalisal-peter 15% Schwefel 20% Kohle	Sorte I: Mecha-nisches Gemenge von Nitroglyze-rin und geglühter Kieselgur (75% Nitrogly-zerin)	Sorte I: Mechanisches Gemenge von 65% gelatiniert. Nitrogly-zerin und 35% Zu-mischpulver. Gelati-niertes Nitroglyzerin besteht aus Kollo-diumwolle (nitrierte Baumwolle) u. Nitro-glyzerin. Zumischpul-ver enthält 75–80% Kalisalpeter, 25–20% Holzmehl. Gelatindynamit ist besser als Gurdynamit, weil das Zum.schpul-ver verbrennlich ist, dagegen der überdies sehr leicht Nitrogly-zerin wieder ausschei-dende Kieselgur un-verbrennlich	Mischung von Ammoniumni-trat und Kali-umdichomat. Am NO_3 u. $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ Dazu seltener KClO_3 -Kalium-chlorat und der flüssige Sauer-stoff. Die beiden letz-teren haben im Tunnelbau bislang nur be-schränkte An-wendung gefun-den. Namentlich mit dem letzt-genannten sind bislang noch keine guten Er-gebnisse erzielt
Explosions-temperatur	250–300°		180°	
Gas-temperatur	3000°		etwa 5000°	
Gas-spannung	i. D. 4000–5000 At		rund 25000 At	
Feuchtig-keits-einwirkung	zerstörend (vor Nässe zu schützen)		unempfindlich gegen Nässe	
Temperatur-einwirkung	—		Frieren bei +8°, sind dann bei Stoß-wirkung explosionsgefährlich und müssen vor Gebrauch in einem Topf mit Doppel-wandungen, zwischen denen warmes Wasser steht, aufgetaut werden	
An-wendungs-form	lose oder in Papierpatronen		in Patronen aus Pergament- oder Pa- raffinpapier, deren Durchmesser sich nach demjenigen des Bohrlochs richtet	

Die bei der Vergasung der Sprengmittel entwickelte Geschwindigkeit der Gasbildung und die Spannung der Gase, ebenso die mechanische Arbeit und der Wirkungsgrad der Sprenggase lassen sich theoretisch nur angenähert berechnen. Deshalb haben theoretische Vergleichsberechnungen der Sprengstoffe für Bauausführungen auch nur begrenzten Wert. Vielmehr ist es richtiger, Sprengversuche anzustellen und vor allem dabei und beim Angriff selber sorgfältige Beobachtungen der Wirkungsweise der Sprengstoffe im Gestein selbst vorzunehmen, zumal die Herstellungsweise der Sprengmittel heutzutage sehr vervollkommt ist und auf den Fabriken fortlaufend Versuche zur Feststellung der Sprengkraft usw. der einzelnen Stoffe angestellt werden.

Was nun die Einwirkung der Sprenggase auf das Gebirge anlangt, so muß sie im homogenen Gestein nach allen Richtungen mit zunehmender Entfernung vom Sprengmittelpunkt gleichmäßig abnehmen. Man kann um den letzteren herum drei Zonen unterscheiden, die äußere, in der die Elastizitätsgrenze des Gesteins noch gerade überwunden wird, „Schütterzone“, die mittlere, in der der Zusammenhang des Gesteins gelöst wird, „Zerstörungszone“, die innere, in der auch noch eine Fortbewegung des zerstörten Gesteins erfolgt, „Explosionszone“. Da das letztere niemals durchaus homogen ist, so werden die Zonen auch niemals die Form von Kugelschalen, sondern unregelmäßige Gestalt annehmen müssen. Werden sie nun von der Oberfläche des Gesteins geschnitten, so muß sich offenbar der Sprengtrichter bilden, der wiederum mit Rücksicht auf die ungleichmäßige Beschaffenheit des Gesteins mehr oder weniger von der Form des Kegels abweicht. Seine Achse muß gleich der „Vorgabe“, der kürzesten Entfernung der Gesteinsoberfläche von dem Sprengmittelpunkt sein. Siehe Abb. 124.

Bei praktischen Berechnungen ist zu berücksichtigen, daß die Sprengladung zwar auf möglichst geringen Raum, aber nie auf einen Punkt konzentriert sein kann.

Die Stärke der Ladung läßt sich genügend genau wie folgt berechnen. Bezeichnen L, L_1-L_n die verschiedenen Ladungen und werden die übrigen Bezeichnungen entsprechend gewählt, so besteht erfahrungsgemäß die Gleichung $\frac{L}{L_1} = \frac{V}{V_1}$, worin V den Inhalt der Sprengkegel mit gleichem Basiswinkel darstellt. Es verhalten sich also die Ladungen wie die Inhalte der zugehörigen einander ähnlichen Sprengkegel. Dann gilt aber auch

$$\frac{L}{L_1} = \frac{\frac{r^2 V \pi}{3}}{r_1^2 V_1 \pi} = \frac{r^2 \cdot v}{r_1^2 \cdot v_1}; \text{ und daraus ergibt sich } \frac{L}{r^2 v} = \frac{L_1}{r_1^2 v} = \frac{L_n}{r_n^2 \cdot v_n} = c.$$

Das Verhältnis $\frac{L}{r^2 v}$ ist also konstant. Der vorteilhafteste Sprengkegel ist aber erfahrungsmäßig derjenige mit dem Basiswinkel annähernd 45° , und für diesen wird $\frac{L}{v^3} = c$ oder $L = c \cdot V^3$. Der Wert c , der natürlich von der Beschaffenheit des Gesteins, des Sprengstoffs und des Besatzes abhängig ist, kann durch Versuche bestimmt werden. Man ermittelt ihn für das betreffende Gestein durch eine Reihe von Probeschüssen mit gleicher Vorgabe und verschieden starken Ladungen, wobei man c demjenigen Schußergebnis entnimmt, das dem Sprengkegel mit angenähert $v = r$ entspricht. Mit diesem c lassen sich alsdann die richtigen Ladungen für jede Vorgabe ohne weiteres berechnen. Wäre beispielsweise für

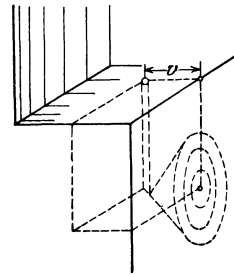


Abb. 124.

die Lochtiefe 1,0 m und Gelatinedynamit I der Wert c zu 0,5 ermittelt, so ergäbe sich für die Lochtiefe 1,5 m die richtige Sprengladung $L_{kg} = 0,5 \cdot 1,5^3 = 1,69$ kg. Ebenso kann man natürlich mit bekanntem c und für eine bestimmte Ladung die zweckmäßigste Vorgabe berechnen. Im allgemeinen wird man im Tunnelbau die Ladungen etwas stärker nehmen, als die Rechnung ergibt, da es zur schnellen Durchführung der Schutterung erwünscht ist, das Gestein in weitgehendem Maße zu zertrümmern und dabei in möglichst kleine handliche Stücke zu zerlegen. Selbstverständlich kann es zur Vermeidung zu großer Ausbrüche namentlich in der Nähe der Stöße und der First auch umgekehrt erforderlich werden, die Sprengladung schwächer als berechnet anzunehmen.

Bei der Sprengarbeit im Tunnelbau ist aber weiter zu berücksichtigen, daß im allgemeinen stets eine ganze Anzahl von Schüssen gleichzeitig weggetan werden. Hierbei unterstützen die benachbarten Schüsse einander, sofern ihr Abstand voneinander kein zu großer ist. Man nimmt ihn je nach der Beschaffenheit des Gebirgs und Sprengstoffs verschieden an und kann seine vorteilhafteste Größe gleichfalls durch Versuche ermitteln. Allgemein gültige Regeln lassen sich für die Größe nicht geben. Zumeist wird der Abstand zwischen v und $2v$ schwanken.

Bei richtiger Wahl der Ladung und der Vorgabe wird die freigeschossene Stoßfläche im gleichmäßigen Gestein nur geringe Unebenheiten zwischen den einzelnen Schußlöchern aufweisen.

Tiefe und Weite der Sprenglöcher sind von den Gesteinsverhältnissen, den Sprengstoffen und der Art der Bohrmaschine abhängig und sind gleichfalls unschwer durch Probesprengungen zu bestimmen. Ein Bohrloch von größerer Weise läßt eine bessere Konzentrierung des Sprengmittels zu, wirkt dadurch vorteilhafter als ein engeres Loch. Allgemein soll die Weite desselben so gewählt sein, daß die Sprengladung nicht viel mehr als ein Drittel der Lochtiefe beansprucht. Dabei müssen die Löcher so bemessen sein, daß zwischen Patrone und Lochleibung kein Zwischenraum verbleibt. Beim Schießen mit Dynamit schwanken die Lochweiten etwa zwischen 25 und 45 mm. Die Lochtiefen betragen bei den neuzeitlichen Bohrmaschinen bis zu 2 m, in einzelnen Fällen noch mehr.

Die Zündung. Die Zündung der Sprengladung erfolgt entweder direkt vermittels eines brennenden Körpers, so beispielsweise beim Schießen mit Schwarzpulver und beim kombinierten Schießen mit weniger brisanten Sprengstoffen in Verbindung mit Dynamit, wie es im Bergbau, im Steinbruch- und Einschnittsbetriebe bei wenig festen Gesteinen mit Vorteil Anwendung finden kann, oder als Detonationszündung durch Vermittlung eines Explosionskörpers, der Zündkapsel. Letztere Zündungsart ist selbstverständlich die wirksamste. Die Zünd- oder Knallkapsel wird in verschiedenen Abmessungen aus Kupferblech hergestellt und enthält zumeist als Zündmasse ein Gemenge von Knallquecksilber ($\text{HgC}_2\text{N}_2\text{O}_2$) und Kalisalpeter oder ein solches von Schwefelantimon und chlorsaurem Kali, Sb_2S_3 und KClO_3 , letzteres namentlich bei der elektrischen Zündung.

Die unmittelbare Entzündung des Sprengmittels wird gegenwärtig nur noch durch die Zündschnur, die Entzündung der Zündkapsel entweder gleichfalls durch die Zündschnur oder auf elektrischem Wege bewirkt.

Die Zündschnur stellt eine erforderlichenfalls gegen Feuchtigkeit durch einen Überzug von Teer, Talg, Wachs oder Kautschuk geschützte Hanfschnur mit Pulverseele dar, deren eines Ende entweder direkt in den Sprengstoff oder, wie bei den Tunnelsprengungen, in die Zündkapsel eingeführt wird. Das freie aus dem Sprengloche in entsprechender Länge heraushängende Ende wird beim Wegtun der Schüsse einfach mit der Lampe angezündet.

Bei Verwendung der Elektrizität zur Zündung unterscheidet man die Funkenzündung und die Glühzündung. Bei der Funkenzündung wird im Stromkreise dadurch eine Unterbrechung herbeigeführt, daß die Spitzen der beiden Leitungsdrähte in der Zündkapsel durch einen Spalt von 0,25 bis 0,75 mm Breite voneinander getrennt sind. Zur Anwendung gelangen natürlich schwache hochgespannte Ströme, die im Spalt den überspringenden Funken und mit ihm die Detonation der Kapsel hervorbringen. Die Stromerzeugung erfolgt auf kleinen dynamoelektrischen Zündmaschinen.

Bei der Glühzündung wird in den Spalt zwischen den beiden Leitungsspitzen ein dünner Draht eines Metalls von großem Leitungswiderstand, zumeist ein Platindraht eingeschaltet, der durch einen starken niedrig gespannten Strom zum Glühen gebracht wird. Zur Stromerzeugung verwendet man elektrodynamische oder Reibungszündmaschinen. Da, wo man die Baustrecken des Tunnels mit elektrischer Beleuchtung versehen hat, kann man aber auch recht gut den Strom der Lichtleitung, der zumeist 110 oder 220 Volt Spannung besitzt, zur Zündung ausnutzen.

Die Schaltung der Sprengschüsse erfolgt je nach Bedarf hinter- oder nebeneinander. Vergleiche nachstehende Schaltungsschemata (Abb. 125 u. 126).

Gegenüberstellung der Schnur- und elektrischen Zündung. Die Schnurzündung ist die billigere und einfachere. Es ist jedoch sehr schwierig, mit ihr eine größere Anzahl von Schüssen gleichzeitig wegzutun, da es selten gelingt, die Zündschnure so abzulängen, daß sie bei dem der Reihe nach erfolgenden Anzünden das Feuer gleichzeitig in alle Zündkapseln bringen.

Diese Schwierigkeit fällt bei der elektrischen Zündung fort, die außerdem den Vorteil bietet, daß man den Augenblick der Zündung besser beherrscht und daß dementsprechend die ganze Belegschaft stets in genügender Entfernung vom Zündort in Deckung gebracht werden kann.

In bezug auf Versagen der Schüsse wird bei wirklich sachverständiger Handhabung des Sprengdienstes kaum ein beachtenswerter Unterschied zwischen den beiden Zündungsarten vorhanden sein.

Die Besetzung der Bohrlöcher. In das mit dem eisernen Kratzer gereinigte und mit einem Bündel von Putzwolle oder Lappen getrocknete Bohrloch werden die Sprengstoffpatronen der Reihe nach einzeln eingeführt und mit hölzernem Ladestock durch nicht zu heftige Stöße festgestampft, so daß der ganze Lochquerschnitt ausgefüllt ist. Der Querschnitt der Patrone soll nur um soviel demjenigen des Loches abweichen, daß die Einführung der Patronen ohne Schwierigkeit möglich ist. Oben auf die Ladung setzt man die Zündpatrone, die auf einer Füllung von Dynamit die Zündkapsel mit Schnur oder Leitungsdrähten enthält. Die Anordnung der Zündpatrone ist je nach der Art des Sprengstoffes eine verschiedene. Es kommt dabei vor allem darauf an, daß Schnur oder Drähte, die man entweder in Nuten von Holzstäben oder einfach seitlich an der Lochwandung ins Freie führt, nicht nachträglich ihre Verbindung mit der Zündkapsel verlieren. Man kann übrigens, falls das Besetzen der Löcher durch genügend geübte Schießhauer ausgeführt wird, die Zündpatrone recht wohl inmitten der Sprengpatronen anbringen und dadurch die Wirkung der Explosion erhöhen. Oberhalb der ganzen Ladung wird das Loch mit dem Besatz ausgefüllt, der gleichfalls in Gestalt von Patronen eingebracht wird. Diese bestehen aus 15 bis 20 cm langen Papierhülsen, die die Hauer vor Ort mit Bohrmehl füllen, die aber auch in größeren Vorräten auf der Baustelle vor dem Tunnelmund angefertigt werden und hier eine Füllung von Lehm oder Ton erhalten können.

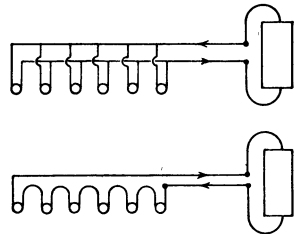


Abb. 125 und 126.

Die Besatzpatronen werden gleichfalls mit dem Ladestock fest in das Loch eingestampft, wobei sorgfältig auf Vermeidung von Verletzungen der Zündschnur und Drähte geachtet werden muß. Wenn auch gegenwärtig bei der Verwendung von Dynamiten das Austrocknen des Loches und seine vollständige Ausfüllung mit Sprengstoff und Besatz nicht mehr von solcher Bedeutung ist wie in früherer Zeit bei der Verwendung des losen Schwarzpulvers für die Sprengungen, so empfiehlt es sich doch, die genannten Arbeiten sorgsam auszuführen, um den Sprengstoff möglichst auszunutzen (Abb. 127).

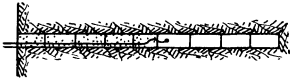


Abb. 127.

Die Anordnung, Gruppierung und das Wegtun der Schüsse. Bei der Stellung und Anordnung der Sprenglöcher ist vor allem darauf zu achten, daß kein Loch in einer Gesteinsfuge irgendwelcher Art Platz erhält und daß ferner auch eine Endigung der Löcher in einer solchen Fuge vermieden wird, damit das Entweichen der Sprenggase in Gesteinstrennungen möglichst ausgeschlossen ist. Dabei ist es bei Verwendung von Dynamit keineswegs nötig, die Bohrlöcher genau senkrecht zur Gesteinsschichtung herzustellen, vielmehr kann man die Richtung der Bohrlöcher unbesorgt so wählen, wie sie für die Bedienung der Bohrmaschinen bequem ist. Im übrigen lassen sich bestimmte allgemeine Regeln für Anordnung und Gruppierung der Löcher weder für den Stollnvortrieb noch für den Vollausschub des Tunnels geben, vielmehr müssen hierfür in jedem einzelnen Falle unter Berücksichtigung der Festigkeit der Zerklüftung und der Lagerung des Gebirgs Versuchssprengungen vorgenommen und zugrunde gelegt werden.

Dagegen ist in allen Fällen beim Wegtun der Schüsse auf die bereits wiederholt berührte Verspannung zu rücksichtigen, die das Gebirge namentlich im Ortsstoß des Stollns und im Schachtsumpf besitzt.

Um diese Verspannung, die naturgemäß die Sprengwirkung der Schüsse sehr stark beeinträchtigen muß, wenigstens für einen Teil des Gebirgsstoßes aufzuheben, wird man nicht den ganzen Satz — die Gesamtzahl der Bohrlöcher eines Stoßes — auf einmal abfeuern, sondern zunächst „Einbruch“ schießen. Dabei werden je nach den Gesteinsverhältnissen entweder in der Mitte oder an einer Seite, auch wohl an der First oder an der Sohle eine Anzahl der Schüsse weggetan und dadurch ein Teil des Stoßes gelöst, so daß für den daneben liegenden Teil die Verspannung wenigstens von der einen Seite her aufgehoben ist.

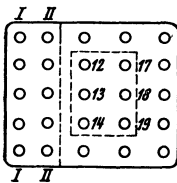


Abb. 128.

So würde beispielsweise im Ortsstoß des Stollns (Abb. 128) durch das Vorwegfeuern der Gänge I und II — Reihen übereinander liegender Bohrlöcher — seitlicher Einbruch, durch das Abfeuern der Bohrlöcher 12, 13, 14, 17, 18, 19 E.nbruch in der Mitte geschossen werden.

d) **Shutterung.** Bei der Shutterung kommt es darauf an, die durch die Sprengarbeit gelösten „Berge“ möglichst schnell aus dem Tunnel zu entfernen und zur Kippe zu befördern. Die Beförderung erfolgt entweder auf besonderen, auf Schmalspurgleisen laufenden Transportwagen, deren Beschreibung unter „Erd und Felsbau“ gegeben ist, oder auf

Eisenbahn-Erdtransportwagen und Normalspurgleis, und zwar in Zügen, die durch Lokomotiven bewegt werden. Etwaige Schmalspurgleise im Tunnel verlegt man zweckmäßig in derselben Spurweite, wie sie außerhalb des Tunnels bei der Herstellung der Erdkörper auf der freien Strecke angewendet wird. Zumeist wird im Richstolln, der der Förderung dient, nur ein Fördergleis verlegt, und dies kann um so unbedenklicher geschehen, als bei der großen Anzahl der im Stolln zwischen dem Ortsstoß und dem Mundloch belegenen Baustellen der Aufbrüche genügend ausgeweitete Strecken zur Verlegung von Ausweicheisen für die Kreuzung der Shutterzüge mit den Leerwagenzügen vorhanden sind.

Für das Verladen der gelösten Berge gilt folgendes: Soweit es sich um das Verladen der in einem über dem Sohlstolln vorgetriebenen Ort gelösten Massen handelt, werden die Berge in Muldenkippern auf Schmalspurgleis bis an die Rolllöcher herangeschoben, die zwischen Sohlstolln und dem darüberliegenden Ort angesprengt sind, und durch die Rolllöcher in die unter diesen stehenden Transportwagen der Schutterzüge gestürzt. Ebenso werden auch die seitlich des Transportstollns gelösten Berge durch einfachen Wurf in die Wagen des Schutterzuges verladen.

Dagegen ist die schnelle und ununterbrochene Einladung der im Ortsstoß des Richtstollns, also des zuerst vorgetriebenen Stollns gelösten Berge nicht ohne weiteres möglich, weil es sich dabei um Kopfverladung handelt, bei der unmittelbar immer nur in den einen, dicht vor Ort stehenden Wagen eingeladen werden kann. Wollte man die Beladung lediglich in dieser Weise ausführen, so müßte der jeweils fertig beladene Wagen zunächst zurückgeschoben, durch eine Weiche weiter vorne im Tunnel auf ein Nebengleis gebracht und dann durch einen leeren, bis vor Ort vorzuschiebenden Wagen ersetzt werden. Hierdurch würde die Zeit der Schutterung ungebührlich verlängert und der Zeitpunkt des Wiederbeginns der Bohrarbeit hinausgeschoben werden. Gibt man beispielsweise dem Richtstolln 7,5 qm Querschnitt, so fallen bei 1,2 bis 1,4 m Bohrlochtiefe in jedem Angriff 9 kbm festes Gestein, die bis zu 18 kbm und mehr lose Massen bilden. Zu ihrer Entfernung würden 9 Wagen von 2 kbm Fassungsraum und somit ein neunmaliges Wagenvorschieben für jede Schutterung erforderlich werden. Um den hierdurch entstehenden sehr unvorteilhaften Zeitverlust zu vermeiden, legt man das Transportgleis entweder auf die ganze Länge des Richtstollns oder nur auf eine entsprechende Entfernung vor dem Ortsstoß dicht an die eine Seite des Stollns und neben dieses Gleis ein oder 2 Schmalspurgleise von 30 bis 50 cm Spurweite, auf welchen niedrige und leichte Plattformwagen laufen. Diese werden bis vor Ort gebracht, dort beladen und von Hand zurück neben die Wagen des Schutterzuges geschoben, die alsdann, ohne verschoben zu werden, von den kleinen Plattformwagen ausgefüllt werden können. Kleinere Stücke der losgesprengten Berge werden mit Schaufel oder fünfzinkiger Gabel, größere Stücke durch Heben mit der Hand eingeladen (Abb. 129).



Abb. 129.

Zur Vermeidung des Umladens, wie es vorstehend beschrieben ist, hat man verschiedentlich direkte Verladungen in die Schutterzüge durch Transportbänder und ähnliche Anordnungen versucht, die sich jedoch nicht bewährt haben. Das gleiche gilt von dem Versuch, die gelösten Gesteinsmassen im Augenblick der Sprengung durch einen kräftigen Druckwasserstrahl nach vorne zu schleudern und so den Ortsstoß für die Wiederaufnahme der Bohrarbeit frei zu machen, und von anderen sogenannten mechanischen Schuttervorrichtungen. Dagegen läßt sich das Umladen von einem Wagen auf den anderen bei genügender Stollnweite und bei Verwendung von Transportwagen auf Schmalspurgleisen wohl dadurch vermeiden, daß man in der Strecke vor dem Ortsstoß zwei durch Weichen verbundene Gleise von entsprechender Länge nebeneinander verlegt und abwechselnd einen der vorgeschobenen Wagen belädt, während der fertig geladene Wagen auf dem anderen Gleis zurückgeschoben wird. Diese Art der Schutterung ist namentlich da am Platze, wo das Gestein beim

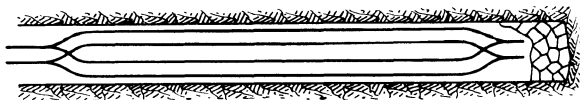


Abb. 130.

Sprenge in sehr großen Stücken bricht, deren zweimalige Verladung viele Mühe macht.

Die Beförderung der Schutterzüge erfolgt mittels Druckluft- und elektrisch betriebener Lokomotiven. Nachdem sich neuerdings ferner selbst in sehr ausgedehnten Bergwerksbetrieben die Benzollokomotiven als recht wohl brauchbar erwiesen haben, werden sie voraussichtlich wohl ebenfalls bei der Tunnel-schutterung Anwendung finden.

c) Zimmerarbeiten.

Man kann die mittels der Zimmerarbeiten hergestellten Konstruktionen des vorläufigen Ausbaues einteilen in solche, die lediglich stützend zu wirken und den Gebirgsdruck aufzunehmen haben, und solche, die ebenfalls stützend und daneben abschließend wirken sollen. Erstere kann man als Bölzung im engeren Sinne des Wortes, letztere als Verzug bezeichnen.

Für die Bölzung werden vorzugsweise Nadelhölzer, Fichte, Föhre und Lärche, und zwar als Rundhölzer, nur für einzelne Konstruktionsteile als Kant-hölzer verwendet. Der Holzverbrauch ist mit Rücksicht auf die oft unvorher-gesehene starke Beanspruchung der Zimmerung und auf die sehr ungünstigen Luft- und Feuchtigkeitsverhältnisse im Tunnel ein sehr großer. Zumeist läßt sich ein und dasselbe Stück nur 2 bis 3 mal im Bau verwenden. Keile und Zwischen-lagen, die, letztere besonders da, wo Hirnholz auf Hirnholz trifft, nicht fehlen dürfen, sind aus Hartholz herzustellen. Die Holzstärken sollen zweckmäßig nur in besonderen Fällen unter 15 cm hinabgehen, können aber bis zu 75 cm anwachsen. Die Knicklängen sucht man durch Zwischenverspannungen zu kürzen. Mit Rücksicht darauf, daß häufig die Verwendung frisch gefällter Hölzer nicht zu vermeiden ist, müssen überhaupt bei der Tunnelbölzung alle Holz-stärken sehr reichlich, alle ungeführten Längen der Hölzer möglichst kurz an-genommen werden.

Als Verbindungen der Hölzer sind nur die einfachsten zulässig. Zapfen, die doch nur wegbrechen, sind nicht verwendbar. Der Verlagerung von Rund-holz auf Hirnholz dient die Schar, das durch einen eisernen Bundring vor dem Aufspalten geschützte Froschmaul und der einfache Versatz, allenfalls auch die Eckverbindung des Türstocks. Sodann ist der stumpfe Stoß in verschiedener Form und bei Längsverbindungen der grade Blattstoß brauchbar. Daneben dürfen

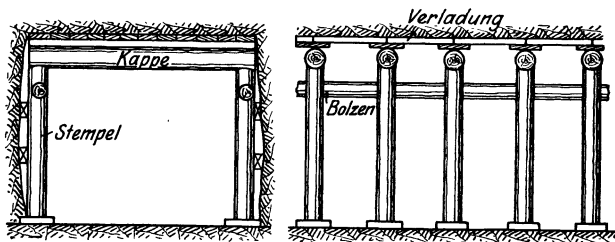


Abb. 131 a.

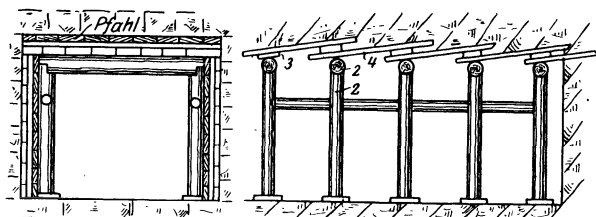


Abb. 131 b.

an entsprechenden Stellen die Schraubenbolzen und vor allem die handlichen, leicht einzutreiben- den und für alle möglichen Zwecke verwendbaren Eisenklammern nicht fehlen. Die Kon- struktionseinzelheiten der Bölzung werden weiterhin eingehender besprochen.

Der Verzug kann entweder als Verladung oder als Verpfählung ausgeführt werden. Abb. 131 a zeigt die Verladung, Abb. 131 b die Verpfählung eines Stollns. Der Verzug des Vollausruchs erfolgt

in derselben Weise wie der des Stollns in vorstehenden Abbildungen. Bei der Verladung wird der Abschluß des Gebirges dadurch erreicht, daß 2 bis 7 cm starke und etwa 20 bis 30 cm breite Bohlen zwischen der Bölzung und dem Gebirge festgekeilt werden. Die Laden berühren sich oberhalb ihrer Unterstützung. Bei der Verpfählung überdecken sich zumeist die Enden der Pfähle, die die gleichen Abmessungen besitzen wie die Laden. Verladung und einfache Verpfählung werden eingebracht, nachdem die Bölzung, über der sie liegen, aufgestellt ist. Je nach der Druckhaftigkeit des Gebirges können jeweils ein oder mehrere Fache mit Verladung oder Verpfählung versehen werden. Eine besondere Art der Verpfählung bildet die Getriebezimmerng, die da angewendet wird, wo im rolligen oder milden, sehr druckhaften Gebirge der Vortrieb eines Orts nur unter dem Schutz der um ein Fach, also über das jeweilige Endgespärre hinaus vorgetriebenen Verpfählung möglich ist.

Sobald der Ortsstoß beispielsweise eines Stollns, Abb. 131 b, bis in die Nähe der Enden der bereits vorausgetriebenen Pfähle 1 angelangt ist, wird der neue Türstock 2 aufgestellt, über der Kappe das Pfandblatt 3 verlagert und dann mit den über ihm liegenden Pfählenden 1 mittels der Pfandkeile hochgekeilt.

Dann wird die nächste Pfahlreihe 4 in der Lücke zwischen Kappe und Pfandblatt angesteckt und vorgetrieben usw.

d) Mittels Ausbruch und Zimmerung werden hergestellt:

α) Stolln, β) Schächte, γ) Vollausbuch.

α) **Stolln.** Als solche kommen im Tunnelbau erstlich außerhalb und zweitens innerhalb des Tunnelprofils liegende Stolln in Betracht.

Die ersteren werden als Hilfsstolln bezeichnet, dienen zur Vermehrung der Angriffspunkte für die Arbeiten, ferner zur Entwässerung und zur Bewetterung des Tunnels und werden besonders da, wo der Tunnel das Gebirge in geringem Abstände vom Berghange und gleichlaufend mit diesem durchfährt, gewöhnlich annähernd rechtwinklig zur Tunnelachse vom Hange aus bis zum Tunnel vorgetrieben.

Hierher gehören auch die unter 2e bereits erwähnte Entwässerungsstolln.

Innerhalb des Tunnelprofils sind Sohlen- und Firststolln zu unterscheiden; in seltenen Fällen kommen noch seitlich liegende Stolln vor.

Der zuerst aufgefahrene Stolln, der bei den neuzeitlichen Tunnelbauten mit Rücksicht auf die bequeme Förderung und die gute einfache Entwässerung zumeist als Sohlstolln vorgetrieben ist, wird als Richtstolln bezeichnet. Er liegt fast immer in der Tunnelachse und dient während des Baues der Förderung, Entwässerung und Bewetterung; von ihm aus wird der Vortrieb des zweiten Stollns und der Ausbruch des Vollprofils eingeleitet. Die Benennungen der einzelnen Stollnteile sind aus Abb. 132 ersichtlich.

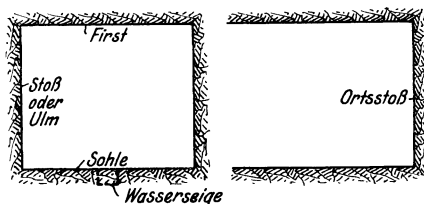


Abb. 132.

Stollnprofile. Die Hilfsstolln erhalten je nach Bedarf beliebige größere oder kleinere Querschnitte. Sohlen- und Firststolln werden in rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt ausgebildet. Dabei ist die Querschnittsfläche des Richtstollns möglichst groß anzunehmen. Einmal spricht hierfür der Zweck des Richtstollns. Insbesondere darf nicht vergessen werden, daß eine schnelle Schutterung und flotte Förderung nur bei genügender Breite des Stollns zu ermöglichen ist, und gerade diese beiden Arbeiten sind es, von denen befriedigende

Fortschritte des Stollnvortriebs in hohem Maße abhängen. Daneben wird die Bewetterung des Baues durch einen größeren Querschnitt des Stollns sehr erleichtert. Sodann ist hervorzuheben, daß auch die Bohr- und Sprengarbeit in einem Stolln großen Querschnitts viel schneller fortschreitet, als in einem solchen geringen Querschnitts. Denn es ist in den weiten Stolln möglich, eine größere Anzahl von Bohrmaschinen gleichzeitig arbeiten zu lassen; außerdem ist die Wirkung der Sprengschüsse eine bessere, weil die Verspannung des Ortsstoßes bei großem Stollnquerschnitt weniger Einfluß auf die Schüsse ausüben kann. Infolgedessen stellt sich aber der Vortrieb bei großem Stollnquerschnitt nicht nur mit Rücksicht auf die Zeitersparnis und die Arbeitserleichterung, sondern auch in wirtschaftlicher Beziehung als besonders günstig dar. Denn wenn auch an und für sich in diesem Falle die Gesamtmenge des herausgeschossenen Gesteins etwas größer ist als bei kleinem Querschnitt, so ist doch andererseits der Gesteinspreis des Kubikmeters ganz erheblich niedriger. Dazu kommt natürlich noch, daß weiterhin um so weniger Gestein beim Vollausschuss herein geschossen zu werden braucht, je größer der Stollnquerschnitt ist.

Nur in einem Falle kann es notwendig werden, einen kleinen Stollnquerschnitt zur Anwendung zu bringen; und zwar dann, wenn das Gebirge sehr druckhaft ist, und wenn die ganze Art des Tunnelbaues namentlich bei großer Länge des Bauwerks eine längere Lebensdauer des Stollns als solcher bedingt. Es muß nämlich unter allen Umständen vermieden werden, daß der Stolln zu Bruche geht, weil andernfalls sich fast immer auf größere Entfernung von der Bruchstelle Bewegungen im Gebirge einstellen, die nicht nur den Bauarbeiten, sondern auch dem fertigen Tunnel sehr gefährlich werden. Um deshalb in diesem Falle den Stolln tunlichst vor dem Einbruch zu schützen, muß sein Querschnitt eingeschränkt und daneben selbstverständlich ein sehr starker Ausbau des Stollns gewählt werden.

Die Querschnitte des Richtstollns schwanken mit Rücksicht auf vorstehende Ausführungen recht stark, etwa zwischen den Grenzen von 6 bis 12 qm. Bei nicht zu druckhaftem Gebirge sind 3,2 bis 3,5 m Breite und 2,0 bis 2,5 m Höhe als zweckmäßige Abmessungen des Stollns zu bezeichnen.

Stollnzimmerung. Die Zimmerung oder der Ausbau des Stollns kann nur bei völlig standfestem, druckfreiem und gegen den Einfluß der feuchten Luft und etwaiger aus dem Gebirge austretenden Gase unempfindlichem Gestein gänzlich fehlen, so bei unverletzten Eruptiven und kristallinen Schiefen, bei sehr festen Grauwacken, kieseligen Sandsteinen, Quarziten, dichten Kalken und Dolomiten. Im übrigen sind folgende Fälle zu unterscheiden:

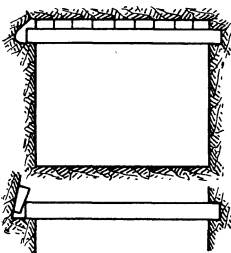


Abb. 133.

Erstlich Firstdruck, kein Stoßdruck.

Hierbei besteht die Zimmerung lediglich aus Rundholzkappen, die in Bühnlöchern mit Einlageschlitz und Keil verlagert sind und einen Holzverzug entweder als Verladung oder als Verpfählung tragen (Abb. 133).

Zweitens neben dem Firstdruck tritt auch Stoßdruck auf.

In diesem Falle kommt die Türstockzimmerung zur Anwendung, wie sie in Abb. 130 dargestellt ist.

Der Abschluß des Gebirges gegen die Türstöcke erfolgt durch Verladung oder Verpfählung, solange der Gebirgsdruck nicht sehr rasch und sofort mit großer Heftigkeit einsetzt.

Drittens: Firstdruck und Stoßdruck treten schnell und heftig auf, so daß die Verzimmerung sofort eingebaut werden muß.

Hierfür ist im rolligen und milden Gebirge die Getriebezimmerung zur Anwendung zu bringen, wie sie Abb. 131 b darstellt. Dazu wird bemerkt, daß unter

Umständen das Pfandblatt zwischen den beiden aufeinander ruhenden Pfahlenden fortgelassen werden kann und daß bei rolligem Gebirge für sichere Verkleidung des jeweiligen Ortsstoßes Sorge getragen werden muß.

Allgemein gilt für die vorbeschriebenen Zimmerungen noch nachstehendes:

Zunächst müssen die sämtlichen Hohlräume zwischen Zimmerung und Gebirge sorgfältig ausgefüllt werden, und zwar bei trockenem Gebirge mit Holzresten, bei nassem Gebirge besser mit Gestein. Alle Hölzer der Zimmerung sind außerdem gegen das Gebirge fest zu verkeilen; und die Verkeilung muß während des Bestehens der Zimmerung fortlaufend nachgesehen und nachgezogen werden, weil das „Losestehen“ namentlich der Kappen und der Ständer sehr leicht Veranlassung zum Auftreten von Gebirgsdruck und Zerstörung der Zimmerung gibt.

Sodann ist dafür zu sorgen, daß die Ständer der Türstöcke auch bei geringem Gebirgsdruck an ihren Kopfenden eine gut angehackte „Schar“ zur Auflagerung der Kappe erhalten. Nicht selten ist diese Auflagerung in Form der Eckverblattung hergestellt worden, wie sie bei Bergwerksstollen von längerer Lebensdauer üblich ist. Doch ist von dieser Anordnung im Tunnelbau kaum größere Sicherheit für den Bau zu erwarten, als bei der Auflagerung der Kappe auf dem Ständer mit scharf angehackter „Schar“. In allen Fällen ist eine ausgiebige Festlegung aller tragenden Teile gegeneinander mittels starker Eisenklammern vorzunehmen.

Ferner ist noch zu beachten, daß die Türstockständer bei weichem, leicht zerdrückbarem Gebirge, so in den Schiefertönen und Mergeln der jüngeren Formationen, mit ihren Fußenden zwecks guter Druckverteilung auf Bohlenstücke, Fußbretter, zu stellen sind. Neigt das Gebirge zum Quellen, so erhalten je zwei zusammengehörende Türstockständer eine gemeinsame starke Sohlschwelle, so daß der Türstock einen geschlossenen Rahmen bildet.

Des weiteren müssen die Türstöcke bei sehr hohem Gebirgsdruck in ganz geringen Abständen voneinander, schlimmstenfalls dicht nebeneinander gestellt werden.

Endlich ist noch hervorzuheben, daß die Kappen und Ständer auch recht wohl aus I-Trägern oder alten Eisenbahnschienen mit Laschenverbindungen hergestellt werden können, während die Verwendung eiserner Verpfählung sich, namentlich bei Getriebezimmerung, nicht gut bewährt hat.

Stollnverkleidung bei sehr hohem Gebirgsdruck. Bei ganz ungewöhnlich hohem Gebirgsdruck, so z. B. am Simplontunnel, ist man vereinzelt dazu übergegangen, den Stollnausbau aus Eisenbeton mit Rahmen aus schweren I-Eisen oder auch als gemauertes Profil, mit oder ohne Eisenverstärkung auszubilden. Mit Rücksicht auf die hierbei entstehenden Schwierigkeiten sowohl für den Vortrieb wie auch für die weiteren Tunnelarbeiten soll man jedoch soweit irgend angängig durch Auswahl stärkster und tragfähigster Hölzer, durch Dichtstellen der Türstöcke, möglichs te Verringerung der Stollnweite, oder auch durch Auffahren eines zweitrümgigen Stollns die Anwendung des Beton- oder Mauerungsausbau es zu vermeiden suchen. Daß dieses selbst in völlig verzürztem und furchtbar drückendem Gebirge möglich ist, beweisen die Vortriebe in den Bruchzonen des Altenbekener und des Faily-Tunnels u. a. m. Weiterhin wird auf diesen Punkt noch zurückzukommen sein.

Stollnvortrieb. Die Arbeiten beim Stollnvortrieb bestehen in der Absteckung, dem Bohren der Sprenglöcher, dem Besetzen derselben, dem Weg tun der Schüsse, der Schutterung und dem Ausbau des Stollns. Dazu kommen das Legen der Fördergleise, die Herstellung und Unterhaltung der Entwässerungs- und Bewetterungsanlagen.

Sowohl im wirtschaftlichen Interesse wie auch zur Vermeidung des Auftretens stärkeren Gebirgsdrucks ist es von größter Wichtigkeit, daß der Vortrieb möglichst rasch und ohne Unterbrechung durchgeführt wird. Es ist deshalb in allen Fällen für die Bereitstellung sämtlicher maschineller Anlagen und Materialien schon vor Beginn der Arbeiten zu sorgen.

Mit der Leitung und Beaufsichtigung sollte bei allen größeren Stolln nur ein geologisch geschulter und bergmännisch hinreichend erfahrener Ingenieur betraut werden, der imstande ist, die Gebirgsverhältnisse richtig zu beurteilen und auch bei Überraschungen in Gestalt unerwarteter Profiländerungen und

plötzlich auftretenden starken Druckes etwaiger Gas- und Wasserausbrüche sofort die richtigen Maßregeln zu ergreifen. Dabei müssen alle Vorzeichen dieser Erscheinungen sorgsam beobachtet werden, wodurch recht oft mit vorbeugenden Maßnahmen, wie Veränderung der Bohrlochstellung, der Sprengladungen, Verstärkung und Abänderung der Zimmerung usw., Gefahren vermieden werden können. Bei dieser Gelegenheit sei darauf hingewiesen, daß grade beim Stollnauffahren die Zimmerung so standfest und starr zu gestalten ist wie möglich und daß jedes gebrochene Holz sofort ausgewechselt werden muß.

Es darf nie vergessen werden, daß durch einen an und für sich harmlos aussehenden Stollnbruch Gebirgsbewegungen und damit große Gefahren für den ganzen Tunnelbau und selbst den fertigen Tunnel heraufbeschworen werden können, wie bereits früher betont worden ist.

Von großer Bedeutung ist sodann die Bewetterung des Stollns. Es kommt dabei nicht nur darauf an, etwaige schädliche Gase zu entfernen, sondern vor allem eine genügende Menge sauerstoffreicher frischer Luft vor Ort zu haben, wenn die Arbeitsleistungen der Belegschaft befriedigende sein sollen.

Des weiteren ist eine lückenlose bildliche Darstellung aller Arbeitsvorgänge, des Materialsverbrauchs, der Wasserzugänge, der Temperaturen und der Arbeitsfortschritte anzufertigen und auf dem laufenden zu erhalten. Im Anschluß hieran muß selbstverständlich ein den Aufschlüssen genau entsprechendes geologisches Längenprofil des Stollns in großem Maßstabe aufgetragen werden. Diese Darstellungen dienen nicht nur dem schnellen und sicheren Fortgang des Vortriebes, sondern bieten auch eine wertvolle Grundlage für die statische Berechnung, richtige Gestaltung des Vollausbruchs, der Zimmerung und der Mauerung des Tunnels.

Die Tagesleistungen im Stollnvortrieb sind abhängig von der Leistungsfähigkeit der Arbeiter, der Art der Bohrmaschinen und der Sprengmittel, der Art und Beschaffenheit der Standfestigkeit, Druckhaftigkeit und Wasserführung des Gebirges und der Lagerungsweise des letzteren. Im Durchschnitt darf bei querschlägig oder nicht zu spitzwinklig durchörterten verwerfungsfreien und steiler als 35° aufgerichteten fester Gesteinen wie Sandstein, Grauwacke, Ton-schiefer, Kalkstein, Dolomit, wie auch bei nicht gar zu harten und zähen Erup-tiven, z. B. manchen Graniten, Syeniten und Porphyren mit einem Tagesfortschritt von 5 bis 8 m gerechnet werden, falls eine gut eingearbeitete Belegschaft, mit neuzeitlichen Bohrmaschinen und Gelatinedynamit ausgerüstet, das Auf-fahren des Stollns bewirkt und falls für reichliche Wetterführung und schnelle Schutterung gesorgt wird. Im drückenden wasserreichen Gebirge gehen die Lei-stungen natürlich außerordentlich zurück.

β) Schächte. Erstlich kommen Hilfsschächte in Betracht, die zur Zeit der ersten Tunnelbauten in der Tunnellinie an geeigneten Zwischenpunkten zwischen den beiden Mundlöchern, und zwar in Anlehnung an die im Bergbau übliche Anordnung vor allem zur besseren Bewetterung des damals nur sehr langsam vorgetriebenen Richtstollns niedergebracht worden sind. Später dienten sie vornehmlich zur Vermehrung der Angriffspunkte für das Auffahren des Stollns.

So kamen bei dem alten 2450 m langen Hauensteintunnel 3 Hilfsschächte von 126 bis 198 m Tiefe, bei dem 2400 m langen Logentunnel sogar 6 Schächte von 135 bis 225 m Tiefe und bei dem erst 1905 fertiggestellten italienischen 3300 m langen Gattico-Tunnel 3 Schächte zur Anwendung.

Auch heute werden sich unter Zuhilfenahme der Schächte u. U. heachtens-werte Vorteile erzielen lassen.

Es darf jedoch nicht vergessen werden, daß das Abteufen der Schächte in vielen Fällen große Unbequemlichkeiten mit sich bringt. Dahin gehört vor allem die Wasserförderung, die im wasserreichen Gebirge häufig mit bedeuten-den Schwierigkeiten verbunden ist und die übrigen Arbeiten verzögert und unter-

bricht. Nicht selten werden sogar vom Schacht her dem Tunnel Wasser zugeführt gegen die dieser ursprünglich durch wassertragende, über seiner First liegende Schichten geschützt war. Des weiteren ist auch die Bergförderung im Schacht eine recht kostspielige und ebenso die Mannschaftsförderung eine unbequeme und zeitraubende. Das Zurückziehen der Belegschaft bei etwaigem plötzlich eintretendem Zubruchegehen des Stollns, bei Gas- und Wasserausbrüchen oder bei anderen, das Leben der Mannschaft bedrohenden Ereignissen ist sogar nicht immer mit der erforderlichen Schnelligkeit zu erreichen. Dazu kommt, daß heutzutage bei der großen Vervollkommnung der Bohrmaschinen und der Steigerung der Sprengmittelwirkung Fortschritte im Stollnvortrieb von den Mundlöchern her zu erreichen sind, die zumeist die Anwendung der Schächte kaum noch lohnend erscheinen lassen. Demzufolge ist neuerdings die Mehrzahl der großen Tunnel ohne Zuhilfenahme der Schächte erbaut worden.

Immerhin kann bei langen Tunneln in wasser- und druckfreiem, aber nur langsame Bohrfortschritte gestattendem Gebirge und bei geringer Bergeshöhe oberhalb des Tunnels die Anwendung von Hilfsschächten Vorteile mit sich bringen. Es darf jedoch nicht versäumt werden, neben sorgfältigen Gebirgsuntersuchungen auch eingehende Vergleichsberechnungen über die Kosten des Stollnvortriebs mit und ohne Hilfsschächte anzustellen.

Der Hilfsschacht ist sodann nicht unmittelbar über den Tunnel, sondern, wie Abb. 134 zeigt, neben den Tunnel zu stellen.

Das ist notwendig einerseits, damit etwa beim Abteufen angeschossene Wasser in bequemer und ungefährlicher Weise abgeführt werden können, ohne daß sie das Tunnelmauerwerk überhaupt berühren, andererseits, damit jede Unterbrechung des Verkehrs und der Arbeit im Stolln vermieden wird. Nur diejenigen Hilfsschächte, die hin und wieder bei sehr langen Voreinschnitten außerhalb des Tunnels unmittelbar vor dem Mundloch zur Ermöglichung des Beginnes des Stollnvortriebs vor Fertigstellung des Voreinschnitts niedergebracht werden, können in die Tunnelachse gestellt werden.

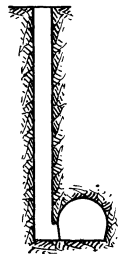


Abb. 134.

Zweitens sind hier die Schächte zu erwähnen, die zur dauernden Bewetterung des fertigen und dem Betriebe übergebenen Tunnels dienen sollen. Die Stellung und Ausrüstung dieser Schächte, die bereits unter 2 d besprochen sind, sind in jedem Einzelfalle besonders festzulegen. Sie werden in der gleichen Weise abgeteuft wie die Hilfsschächte.

Schachtprofile. Die Hilfsschächte werden bei hölzernem Ausbau zwecks bequemer Ausführung der Zimmerung fast stets in rechteckigem, bei eisernem Ausbau immer in Vollkreisprofil hergestellt, während die Wetterschächte heutzutage stets ein kreisförmiges Profil erhalten.

Die Abmessungen der lichten Querschnittsfläche — der Schachtscheibe — sind durch Einteilung der letzteren in verschiedene Trümer, nämlich das Fördertrum, das Fahrtrum für die Belegschaft, das Wettertrum und das Pumpentrum, von denen einzelne, z. B. das Wettertrum bei Schächten von geringer Tiefe, oder das Pumpentrum bei wasserfreiem Gebirge fehlen können, bedingt. Sie sind daher sehr verschieden, zumal auch das Fördertrum selbst je nach der Verwendungsart des Schachtes und der Größe der Fördergefäße sehr verschiedenen Flächeninhalt besitzen kann. Im allgemeinen schwanken die Maße bei rechteckiger Schachtscheibe zwischen $1,2 \times 2,5$ und $2,3 \times 5$ m. Kreisförmige Förderschächte können schon bei 3 m Durchmesser sehr leistungsfähig ausgestattet werden.

Wetterschächte für den regelmäßigen Zugbetrieb erhalten zweckmäßig einen lichten Durchmesser von 5 bis 6 m; so besitzt der 132 m tiefe Wetterschacht des Hauensteinbasistunnels einen solchen von 5,6 m.

Holzzimmerung. Die in Abb. 135 dargestellte Zimmerung der rechteckigen Schächte besteht aus Balkengevierten — Schrotgevierten —, die lotrecht übereinander liegen, deren längere Hölzer Joche, deren kürzere Kappen genannt werden, und die je nach der Gebirgsbeschaffenheit ebenso wie die Tür-

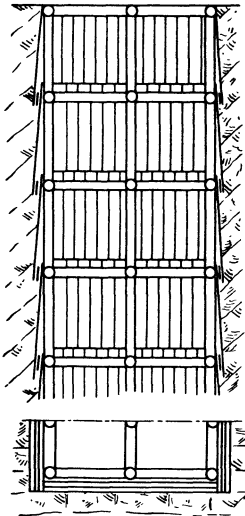


Abb. 135.

stöcke der Stolln zum Abschluß des Gebirges entweder gar keinen Verzug oder Verladung bzw. Verpfählung erhalten. Bei geringem bis mäßigem Gebirgsdruck werden die Schrotgevierte in Abständen von 0,7 bis 2 m voneinander eingebaut und mit Bolzen gegeneinander abgestützt — Bolzenschrotzimmerung —. Wird der Druck stärker, so erhalten die Langseiten unter sich noch eine weitere Versteifung durch Wandruten und Sprengbolzen. Die Abb. 135 zeigt eine solche Bolzenschrotzimmerung für ziemlich starken Gebirgsdruck.

Bei sehr starkem Druck kommt die „ganze Schrotzimmerung“ zur Anwendung, bei der die Schrotgevierte unmittelbar übereinander verlagert werden, dann aber die Verpfählung entbehren können.

Die Einteilung der Schachtscheibe erfolgt mittels der sogenannten Einstriche, die aus wagerechten Hölzern bestehen und an denen im Fördertrum die Spurlatten als lotrechte Führung der Förderschale befestigt werden. Genau wagerechte Verlagerung der Gevierte und schärfstes Ankeilen der Zimmerung aus Gebirge sind unerläßliche Bedingungen für die Standfestigkeit des Einbaues.

Eisenzimmerung. Neuerdings wird das Abteufen der Schächte in kreisförmigem Querschnitt und mit eisernem Einbau bevorzugt, weil einerseits der Kreisquerschnitt der Schachtscheibe viele Vorteile bietet, und weil andererseits die einzelnen Teile der Eisenzimmerung geringeres Gewicht besitzen, daher

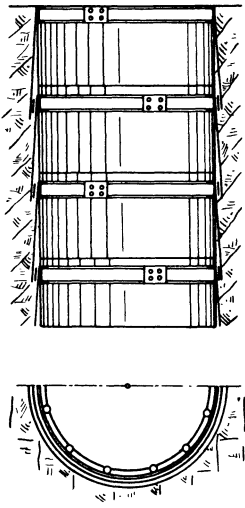


Abb. 136.

leichter einzubauen und bequemer miteinander zu verbinden sind. Dazu kommt, daß sie bei Beschädigungen leichter ausgewechselt werden können. Die Zimmerung besteht aus \square -Eisenringen, die je nach der Lichtweite des Schachtes aus 3 oder 4 Stücken zusammengesetzt werden, deren Verbindung mittels Laschen und Schraubenbolzen erfolgt. Ihr lotrechter Abstand schwankt je nach der Beschaffenheit des Gebirges zwischen 0,7 und 2 m. Sie werden gegeneinander durch lotrechte eiserne Stehbolzen festgehalten. Das Gebirge hinter ihnen wird wie bei der Holzzimmerung durch Verladung oder Verpfählung abgeschlossen. Man hat dabei mehrfach Eisenblechpfähle verwendet, doch zeigen diese bis jetzt keine sonderlichen Vorzüge gegenüber den Holzpfählen. Als sehr zweckmäßig erweist sich die Eisenzimmerung da, wo der Schacht etwa als Wetterschacht nach der Inbetriebnahme des Tunnels offen gehalten werden soll. In diesem Falle können nämlich dauerhafte Schachtwandungen dadurch gebildet werden, daß man die Zwischenräume zwischen den \square -Eisenringen mit Beton aus-

stampft. Abb. 136 gibt den Aufriß und Grundriß eines solchen Schachtes mit Eisenblechpfählen und Betonverkleidung.

Das Abteufen des Schachtes. Vor Beginn des Abteufens tieferer Schächte sind neben dem Schachtansatzpunkt die Fördereinrichtung und, falls für die Bohrarbeit nicht elektrischer Strom von einem anderen Punkte her be-

zogen werden kann, die Anlagen für die Erzeugung des Stroms oder für die Herstellung von Preßluft für etwa zu verwendende Preßluftbohrmaschinen einzurichten. Erforderlichenfalls gehört auch eine Pumpenanlage zum Heben etwaiger im Schacht zusetzender Wasser dazu. Zweckmäßig werden dabei entweder elektrisch betriebene Kreiselpumpen, bei geringen Schachttiefen und reichlich vorhandenem Betriebsdampf auch Pulsometer verwandt. Ganz geringe Wassermengen — etwa bis zu 50 Minutenliter — können auch mittels der Fördergefäße gehoben werden. Die vorbenannten Anlagen nebst kleiner Schmiede und Werkstatt finden auf einem eingeebneten Raum in Höhe der Hängebank — Schachtausmündung — Platz, von welchem aus alsbald Gleise nach dem zum Haldensturz bestimmten Punkte oder zur Kippe des nächstbelegenen Dammes der Neubaulinie vorzustrecken sind.

Das Abteufen selber umfaßt erstlich das Lösen des Gesteins, das in gleicher Weise durch Bohr- und Schießarbeit bewirkt wird wie beim Stollnvortrieb. Besonders gut eignen sich zur Herstellung der Bohrlöcher die Preßluftbohrhämmer. Es ist dafür Sorge zu tragen, daß die am Umfange der Schachtscheibe stehenden Bohrlöcher keinen zu großen Ausbruch veranlassen, da durch letzteren der Ausbau des Schachtes erschwert wird. Dem Wegtun der Bohrlöcher folgt die Schutterung. Die Tiefe der auf diese Weise durch wiederholtes Schießen hergestellten Sätze des Schachtes richtet sich nach der Höhe des Gebirgsdrucks. Fehlt letzterer ganz, so kann das Abteufen des Schachtes ununterbrochen bis zur Endtiefe fortgesetzt werden. Bei sehr starkem Gebirgsdruck, der unter Umständen die Anwendung der Getriebezimmerung erfordert, können nur ganz kurze Sätze herausgeschossen werden, und es muß alsdann sofort der Ausbau der Schachtstöße — Seitenwände des Schachtes — vorgenommen werden. Ist der Gebirgsdruck nur gering, so erfolgt der Ausbau der einzelnen Sätze von unten nach oben, wobei das unterste Schrotgeviert bzw. der unterste [-Eisenring zunächst gegen die Schachtsohle abgestützt wird. Bei sehr starkem und schnell auftretendem Druck werden die einzelnen Gevierte oder Ringe von oben nach unten eingebaut und jedesmal an das nächst höhere Geviert angehängt. Etwa im Schacht auftretende Wasser sammelt man in dem am besten in der Schachtmitte herauszusprengenden, ungefähr 1 m tiefen kegelförmigen Sumpf, in welchen der Saugkorb der Pumpe eintauchen kann.

Soll der Schacht zu Bewetterungs- oder anderen Zwecken endgültig offen gehalten werden, so erfolgt sein dauernder Ausbau mittels Mauerwerk oder Beton am besten von unten nach oben. Andernfalls wird die Zuschüttung des Schachtes selbstverständlich gleichfalls von unten nach oben bewirkt, wobei der Reihe nach die einzelnen Teile des Ausbaues aus dem jeweils zu verschüttenden Satze geraubt werden.

Was endlich die Bewetterung der Schächte während des Abteufens anlangt, die in der Regel schon von 40 m Tiefe ab erforderlich wird, so erfolgt sie am besten mittels der Wetterluten, die als Rohre von 30 bis 50 cm Lichtweite entweder aus Zinkblech oder aus Tuch bestehend in den Schacht gehängt werden. Durch diese saugt ein auf der Hängebank stehender elektrisch oder mit Dampf bzw. Preßluft betriebener Ventilator die verbrauchten Wetter von der Schachtsohle ab, während die frische Luft von oben unmittelbar in den Schacht einfällt.

Die Tagesleistungen beim Schachtabteufen sind naturgemäß entsprechend der verschiedenen Standsicherheit, Druckhaftigkeit und Wasserführung des Gebirges sehr verschieden. Im druck- und wasserarmen festen Gebirge können in 3 bzw. 4 Schichten von 8 bzw. 6 Stunden Dauer täglich 3 ja 4 m abgeteuft und ausgebaut werden, wobei jedoch der in längeren Sätzen von 20 bis 40 m Tiefe nachzuführende Einbau der Einstriche und Spurlatten nicht mitgerechnet ist. U.U. wird letzterer erst nach Erreichung der Endtiefe des Schachtes vorgenommen. Bei ungünstigen Gebirgsverhältnissen geht die oben genannte Tagesleistung auf 0,5 bis 1,0 m zurück.

Schachtförderung. In früherer Zeit wurde die Schachtförderung bei geringen Förderhöhen mittels der Handhaspel, bei mittleren Höhen mittels der Pferdegöpel und bei großen Förderhöhen mittels Dampffördermaschinen bewirkt. Dabei liefen die Förderseile von der Seiltrommel der Maschine über Seilscheiben im oberen Teile des hölzernen Schachtturms in den Schacht hinab. Die Seiltrommel wurde zumeist durch ein aus- und einrückbares Zahnradvorgelege bewegt, das von der ein- oder zweizylindrischen Dampfmaschine gedreht wurde. Dieselbe Maschine diente gleichzeitig in den Förderpausen zum Antrieb des Ventilators, der durch Riementrieb angekuppelt werden konnte, und zur Bewegung der Schachtpumpen.

An Stelle derartiger feststehender Fördermaschinen, welche nicht selten Leistungen von 200—300 P.S. aufwiesen, wurden auch wohl starke Lokomobilen verwendet. Neuerdings trennt man häufig den Förder-Ventilator- und Pumpenbetrieb.

Die Förderung erfolgt durch eine zweizylindrige Fördermaschine mit direktem Kurbelantrieb der Seiltrommel, der teilweise eine Fördergeschwindigkeit von 10 Sekundenmetern und mehr zuläßt. Ventilator und Pumpen — vorwiegend Kreiselpumpen — erhalten gesonderte kleine Antriebsmaschinen.

Weniger häufig ist die Verwendung der Elektrizität als Antriebskraft.

Während der Zeit des Abteufens der Schächte werden eiserne Kübel von 0,75 bis 1,0 kbm Fassungsraum als Fördergefäße verwendet. Nach Fertigstellung des Schachtes werden die beim Stollnvortrieb oder beim Vollausschub gewonnenen Berge in den Förderwagen, die auf die auch im Bergwerksbetriebe üblichen Förderschalen auffahren, direkt zutage gehoben und dort von der Hängebank des Schachtes in geschlossenen Zügen zur Kippe gefahren.

Näheres über Förderanlagen siehe 1. Teil, Band 4, Abschnitt VII.

γ) Vollausschub: Herstellung. Bei der Ausführung des Vollausschubs ist zu bedenken, daß es sich unter Umständen um die Herstellung und längere Offenhaltung eines Hohlraumes handelt, der beispielsweise beim zweigleisigen Tunnel und bei großen Wandstärken der Ausmauerung eine Größe von 110 qm und mehr erreichen kann. Im druckhaften und wasserführenden Gebirge wird daher die Ausweitung wie auch die Abstützung dieses Hohlraumes große Schwierigkeiten bieten.

Allgemein ist dabei folgendes zu beachten:

1. Die Arbeiten bedürfen unausgesetzt der schärfsten Beaufsichtigung. Wie beim Vortrieb des Richtstollns muß der Vollausschub der Leitung eines geologisch gut geschulten und im Tunnelbau wohl erfahrenen Ingenieurs unterstehen, der jede Änderung im Verhalten des Gebirgs bei fortschreitender Arbeit sofort erkennen, richtig beurteilen und danach seine Maßnahmen treffen kann.

Außerdem muß jeder Angriffspunkt, solange an ihm nicht gearbeitet wird, durch einen erfahrenen Tunnelarbeiter fortlaufend begangen und beobachtet und von diesem jede wahrnehmbare Änderung des Gebirgsverhaltens oder an der Zimmerung sofort gemeldet werden. Die Unterlassung gerade dieser Maßregeln hat schon zu zahlreichen verhängnisvollen Tunnelbrüchen Veranlassung gegeben.

2. Die Herstellung des Vollausschubs ist, wie übrigens auch die sämtlichen sonstigen Tunnelarbeiten, möglichst zu beschleunigen; und zwar sowohl im Interesse der Kostenersparnis, wie auch besonders deswegen, weil dadurch der Druckentwicklung namentlich im milden und gebräuchlichen Gebirge die Zeit möglichst entzogen wird.

3. Das Herausschießen überflüssiger Hohlräume ist, soweit irgend zugänglich, zu vermeiden. Ebenso ist auch darauf zu achten, daß die Gebirgsstöße hinter der Mauerung möglichst fest und ungelockert durch die Schießerarbeit bleiben.

Zu dem Zweck empfiehlt es sich, in jedem einzelnen Falle durch Probeschüsse zu ermitteln, welche Richtung und Abstände die Bohrlöcher neben den Gebirgsstößen am vorteilhaftesten erhalten. Vielfach werden auch zur Besetzung dieser Bohrlöcher minder brisante Sprengmittel zu verwenden sein. Auf alle Fälle muß angestrebt werden, daß die Berührungsfächen des Gebirgs mit der Mauerung aus möglichst festem Gestein bestehen und der Form des Mauerwerks entsprechen. Etwa durch das Schießen gelockerte Gebirgssteile sind mittels Keil, Brechstange und Hacke vollends zu lösen und zu entfernen.

4. Dagegen ist oberhalb der First des Gewölbes ein Hohlraum herauszuschießen, der in der Mitte eine Höhe von 30 bis 40 cm erhält, und einerseits der bequemeren und besseren Ausführung des Gewölbemauerwerks und der Abdeckung desselben, andererseits der leichteren Entfernung der Hölzer der Zimmerung zu dienen hat. Nur im vollständig wasser- und druckfreien Gebirge kann dieser als Arbeitsraum bezeichnete Hohlraum fehlen. Die Behandlung desselben nach Fertigstellung des Mauerwerks wird weiter unten besprochen werden.

Im besonderen gilt bezüglich der Herstellung des Vollausbruchs folgendes.

Einmal kann dem Vortrieb des Richtstollns, wie früher angegeben, das Auffahren des Firststollns folgen. Von ihm aus wird zunächst das Bogenort ausgeweitet. Siehe Abb. 117.

Dies kann durch Sprengen entweder mittels seitlich in die Stöße des Firststollns getriebener Bohrlöcher oder mittels in der Brust der Örter stehender Bohrlöcher erfolgen, wobei auf die Lagerungs- und Absonderungsverhältnisse des Gesteins zu rücksichtigen ist. Demnächst folgt der Abbau des Schwellorts in ein oder zwei Geschossen wiederum mit Bohrlöchern, deren Richtung und Stellung den Fortschritten der Arbeit und den Gesteinsverhältnissen entsprechend anzuwenden ist. Das gelöste Gestein wird durch Rollörter in die unter diesen im Richtstolln stehenden Wagen des Schutterzuges gestürzt. Zuletzt werden die Stroßenörter neben dem Richtstolln abgebaut, wobei die Richtung und Stellung der Bohrlöcher wieder wie oben zu wählen ist. Das gelöste Gestein wird seitlich in den Schutterzug geladen.

Statt des Firststollns kann, wie bei Besprechung der Tunnelbauweisen ausführlich erörtert werden wird, auf den Vortrieb des Richtstollns das Aufbrechen eines Firstschlitzes folgen. Hierbei wird zumeist der Richtstolln ausgeweitet und durch Überbrechen auch aufgehöhht. Daran schließt sich die Her-

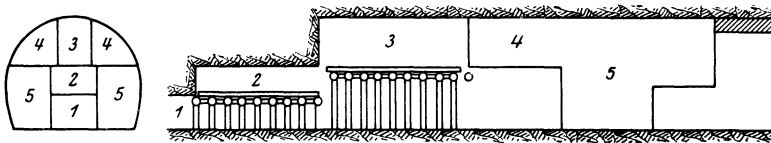


Abb. 137.

stellung des Schlitzes bis zur Höhe der Tunnelfirst, in zwei Geschossen von Arbeitsbühnen aus. Sodann erfolgt wieder das Ausweiten der Bogenörter und der Abbau der Strossen, wie er unter aa beschrieben worden ist. Abb. 137 verdeutlicht die Arbeitsfolge.

Wird der Firststolln als Richtstolln vorgetrieben, was heute in Deutschland überhaupt nicht mehr, aber auch im Auslande immer seltener vorkommt, so erfolgt von ihm aus zunächst die Ausweitung zum Bogenort, dann die Herstellung eines Sohlenschlitzes und der Abbau der Strossen. Die Nachteile dieses Bauvorganges werden später besprochen.

Vereinzelt ist versucht worden, zunächst vom Sohlstolln aus den unteren Teil des Vollausbruchs durch Ausweitung und Überbrechen herzustellen und erst nach Aufführung des Widerlagermauerwerks den oberen Teil nachzubringen. Dieses Verfahren hat sich indes nicht bewährt.

Zimmerung.

Die Zimmerung des Vollausbruchs kann in recht verschiedener Anordnung durchgeführt werden und ist in jedem Einzelfalle sorgfältig den Druckverhältnissen des Gebirges anzupassen. Allgemein gilt dabei folgendes:

1) Es ist eine möglichst starre, unbewegliche und wenig zusammendrückbare Konstruktion zu wählen. Jede, wenn auch nur geringe Bewegung eines Holzes zieht im Druckgebirge Vermehrung des Druckes nach sich.

β) Alle Hölzer sind durch Verkeilung gegen die Gebirgsstöße und untereinander stramm anzuziehen und in Spannung zu halten, so daß sie beim Anschlagen mit dem Hammer hellen Klang geben.

γ) Mit Rücksicht darauf, daß die Zimmerhölzer unter Einwirkung des Gebirgsdruckes stark ineinander hineingepreßt und jedes in sich zusammengestaucht werden, muß die ganze Zimmerung im Druckgebirge von vornherein eine Überhöhung erhalten, die bei starkem Druck bis zu 75 cm und mehr betragen kann. Bei hohem Stoßdruck müssen auch die Breitenabmessungen der Gespärre gegenüber dem für die Mauerung erforderlichen Weitenmaß vergrößert werden.

Wird diese Regel nicht befolgt, so sind vor und manchmal noch während der Mauerung sehr beschwerliche Auffirstungen und Nachweitungen nicht zu vermeiden, die oft kaum durchführbar sind.

δ) Der größte Teil des Gebirgsdruckes wird zumeist im oberen Teile des Vollaussbruchs angreifen, von den in diesem Teile liegenden Hölzern aufgenommen und dann von ihnen aus mittels der Stempel (Ständer) des unteren Teiles der Zimmerung auf das Gestein der Sohle übertragen. Deshalb ist darauf zu achten, daß der Gesamtquerschnitt dieser Stempel genügende Größe erhält, die nicht allzusehr gegenüber dem Gesamtquerschnitt der den Druck aufnehmenden Hölzer des oberen Teiles des Profils zurückstehen soll. Andernfalls ist sehr häufig ein allzu starkes Stauchen oder gar ein Zerknicken der Stempel bzw. ein Einpressen derselben in die Sohle zu beobachten.

ε) Ganz besondere Sorgfalt ist den Unterfangungsarbeiten zu widmen, die bei der Abstützung der einzelnen in Teilstücken ausgeführten Ausweitungen fast nie zu umgehen sind. Dies gilt insbesondere für den Fall, daß das zu unterfangende Holz, etwa eine Schwelle, durch Vermittlung von Stempeln oder Streben an verschiedenen Punkten starken Firstdruck aufzunehmen hat. Wird das Holz dabei nicht vor einer wenn auch nur geringen Abwärtsbewegung bewahrt, so sind Lockerungen und Nachsackungen des Gebirges und damit gefährliche Vermehrung des Gebirgsdruckes nicht zu vermeiden, die in diesem Falle unter Umständen stoßweise auftreten und doppelt gefährlich werden können.

ζ) Der Arbeitsplan für den Bau des Tunnels muß so aufgestellt werden, daß die Ausmauerung möglichst bald nach Fertigstellung der Zimmerung vorgenommen werden kann. Je kürzer die Zeit ist, während welcher die betreffende Tunnelzone „auf Holz steht“, desto geringer ist die Gefahr, daß sich aus dem Senken und Stauchen der Zimmerung eine zu große Druckvermehrung ergibt; und gerade das „Zulange auf Holz stehen lassen“ hat häufig Tunnelbrüche verursacht.

Im besonderen wird die Zimmerung des Vollaussbruchs aus Gespärren gebildet, oberhalb derer der Gebirgsdruck entweder durch Längs- oder Querträger aufgenommen und durch Vermittlung der Gespärrohler auf die Tunnelsohle übertragen wird. Darnach unterscheidet man Längsträger- oder Jochzimmerung und Querträger- oder Sparrenzimmerung.

Längsträger oder Jochzimmerung. Die am Umfange des Vollaussbruchs parallel zur Tunnelachse verlegten Längsträger werden im oberen Teile des Profils als Kronbalken, im unteren als Wandruten bezeichnet und erhalten Abstände voneinander, die ebenso wie die Stärken dieser Hölzer von der Höhe des Gebirgsdruckes abhängig sind und zwischen 0,75 und 2,0 m wechseln. Auch die Entfernung der Gespärre ist bei dieser Zimmerung eine verschiedene. Bei der sogenannten englischen Bauweise kann sie bis zu 6 m betragen, während sie in anderen Fällen bei starkem Gebirgsdruck auf 1,2 m abnehmen muß.

Je nach der Art der Abstützung der Längsträger auf die Sohle kann man noch wieder zwei Unterabteilungen, nämlich den Langständer- und den Mittelschwellenbau abtrennen.

Langständerbau. Bei diesem werden die Kronbalken und Wandruten, wie aus Abb. 138 ersichtlich ist, durch in 2 Bündel getrennte Ständer direkt auf der Sohle abgestützt, was sich im druckarmen festen Gebirge ohne Schwierigkeiten durchführen läßt. Bei stärkerem Druck werden aber die langen Ständer unter den Kronbalken nahe der Tunnelfirst außerordentlich schwer und unhandlich, so daß ihr Einbau Schwierigkeiten macht. Außerdem müssen sie hier zur Verringerung der Knicklängen sowohl in der Gespärrebene wie auch senkrecht zu dieser mehrfach gegeneinander verbolzt werden. Infolgedessen ist der Langständerbau nur im druckarmen Gebirge empfehlenswert.

Mittelschwellenbau (Abb. 139). Das Gespärre wird durch eine Mittelschwelle in einen oberen und einen unteren Teil zerlegt. Die Ständer des oberen Teils übertragen den Gebirgsdruck, den die Kronbalken erhalten, auf die

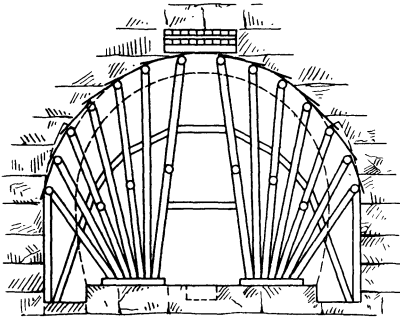


Abb. 138.

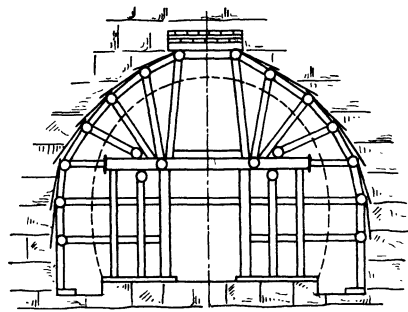


Abb. 139.

Schwelle; von dieser wird derselbe wieder an die Ständer des unteren Teils abgegeben und durch diese der Sohle zugeleitet. Die Längen und Gewichte der Hölzer sind bei dieser Anordnung nicht zu groß, und der Einbau der Gespärre bietet kaum besondere Schwierigkeiten. Dagegen besitzt das Gespärre infolge seiner Zweiteilung keine sonderliche Starrheit, vielmehr können in der Ebene der Mittelschwelle ziemlich leicht Verschiebungen namentlich in der Achsrichtung des Tunnels eintreten. Es ist daher durchaus erforderlich, daß neben starker und sorgfältig durchgeführter Verbolzung der einzelnen Gespärre gegeneinander unterhalb der Mittelschwelle ein kräftiger Längsverband in Gestalt von Unterzügen durchgeführt wird, die über je einen der Nebenständer des unteren Bockes zu strecken sind. Ein weiterer Nachteil der Zimmerung liegt darin, daß das bei der Aufstellung des unteren Bockes nicht zu vermeidende Unterfangen der Mittelschwelle sehr schwierig und mit der Gefahr verbunden ist, daß Kronbalkensenkungen, verstärkte Gebirgslockerungen und Druckvermehrungen auftreten. Die Unterfangung der Schwelle darf daher nur durch zuverlässige geübte Bergleute unter sachverständiger Aufsicht ausgeführt, und es muß Fürsorge getroffen werden, daß der Druck der Kronbalken in der Tunnelfirst die Schwelle erst nach der Unterfangung trifft. Dieser läßt sich durch Einlegung von Hilfs-längsträgern erreichen, die auf den bereits fertigen Gespärren einerseits und dem Gebirge des noch nicht abgebauten Schwellorts andererseits verlagert werden und bei größerer Länge noch Zwischenstützen erhalten und auf die die Kronbalken bis zur Beendigung des Unterfangens abgestützt werden. Nachher können diese Hilfsträger mit Fortschreiten der Zimmerung weiter vorgeschoben werden.

Der Mittelschwellenbau ist wohl aus dem Brustschwellenbau, einem charakteristischen Bestandteil der weiterhin zu besprechenden englischen Tunnelbauweise hervorgegangen. Wenn die letztere auch, wie gezeigt werden wird, heute in Deutschland nicht mehr gebräuchlich ist, so kann der Brustschwellenbau doch namentlich dann in den Endgespärren einer auf beiden Seiten von noch nicht fertig abgebautem Gebirge begrenzten Zone vorteilhafte Verwendung finden, wenn das Gebirge druckhaft ist.

Querträger oder Sparrenzimmerung (Abb. 140). Die Gespärre dieser Zimmerung werden wiederum durch eine Mittelschwelle in einen oberen und einen unteren Bock zerlegt. Im oberen Teile wird der Gebirgsdruck von den Querträgern oder Sparren aufgenommen, die senkrecht zur Tunnelachse liegen. Sie sind durch Unterzüge gestützt, die den Druck auf ihre Ständer und mittels dieser auf die Mittelschwelle übertragen. Im unteren Teile wird zumeist Wand-

rutenzimmerung wie beim Längsträgerbau angewendet. Ein guter Längsverband der einzelnen Gespärre untereinander darf nicht fehlen, damit Verschiebungen der Zimmer in der Achsrichtung des Tunnels vermieden werden.

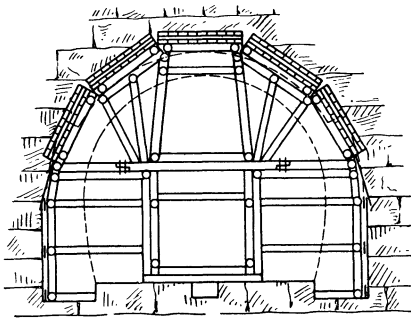


Abb. 140.

Schließlich mag noch erwähnt werden, daß auch die in Europa nicht übliche sogenannte amerikanische Zimmerung eine Querträgerzimmerung darstellt.

Der Verzug der Vollausbruchzimmerungen. Bei der Längsträgerzimmerung kann einfache Verladung und Verpfählung durchgeführt werden. Dagegen ist die Getriebezimmerung im oberen Teile dieser Zimmerung selbstverständlich nicht anwendbar.

Bei der Querträgerzimmerung andererseits ist neben der Verladung und der Verpfählung auch die Getriebezimmerung

ohne weiteres zu verwenden, da hier der Vortrieb der Pfähle oberhalb der Sparren keinerlei Schwierigkeiten begegnet.

Vor- und Nachteile der Längs- und Querträgerzimmerung. Für die Längsträgerzimmerung sind als Vorteile anzusehen erstlich der starke durch die Längsträger selbst gebildete Längenverband, zweitens die gute Verteilung und Übertragung des Gebirgsdruckes von den Längsträgern auf die Stützen, drittens die Möglichkeit bequemer und schneller Verstärkung der Zimmerung durch den Einbau von Zwischengespärren. Nachteile sind dagegen zunächst das große Gewicht und die Unhandlichkeit der Kronbalken da, wo starker Gebirgsdruck die Verwendung großer Holzstärken erfordert, sodann der Umstand, daß die Getriebezimmerung nicht angewendet werden kann.

Vorteile der Querträgerzimmerung sind vor allem die geringen Abmessungen und Gewichte der meisten Hölzer, die einen bequemen und raschen Einbau zulassen. Ferner die Möglichkeit der Verwendung der Getriebezimmerung.

Nachteilig ist bei der Querträgerzimmerung der minder gute Längsverband im oberen Teile der Zimmerung und die bisweilen etwas schwierige Durchführung einer nachträglichen Verstärkung der Zimmerung.

Eisenzimmerung. Bei der Holzzimmerung im Querträgerbau sind einige Male Walzprofile, nämlich I-Träger als Sparren mit Holzfutter für die Hilfsunterzüge verwendet worden, die zur drucklosen Unterfangung der Mittelschwelle eingebaut wurden. Mettericher und Cochentunnel. Hilfs längsträger aus I-Trägern mit seitlichen Holzbacken sind ferner bei der Tunnelbauweise von Menne zur Anwendung gebracht — Ender Tunnel —. Sodann ist bei den Bauten einiger deutscher Tunnel — Naensen, Ippensen, Altenburg i. S. usw. — und teilweise bei der Wiederherstellung des Altenbekener Tunnels eine vollständige Eisenzimmerung verwendet worden — z. B. Bauweise Rziha —. Sie stellt eine Querträgerzimmerung dar, die aus einzelnen Bogengesparren besteht. Letztere sind aus Rahmenstücken zusammengesetzt, die zuerst aus Gußeisen, später aus Blechwandrahmen gebildet und durch Laschen und Verschraubungen verbunden wurden. Die Bauweise bietet manche Vorteile, sie ist sehr steif und zur Aufnahme großer Drucke geeignet, ihre Aufstellung ist nicht schwierig, und das Lichtprofil der Gespärre ist ein sehr weites. Nachteilig wirken jedoch der Rost und die Formänderung bei der Druckbeanspruchung auf Herstellung und Lösung der Rahmenverbindungen ein. Ferner kann die Zimmerung den Druckverhältnissen und den beim Ausbruch durch Lockerung des Gesteins usw. entstehenden Sen-

kungen des Gebirges nicht leicht angepaßt werden. Endlich sind die Herstellungskosten recht hohe. Deshalb hat die Eisenzimmerung bei Tunneln geringerer Länge nur selten, bei großen Tunneln überhaupt keine Anwendung gefunden.

e) Maurerarbeiten.

α) Material. Das Mauerwerk muß die erforderliche Festigkeit und Wasserdichtigkeit besitzen. Die geforderte Festigkeit ist selbstverständlich von der Beanspruchung durch den Gebirgsdruck abhängig, doch sollte man im allgemeinen im Tunnelbau Kunst- wie auch Natursteine nicht verwenden, die eine geringere Druckfestigkeit als 400 Atm. besitzen. Steine von noch geringerer Festigkeit sind nicht mehr als zuverlässiges, an so gefährlicher Stelle wie im Tunnel verwendbares Material anzusehen, zumal sehr oft natürliche Steine solcher Festigkeit — Tuffe, Sandstein, unreine Kalksteine — sehr wechselnd in der Zusammensetzung und Festigkeit sind. Man vergesse auch nicht, daß die Festigkeit derartiger Gesteine durch Wasseraufnahme um mehr als 6 Proz. verringert werden kann.

Bezüglich der Wasserdichtigkeit gebe man sich keiner Täuschung hin. Hartbrandziegel und Klinker mit nur 2 bis 3 Proz. Wasseraufnahme, wie sie gefordert werden müßte, sind nichts seltenes. Dagegen sind unter den natürlichen Bausteinen, wenn man von Eruptiven, Gneis, besonders dichten Kalksteinen älterer Formationen und Dolomit absieht, nur wenige, bei denen die Wasseraufnahme weniger als 5 bis 7 Gewichtsprocente beträgt. In allen Fällen lasse man die Gesteine, welcher Art sie auch sein mögen, vor der Verwendung sorgfältig auf ihre Druckfestigkeit und Wasseraufnahme untersuchen, wenn der Tunnel nicht etwa in druckarmem, trockenem Gebirge steht.

An natürlichen Bausteinen kommen in Betracht:

Eruptive, bester Schalstein, Gneis, Sandsteine mit kieselgem, allenfalls auch kalkigem Bindemittel, Grauwacke, Quarzit, reine Kalksteine älterer Formationen und des oberen Jura und Dolomit. Gneis und geschichtete Gesteine dürfen nur so vermauert werden, daß ihre Schichtflächen im Widerlager wagerecht, im Gewölbe radial liegen.

Von Kunststeinen sind Hartbrandziegel und Klinker, außerdem sehr wohl aus bestem Beton hergestellte Kunstquader, wie sie im Hauensteinbastunnel verwendet worden sind, brauchbar.

Aus Stampfbeton guter Mischung können die Widerlager ebenfalls hergestellt werden, dagegen sollte dieses Material für die Gewölbe nur im Notfalle und auch dann nur so verwendet werden, daß wenigstens der Gewölbeschluß aus Quadern besteht.

Endlich ist neuerdings in einigen Fällen auch Eisenbeton zur Ausmauerung der Tunnel benutzt worden.

Als Mörtel wählt man heute nur noch die hydraulischen, und zwar überall da, wo Gebirgsdruck auftritt, den Portland- bzw. Erzzementmörtel. Bei guter und gleichmäßiger Beschaffenheit ist auch Hochofen- und Eisenportlandzement verwendbar, doch dürfen bei letzterem häufig wiederholte Festigkeitsproben nicht fehlen. Durch Traßzusatz läßt sich die Dichtigkeit des Mörtels wohl erhöhen, es darf aber nicht unbeachtet bleiben, daß ein solcher Zusatz die Abbindezeit des Mörtels sehr verlängert. Besser wird es deshalb sein, die gewünschte Dichtigkeit durch fetteren Mörtel zu erzielen. Sehr mißlich ist die Bildung des Kalkschwefelaluminats, die in feuchten Tunneln unter der Einwirkung der schwefligen Säure der Lokomotivrauchgase im noch nicht abgeordneten Zementmörtel vor sich geht und diesen in weiche zerreibliche Masse verwandelt. Diesem Übelstand ist nur durch sorgfältige Fernhaltung des Gebirgswassers zu begegnen, wenn man nicht die sehr teuren tonerdefreien Erzzemente verwenden will.

Um die erforderliche Druckfestigkeit und Dichtigkeit im druckhaften wasserführenden Gebirge zu erzielen, wähle man die Mischung 1 Zement, 2 Sand,

höchstens 1 Zement, 4 Sand. Nur im trocknen druckarmen Gebirge kann magerer Mörtel verwendet werden.

β) Der Verband. Die beste Ausmauerung des Tunnels bildet stets das Hausteinmauerwerk, das im üblichen Quaderverband hergestellt wird, aber selbstverständlich aus allen Gründen das kostspieligste ist. Im wasserführenden Druckgebirge ist es freilich wenigstens für das Gewölbe kaum zu entbehren. Bruchsteinmauerwerk aus vollkommen lagerhaften Steinen in gutem Verbande läßt sich bei günstigen Gebirgsverhältnissen wohl verwenden, muß aber sehr sorgfältig aus Steinen ausgeführt werden, die nicht zu ungleiche Größe besitzen.

Ziegelmauerwerk ist selbstverständlich das am bequemsten auszuführende, steht aber mit Rücksicht darauf, daß ein volles Viertel seiner Masse aus Mörtelfugen besteht, an Druckfestigkeit und Wasserdichtigkeit immer etwas gegen das Hausteinmauerwerk zurück.

Mit Rücksicht auf die zumeist große Stärke und den kleinen Krümmungshalbmesser des Tunnelgewölbes lassen sich einerseits keine Keilsteine verwenden und andererseits die Lagerfugen nicht alle durch das ganze Gewölbe durchstrecken. Man muß daher in Ringen mauern. Um die Schubfestigkeit zu erhöhen und bei etwaigen Setzungen des Gewölbes das Klaffen der Ringfugen auf größere Längen zu verhüten, wechselt man des öfteren mit der Ringstärke, wie Abb. 141 zeigt.

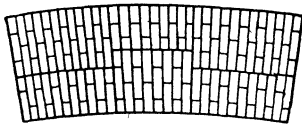


Abb. 141.

In den mit wagerechten Lagen gemauerten Widerlagern gelangt der gewöhnliche Kreuzverband zur Anwendung.

γ) Der Stoß der Zonen. Wie bereits früher mitgeteilt worden ist, erfolgt die Ausführung des Mauerwerks in Zonen oder Ringen verschiedener Länge. Diese Zonen läßt man stumpf gegeneinanderstoßen, wobei die Fuge sorgfältig mit Mörtel zu füllen ist. Eine Verbindung der Zonen durch Verzahnung des Mauerwerks ist nicht zweckmäßig, da das Setzen je zweier nebeneinanderliegender Zonen fast nie ganz gleichmäßig erfolgt, so daß die Verzahnung doch nur zum Bruch der meisten Steine im Zonenstoß führen würde.

δ) Aus statischen Gründen müssen die Widerlager stets satt an das Gebirge angemauert werden. Läßt sich dieses etwa infolge der Abmessungen der Mauersteine nicht durchweg erreichen, so müssen wenigstens alle größeren oder kleineren Hohlräume hinter der Widerlagsmauer sorgsam mit Beton ausgestampft werden.

ε) Abmessungen des Mauerwerks. Diese werden, wie bereits bei den Ausführungen über die statische Berechnung bemerkt ist, unter Zugrundelegung der Ergebnisse dieser Berechnung, soweit eine solche ausführbar ist, gewählt, wobei jedoch stets die Erfahrungen berücksichtigt werden müssen, die bezüglich der zweckmäßigsten Abmessungen bei länger bestehenden und gut erhaltenen, in gleichen Gebirgsverhältnissen liegenden Tunneln gemacht sind.

Soll die Mauerung lediglich zum Schutz des Gebirgs gegen Verwitterung dienen, so erhält sie für Gewölbe und Widerlager die gleiche Stärke, die bei natürlichen Bausteinen mit 0,4 m, bei Ziegeln mit $1\frac{1}{2}$ Stein genügend groß ist. Im Druckgebirge, selbst dann, wenn vorwiegend nur Firstdruck auftritt, nehme man, wie bereits früher gefordert ist, die Stärke des Widerlagsmauerwerks stets recht reichlich an, führe dessen Fundament tief hinab und bemesse es gleichfalls sehr stark. Hierdurch wird nicht nur die Standfestigkeit der Widerlager selbst, sondern auch ein günstiger Verlauf der Drucklinie im Gewölbe gewährleistet. Zahlreiche Fälle von Formänderungen und Brüchen im Mauerwerk älterer, mit ungenügenden Widerlagsabmessungen behafteter Tunnel erweisen,

wie wichtig es ist, die Widerlager recht stark zu machen. Auch die Sohlengewölbe sind häufig bei älteren Tunneln reichlich schwach bemessen. Zumeist sollte man, wenn ein Sohlengewölbe wirklich erforderlich ist, dessen Stärke nicht viel geringer als die Stärke des oberen Gewölbes wählen.

§) **Lehrgerüste.** Die Lehrgerüste für die Widerlager und besonders für die Gewölbe des Tunnels, die zwischen den Gespärren der Zimmerung entweder auf deren unteren Teilen oder auf besonderem Unterbau abgestützt werden, haben außer dem Gewicht des Mauerwerks auch noch die Belastung durch den Gebirgsdruck aufzunehmen. Daher sind vor allem die Lehrbögen für das Gewölbe sehr kräftig und steif zu konstruieren.

Sohlengewölbe und Widerlager erhalten zumeist hölzerne Lehren, die durch Lotsenkel in die richtige Lage gebracht werden. Für die Gewölbe verwendet man gegenwärtig vorwiegend eiserne Lehrbögen aus I- oder \square - und T-Profilen, deren Abmessungen dem Gebirgsdruck entsprechend zu wählen sind. Die Bögen, die je nach ihrem Gewicht 2 oder 3teilig sind, erhalten angenietete Füße aus Winkeleisen, mittels derer sie auf hölzernen Längsträgern stehen. Ihre richtige Höhenlage wird durch Keile zwischen Bogenfuß und Längsträger festgelegt. Ist der Gebirgsdruck sehr hoch, so müssen die Bögen noch durch besondere Stempel verstärkt werden; unter Umständen sind sehr kräftige hängewerksartige Versteifungen einzubauen.

Der Längsverband der in 0,75 bis 2,0 m Entfernung stehenden Bögen wird entweder durch stehbolzenartige Rundeisen zwischen den Stegen der I-Eisen oder durch Winkel bzw. \square Eisen, die auf den oberen Flanschen der Bögen, also in der Ebene der Schalhölzer liegen, hergestellt. Diese Hölzer erhalten je nach der Entfernung der Lehrbögen voneinander und je nach dem Gebirgsdruck und der Gewölbestärke 5 bis 15 cm Stärke. Das Ausrüsten des Gewölbes, das im Druckgebirge nicht erfolgen sollte, ehe der Mörtel abgebunden und ehe in der Nachbarzone die Ausweitung zum Bogenort wenigstens auf einige Meter Länge vom frischen Gewölbe abgerückt ist, wird am besten mittels der oben erwähnten Keile bewirkt. Sandtöpfe und Schrauben sind weniger dazu geeignet. Mit Rücksicht auf das unter der sofortigen Einwirkung des Gebirgsdrucks eintretende starke Setzen des Gewölbes müssen auch die Lehrbögen etwas überhöht angeordnet werden.

Abb. 142 zeigt einen im Druckgebirge stark abgestützten eisernen Lehrbogen in der Ansicht.

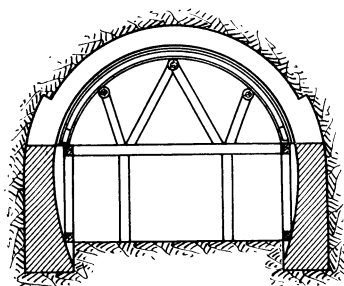


Abb. 142.

η) **Abdeckung des Gewölbes.** Da die Herstellung eines wirklich wasserundurchlässigen Gewölbemauerwerks nicht möglich ist, so darf selbst bei nur geringen Wasserzugängen die wasserdichte Abdeckung des Gewölbes nicht fehlen, sowohl dann, wenn das Wasser, wie früher beschrieben, durch Abfallschächte in den im Tunnel selbst liegenden Tunnelkanal eingeführt wird, wie auch manchmal dann, wenn es vom Tunnel abgedrängt wird. Die Abdeckung wird in der Weise hergestellt, daß zunächst die äußere Leibung des Gewölbes mit Zementmörtel abgeglichen wird. Über der Abgleichung wird dann die Abdeckung gestreckt, die aus Eisen- oder Zinkblechen, auch Bleiplatten, sehr häufig aus Tektolith u. dgl. oder aus Asphaltfilz hergestellt werden kann. Am besten, aber auch am teuersten sind die Bleiplatten, ihnen folgen die Zink- und Eisenbleche. Es läßt sich aber auch bei sorgfältiger Arbeit, die hier ganz besonders erforderlich ist, eine befriedigende Wasserdichtigkeit durch Verwendung der Siebelschen, mit dünnen Bleieinlagen versehenen Asphaltfilzplatten und schließlich auch mit den einfachen Asphaltpappen von

Büscher & Hoffmann erzielen. Vor allem ist darauf zu achten, daß überall eine genügende Fugenüberdeckung vorhanden ist. Über der Abdeckung muß dann noch zu ihrem Schutz gegen Wunddrücken durch das sich senkende Gebirge eine in Zementmörtel gebettete Ziegelflachschiicht angebracht werden.

9) **Versatz des Arbeitsraums über dem Gewölberücken.** Abb. 143. Nach Beendigung der Mauerarbeiten müssen sämtliche Zimmerhölzer aus dem Arbeitsraum entfernt werden, wie denn überhaupt hinter der Mauerung des Tunnels kein Holz verbleiben soll, damit dasselbe bei der alsbald eintretenden Fäulnis keine Hohlräume bildet, in die das Gebirge nachdrücken kann. Ist der Druck so groß, daß das Rauben der Hölzer nicht möglich ist, so müssen diese wenigstens in Beton gehüllt werden. Sodann wird der Raum oberhalb der

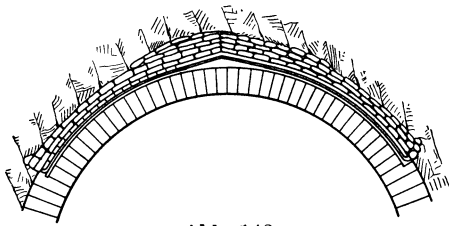


Abb. 143.

Abdeckung mit plattigen Steinen, die am besten parallel zum Gewölberücken liegen, sorgfältig versetzt, so daß das Nachdrücken des Gebirges in den Hohlraum hinein und damit die weitere Lockerung des Gesteins möglichst verhindert wird. Ganz läßt sich das allerdings nicht erreichen. Die Einbringung des Versatzes muß nämlich von der Stirn des eben geschlossenen Gewölbes

her erfolgen, und zwar in kurzen Strecken von höchstens 1,5 m Länge. Infolgedessen finden fast immer nach Fertigstellung des Versatzes noch starke Sackungen des Gewölbes und somit auch des darüberliegenden Versatzes statt, so daß dann bei dem oft recht verschiedenen Niedergehen des gelockerten Gebirges darüber doch wieder Hohlräume zwischen dem letzteren und dem Versatz entstehen können, in die das Gebirge später nicht selten ruckartig und damit die Wölbung schädigend nachfolgt.

Gute Erfolge hat man bei den Reichseisenbahnen und in Württemberg damit erzielt, daß man statt der Trockenpackung Magerbeton zum Versatz des Arbeitsraums verwendet hat. Zweifelsohne wird ein solcher sowohl bezüglich der Widerstandsfähigkeit wie auch der Wasserabdichtung der Trockenpackung überlegen sein.

Es ist aber nicht zu vergessen, daß beispielsweise beim zweigleisigen Tunnel 2 km Beton und mehr zur Ausfüllung des Hohlraumes für jeden 1 lfd. Meter Tunnel benötigt und dadurch die Baukosten erheblich erhöht werden. Die nachträgliche Bildung von Hohlräumen infolge der Gewölbesetzungen wird zudem auch bei diesem Verfahren nicht immer ganz vermieden werden können.

e) **Nachträgliche Zementierung des Versatzes.** Wie weiterhin mitgeteilt werden wird, hat man bei alten Tunneln, die unter Wasserandrang zu leiden hatten, in vielen Fällen eine Absperrung der Wasserzugänge dadurch erzielt, daß man durch in das Gewölbe gebohrte Löcher eine sehr schlanke Mischung von 1 Zement und 1 Sand unter stärkerem Druck in den Hohlraum über dem Mauerwerk eingepreßt hat. Dieses Verfahren läßt sich nach Dolezaleks Vorschläge auch beim Neubau verwenden. Man rüstet zunächst das mit Trockenpackung im Arbeitsraum überdeckte Gewölbe, in welchem die Löcher für die Zementierung von vornherein angebracht sind, aus, wartet das Sacken des Gewölbes ab und drückt sodann den flüssigen Zementmörtel, am Kämpfer beginnend und nach dem Scheitel fortschreitend, durch die Löcher im Gewölbe in den Arbeitsraum hinein, wodurch die Trockenpackung in sehr vollkommener Weise in eine geschlossene Betonmasse verwandelt werden kann. Dabei werden auch einzelne Hohlräume, die sich gelegentlich der Senkungen des Gewölbes oberhalb des Versatzes gebildet haben, vollständig ausgefüllt werden können. Voraussetzung für das Gelingen dieses Verfahrens ist natürlich, daß die im Gebirge

liegenden Wasser dem eingepumpten flüssigen Zementmörtel keinerlei lehmige oder ähnliche Stoffe zuführen.

Im Bergbau hat man mit diesem Verfahren in den letzten 15 Jahren beim Schacht-abteufen große Erfolge erzielt. Es sind dabei in vielen Fällen sehr große unter starkem Druck stehende Wasserzugänge in die Gebirgsspalten zurückgedrängt — bis zu 10000 Minutenliter — und vollständige Trockenlegungen der Schächte erreicht worden.

Den Druck der Zementpumpe würde man hierbei erforderlichenfalls unbedenklich bis auf 20 Atm. steigern können. In den meisten Fällen wird man durch die Zementierung auch den größten Teil etwaiger im Gewölbe vorhandener Setzrisse abdichten können.

Das Verfahren bildet gegenwärtig wohl die beste Möglichkeit, das Tunnelgewölbe gegen Wasserzugänge und Gebirgsdruck zu schützen.

f) Arbeitsplan.

Auch bei Tunneln geringerer Länge versäume man nicht, nach Beendigung der geologischen und geometrischen Vorarbeiten und nach Wahl der Tunnelbauweise einen Arbeitsplan aufzustellen, aus welchem Zeit und örtliche Lage der einzelnen Bauvorgänge ersichtlich ist.

Aus einem solchen Arbeitsplan, der heute in den allermeisten Fällen zeichnerisch hergestellt wird, ist zunächst von vornherein zu entnehmen, wieviel Arbeiter — Bergleute, Maurer, Abschlepper und Schutterer, Handwerker usw. —, welche Anzahl von Bohrmaschinen, welche Mengen an Sprengstoffen, von Zimmerholz, von Mauermaterialien usw. gleichzeitig an den verschiedenen Arbeitsstellen zur Verfügung stehen müssen und wie der Fahrplan der Schutter- und Materialzüge im Tunnel zu gestalten ist. Sodann bietet der Arbeitsplan dem Bauleiter und den beim Bau beschäftigten Beamten die Möglichkeit, jederzeit festzustellen, ob die Arbeitsfortschritte zufriedenstellende sind und an welchen etwa allzusehr zurückbleibenden Arbeitspunkten Vermehrung der Arbeiter, der maschinellen Einrichtungen und der Baustoffzufuhr oder andere Maßnahmen erforderlich werden.

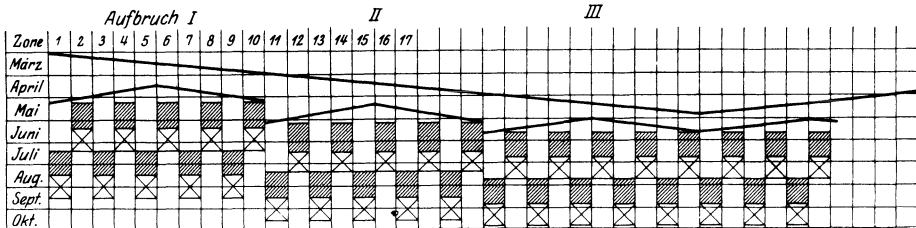


Abb. 144.

In Abb. 144 ist als Beispiel der Arbeitsplan für einen 2gleisigen Tunnel von 540 m Länge im Grauwackengebirge bei geringen Wasserzugängen und unter mittleren Druckverhältnissen aufgetragen, in welchem für die Ausbrucharbeiten die Verwendung von Bohrhämmern und als Mauermaterial Hartbrandziegel in Portlandzementmörtel vorgesehen sind. Der Tunnel soll in Langschwellzimmerung mit Mittelschwellenbau hergestellt werden. Als Tagesfortschritt im Richtstollnvertrieb sind durchschnittlich 4 m, im Firststolln 3 m vorgesehen, der Monat ist mit 25 Arbeitstagen in Rechnung gestellt. Die ganze Tunnelänge ist in 60 Zonen zu je 9 m Länge eingeteilt. Erforderlichenfalls erhalten die Portalzonen geringere Länge. Die Zonen sollen von 6 Aufbrüchen zu je 10 Zonenlängen in Angriff genommen werden. Für die Fertigstellung der Ausbrucharbeiten jeder Zone sind 30 Tage, für die Mauerarbeiten 25 Tage vorgesehen. Es ist zunächst angenommen, daß in jeder Zone die Mauerarbeiten beendet sein müssen, ehe die Ausweitung zum Vollausbuch in den beiden Nachbarzonen begonnen wird.

Es empfiehlt sich, sofern man die Darstellungsweise der Abbildung für den Arbeitsplan wählt, am Kopf des Plans und im gleichen Längenmaßstab das geologische Längenprofil aufzutragen, weil daraus ohne weiteres die Begründung für etwa verschieden angenommene Zeiträume der einzelnen Bauvorgänge u. a. m. zu ersehen ist.

D. Die Tunnelbauweisen.

Einleitung.

Im vorhergehenden sind die beim Tunnelbau vorkommenden Arbeitsvorgänge, die Herstellung der erforderlichen Hohlräume, deren zeitweilige und bleibende Abstützung in ihren Einzelheiten geschildert. Die verschiedene Ausführung und die verschiedene Reihenfolge, in der diese Arbeiten bewirkt werden, ergeben eine Anzahl von Tunnelbauweisen, die teilweise stark voneinander abweichen. Die Zweckmäßigkeit der Anwendung der einen oder anderen derselben ist durch die verschiedene Lage, Länge, Lichtweite und Höhe des Tunnels, durch die Lagerungs-, Druck- und Wasserverhältnisse des Gebirges bedingt.

So wird beispielsweise in einem langen Hochgebirgstunnel eine Bauweise am Platze sein, die die gleichzeitige Belegung zahlreicher Arbeitspunkte in geringer Entfernung voneinander oder unmittelbar nebeneinander und damit die möglichste Abkürzung der Bauzeit gestattet. Ein Tunnel von geringen Querschnittsabmessungen für eine schmalspurige Grubenbahn wird in einfachster Weise im Vollprofilausbruch hergestellt werden können. Der Bau eines Tunnels im druck- und wasserreichen Gebirge wird gewisse Tunnelbauweisen, z. B. die sogenannte belgische Bauweise, gänzlich ausschließen usw.

Die Tunnelbauweisen lassen sich nun wie folgt einteilen:

Gruppe I: Bauweisen, bei denen der Tunnel im vollen Querprofil ohne besondere Ausrichtung zu Felde getrieben wird.

Gruppe II: Bauweisen, bei denen der Tunnel durch den Vortrieb eines Stollns ausgerichtet wird. Von dem Stolln aus erfolgt die Ausweitung zum Vollprofil. Die Ausmauerung beginnt bereits, ehe die Ausweitung fertiggestellt ist.

Gruppe III: Bauweisen, bei denen gleichfalls zunächst die Ausrichtung und die Ausweitung zum Vollprofil erfolgt, die Herstellung des Mauerwerks aber in jeder Zone erst nach vollkommen durchgeführtem Ausbruch des Vollprofils beginnt.

Gruppe IV: Besondere Bauweisen, bei denen die bergmännischen Arbeitsverfahren teils sehr zurücktreten, teils gänzlich fehlen.

Gruppe I.

Bauweise 1.

Hierher gehören kleinere Bachtunnel, Stammkanäle und Hauptsammler der Kanalisationen, Wasserstolln, Tunnel schmalspuriger Gruben- und Steinbruchbahnen und Hauptförderstolln der Bergwerke.

Der Ausbruch erfolgt ohne Ausrichtung entweder im Vollprofil mit einem, auch zwei Einbrüchen oder in 2 Teilen.

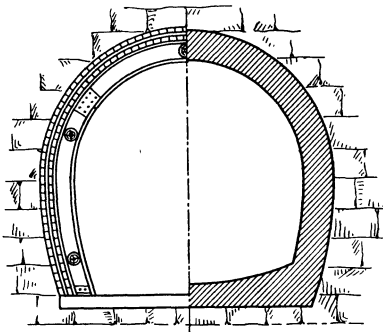


Abb. 145.

Als zeitweiliger Ausbau wird, falls ein solcher überhaupt erforderlich ist, vorwiegend eine ganz einfache Querträgerzimmerung verwendet. Mit Rücksicht auf die geringen Abmessungen solcher Tunnel faßt sich für sie oft recht vorteilhaft eine Eisenzimmerung als Altschienen oder aus Profileisen einbauen.

Die Ausmauerung endlich erfolgt in gleicher Weise wie sonst im Tunnelbau. In der Neuzeit ist grade für diese kleinen Tunnel häufig Stampfbeton für Widerlager und Gewölbe zur Anwendung gebracht.

Im übrigen bietet die Bauausführung derselben zu keinerlei besonderen Bemerkungen Anlaß.

Abb. 145 stellt die Zimmerung und Ausmauerung eines Wasserstollns dar.

Gruppe II.

Beginn der Mauerung vor Beendigung des Vollausbruchs.

Bauweise 2: Die deutsche oder Kernbauweise.

Grundsätzliche Anordnung. In der Mitte des Tunnellichtraumes bleibt ein Gebirgskern stehen, auf welchen die Zimmerung des Ausbruchs abgestützt, und welcher erst nach Fertigstellung der Ausmauerung herausgeschossen wird.

Der Ausbruch beginnt entweder mit der Ausrichtung durch einen Firststolln oder mit dem Auffahren von je einem Sohlstolln auf den beiden Seiten des Kerns. Im ersteren Falle wird nach Abb. 146 zunächst der Firststolln zum Bogenort ausgeweitet, von diesem aus werden durch Absinken die Strossenorte gebildet, dann Widerlager und Gewölbe aufgemauert und zuletzt der Gebirgskern abgetrieben. In seltenen Fällen ist zunächst das Firstgewölbe gemauert und dann durch die Widerlager unterfangen worden.

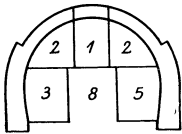


Abb. 146.

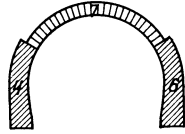


Abb. 147.

Im zweiten Falle ergibt sich die Reihenfolge der Arbeiten aus Abb. 147.

Ein etwa erforderliches Sohlengewölbe wird erst nach Abbau des Kerns eingezo-gen.

Der vorläufige Ausbau der Hohlräume kann als Längs- oder Querträger-zimmerung ausgebildet werden.

Ausgeführte Beispiele:

- Französische Kanaltunnel im Anfang des 19. Jahrhunderts;
- Eisenbahntunnel von Trieb tz (Wien-Prag) 1842—44,
- „ „ Rosenstein bei Stuttgart 1847,
- „ „ Weberkagel und Wolfsberg am Semmering,
- „ „ Czernitz in Oberschlesien
- „ „ der Linien Köln-Aachen und Köln-Gießen,
- Abwässerungskanal in der Hafenstraße zu Hamburg 1902.

Vorteil der Bauweise: Einfache und billige Zimmerung aus kurzen Hölzern.

Nachteile: Die beschränkten Räume der Seitenörter, in welchen die Mau-erung nicht leicht und gleichzeitige Mauerung und Ausbruch überhaupt nicht durchzuführen sind.

Ferner bei ein- und zweigleisigen Eisenbahntunneln die Unzuverlässigkeit des Gebirgskerns als Stützpunkt für die Zimmerung infolge der Erschütterun-gen, die der Kern durch das Schießen in den ihn umgebenden Örtern erleidet.

Sodann langsamer Bau und wenig bequemer Materialtransport.

Verwendung: Die Bauweise wird beim Bau ein- und zweigleisiger Eisen-bahntunnel heute infolge der vorerwähnten Nachteile nicht mehr verwendet.

Sie wird dagegen bei Tunneln mit weitem Lichtprofil — Kanäle, viergleisige Bahnen, Untergrundbahnhöfe usw. — mit Rücksicht auf die Schwierigkeiten des vorläufigen Ausbaues nicht entbehrt werden können. Der bei solchen Tunneln sehr massive Kern wird auch in weit geringerem Maße der Schwächung durch

die Schütterwirkung der Sprengschüsse in seiner Umgebung ausgesetzt sein als bei engeren Eisenbahntunneln. Zweckmäßig richtet man derartige weite Tunnel wieder durch einen Sohlstolln, den „Kernstolln“ aus, der besondere Bequemlichkeiten für den Materialtransport und die Schütterung bietet.

Ausgeführt sind in dieser Weise die Bahnhöfe der Pariser Untergrundbahn. Ein ferneres Beispiel bietet die Entwurfsanordnung des Rovetunnels des Marseille-Rhone-Kanals.

Bauweise 3: Die belgische Bauweise.

Grundsätzliche Anordnung. Ausrichtung durch einen Sohl- oder Firststolln. Nach der Ausweitung zum Bogenort Mauerung des Firstgewölbes, das zunächst auf dem Gebirge ruht. Erst hierauf Abbau der unteren Hälfte des Profils und Unterfangung des beim Abbau der Strossenörter mit Holzstempeln auf die Sohle abgestützten Firstgewölbes durch die von unten aufgemauerten Widerlager. Abb. 148 veranschaulicht die Reihenfolge der Bauvorgänge bei der Ausrichtung mittels Sohlstollns. Abb. 149 diejenige der Bauvorgänge bei der Ausrichtung mittels Firststollns.

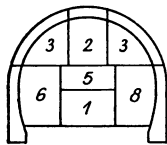


Abb. 148.

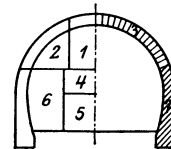
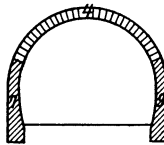


Abb. 149.

Die Bauausführung: Ausrichtung durch Sohlstolln. In der Regel wird hier von Aufbrüchen oberhalb des Richtstollns der Firststolln aufgeföhren, der zum Bogenort ausgeweitet wird. Demnächst wird das Firstgewölbe hergestellt, das früher mit einem beim Unterfangen fortfallenden Bohlenlager, heute nicht selten mit einer im Bau verbleibenden Eisenbetonschwelle auf das Gebirge gesetzt wird. Hierauf erfolgt der Abbau des Schwellorts über dem Sohlstolln und der beiden Strossenörter. Von letzterem wird zunächst das eine herausgeschossen und sofort das zugehörnde Widerlager aufgeföhrt; dabei ist der Gewölbekämpfer dieser Seite durch Stempel abgestützt, während der Kämpfer der Gegenseite noch auf dem Gebirge ruht. Sodann vollziehen sich der Strossenabbau und die Widerlagermauerung dieser Seite in gleicher Weise wie vorhin.

Die Abstützung der freigelegten Gewölbekämpfer und deren Unterfangung durch die Widerlager kann nicht sorgfältig genug durchgeführt werden. Abb. 150 zeigt die Bauvorgänge einiger Zonen nebeneinander.

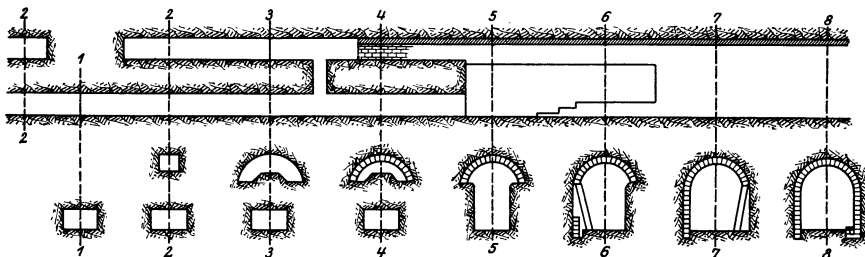


Abb. 150.

Ausrichtung mittels Firststolln. Hierbei erfolgen, wie aus Abb. 149 ersichtlich, vom Firststolln aus Ausweitung zum Bogenort, Mauerung des Firstgewölbes und Absinken zum Sohlstolln, sodann die übrigen Arbeiten wie oben beschrieben. In seltenen Fällen hat man wie bei Bauweise 1 einen Kern in der

unteren Hälfte stehen lassen, für die Widerlager schmale Absinken und in diesen das Widerlagermauerwerk hergestellt.

Als vorläufiger Ausbau dient in der Regel für die Kalotte — den oberen gewölbten Raum — Längsträgerzimmerung mit Gespärribständen von 1 bis 2 m

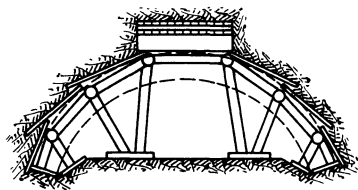


Abb. 151.

nach Abb. 151, während im unteren Teil lediglich die Stempel und Spreizen für die Abstützung des Gewölbes, wie in Abb. 152 gezeichnet, einzubauen sind.

Die Ausmauerung kann im oberen Teil zonenweise, im unteren Teile

ebenso oder auch fortlaufend ausgeführt werden.

Bekannte Beispiele der Bausausführung mit Sohlstollnbetrieb sind der schon 1840 ausgeführte Tunnel von Hönebach in Hessen, der Mont-Cenis-Tunnel, 1857—71, 12234 m lang, bei beiden der Ausbruch mit Firstschlitz (siehe später) anstatt des Firststollns weitergeführt, und der Tunnel von Mariental im Westerwald 1885—87, 1041 m lang, mit Ausweitung vom Firststolln aus. Firststollnbetrieb wurde unter anderem in dem 14912 m langen, 1872—80 gebauten St. Gotthard-Tunnel angewendet, wobei die Nachteile dieses Betriebes besonders stark hervortraten.

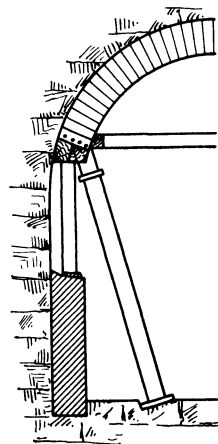


Abb. 152.

Vorteile der Bauweise insbesondere bei Sohlstollnbetrieb! Einfache billige Zimmerung aus kurzen Hölzern, Schutz der Arbeiten im unteren Teile des Ausbruchs durch das vorher hergestellte Gewölbe, schneller Bau.

Nachteile: Gefährdung und Schädigung des Gewölbes durch das Schießen im unteren Ausbruch — Senkungen, Rissebildungen, Wegschießen der Abstützung des Gewölbes und dann Einsturz des letzteren. In weiterer Folge Nachsinken, Lockerung und Druckhaftwerden des Gebirges oberhalb des sich senkenden Gewölbes.

Verwendung: In früheren Zeiten ist die belgische Bauweise bei zahlreichen kleinen und großen Tunneln zur Anwendung gebracht, weil man die Vorteile derselben stark überschätzt, die Nachteile allzusehr unterschätzt hat. Letztere haben sich aber im Laufe der Jahre als so schwerwiegend erwiesen, daß man heute mit vollem Recht die belgische Bauweise nur bei sehr günstigen Gebirgsverhältnissen wählt. Eine ganze Anzahl der früher nach ihr hergestellten Tunnel, z. B. der oben erwähnte Hönebach-Tunnel, haben infolge der im Laufe der Jahre immer bedrohlicher auftretenden Beschädigungen und Verdrückungen des Gewölbes und der Steigerung des Gebirgsdruckes sehr kostspieligen und schwierigen Ausbesserungen unterzogen werden müssen. Es empfiehlt sich deshalb die belgische Bauweise nur bei eingeleisigen, im druckarmen, nicht zu harten, also die Erschütterungen durch die Schießarbeit wenig fortpflanzenden und leicht zu lösenden, dabei trockenem Gebirge durchzuführen und beim Bau, insbesondere beim Unterfangen des Gewölbes äußerste Vorsicht walten zu lassen.

Gruppe III.

Die Ausmauerung beginnt erst nach vollständiger Fertigstellung des Vollausbruchs.

Bauweise 4: Englische Bauweise.

Grundsätzliche Anordnung. Auf jeder Baustelle eines Aufbruchs nur in einer Zone Ausbruch, Zimmerung und Mauerung. Erst wenn letztere

beendet ist, kann der Ausbruch der Nachbarzone beginnen. Profilverteilung und Reihenfolge der Arbeiten sind aus Abb. 153 ersichtlich.

Die Abstützung des Vollausbruchs erfolgt mittels Längsträgerzimmerung. Die Kronbalken jeder Zone, die höchstens einmal 5 bis 6 m Länge erhalten, werden in der Regel nicht durch Zwischengesparre unterstützt, sondern nur an den Enden, und zwar in der Aufbruchzone beiderseits durch Brust-

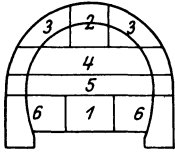


Abb. 153.

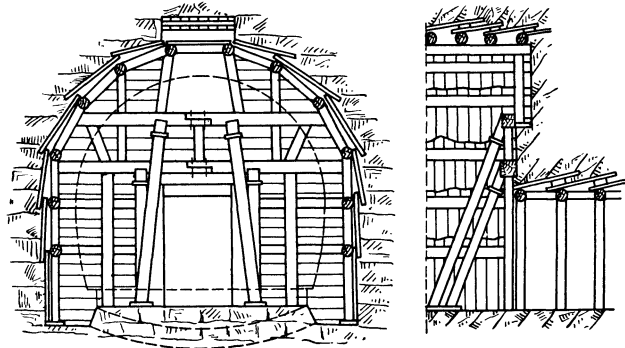


Abb. 154.

schwelligesparre — Abb. 154 —, bei den Zwischenzonen an der einen Seite durch das fertige Gewölbe an der anderen durch ein Brustschwelligesparre, in der Schlußzone auf beiden Enden durch das fertige Gewölbe der Nachbarzone unterstützt. Sie erhalten große Abmessungen, liegen im Arbeitsraum oberhalb des Gewölbes und werden nach Schluß des letzteren in die nächste Zone vorgezogen, was im Druckgebirge oft Schwierigkeiten bereitet.

Die Mauerung ist von unten auf, mit Sohlgewölbe bzw. Widerlager beginnend, unter dem Schutz der außerhalb des Mauerprofils liegenden Zimmerung in den weiten Lichträumen in bequemer und guter Weise herzustellen.

Vorteile der englischen Bauweise: Im Druckgebirge nur kurze Ausbruchstrecken — eine Zonenlänge —. Die Zonen stehen nur kurze Zeit auf Holz. Sichere und bequeme Ausführung des Mauerwerks.

Nachteile: Geringe Baufortschritte, beträchtliche Kosten, häufig erhebliche Schwierigkeiten beim Rauben der Hölzer aus dem Arbeitsraum und beim Versatz des letzteren.

Verwendung: Die englische Bauweise, die früher bei manchen Tunneln in England, auch bei einigen auf dem Festland durchgeführt worden ist, wird heute mit Rücksicht auf die vorgeschilderten Nachteile kaum noch verwendet.

Bauweise 5

ist aus dem Bestreben hervorgegangen, die Nachteile der englischen Bauweise zu vermeiden.

Grundsätzliche Anordnung wie bei der letzteren. Abb. 155 zeigt die Profilverteilung und die Reihenfolge der Arbeiten. Die Unterschiede der Bauweise gegenüber der englischen bestehen darin, daß der Firststolln durchlaufen kann, daß es ferner möglich ist, die Zonenlängen größer zu nehmen, weil die Kronbalken, die aus 2 Teilen von halber Zonenlänge bestehen können, durch Zwischengesparre mehrfach unterstützt werden. Sodann liegen diese Kronbalken an keiner Stelle auf dem Gewölbe, sondern mit ihren Enden auf Endgesparren auf. Sie werden, wenn die Mauerung entsprechend fortgeschritten ist, herausgenommen.

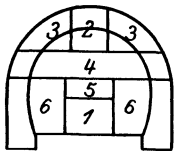


Abb. 155.

Die Herstellung des Vollausbruchs beginnt mit dem Verlegen der beiden obersten Kronbalken unter dem Kappholz des Firststollns. Dann folgt die seit-

liche Ausweitung und das Verlegen der weiteren Kronbalken, die zunächst auf die Sohle des Bogenorts abgestützt werden. Je nachdem die Sohle des Schwellorts in einem oder mehreren Sätzen erreicht wird, müssen natürlich die Kronbalken mehrfach unterfangen werden, bis sie auf der Mittelschwelle ihre endgültige Abstützung gefunden haben. Über die bei diesen Arbeiten einzuhaltenden Maßnahmen zur tunlichst Vermeidung von Senkungen der Zimmerung und des Gebirges ist früher bei der Besprechung der Zimmerung das erforderliche gesagt worden. Dort ist auch angegeben, in welcher Weise bei der Unterfangung der Mittelschwelle durch die Ständer des unteren Bockes verfahren werden kann.

Letztere müssen im milden oder gebrächen Gebirge auf Fußbretter gestellt werden. Abb. 156 veranschaulicht die Zimmerung.

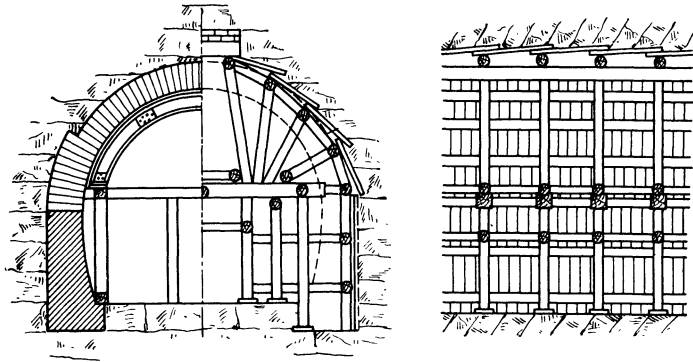


Abb. 156.

Das Mauerwerk wird von unten her nach oben aufgeführt, doch pflegt zumeist die Herstellung des etwa erforderlichen Sohlgewölbes erst zuletzt nach Schluß des Firstgewölbes zu erfolgen.

Die Vorteile der Bauweise 5 bestehen zunächst aus denjenigen der Bauweise 4. Dazu kommt noch dieser gegenüber die größere Zonenlänge, das geringere Gewicht der Kronbalken und deren Abstützung auf Endgespärren statt auf dem frisch hergestellten Mauerwerk.

Einen nicht zu unterschätzenden Nachteil bildet die Notwendigkeit der mehrfachen Unterfangungen der Kronbalken auch der Mittelschwelle und, wie früher bereits bei Beschreibung des Mittelschwellenbaus hervorgehoben ist, die Beweglichkeit der Zimmerung in der Ebene der Mittelschwelle, die durch einen kräftigen Längsverband unschädlich gemacht werden muß — starke Unterzüge über den Hilfsständern des unteren Bockes.

Verwendung: Die Bauweise 5 ist in Deutschland und Österreich vielfach bei kürzeren und längeren Tunneln — Wocheimer Tunnel der österreichischen Alpenbahnen, 6334 m lang — verwendet worden, ist bei milden und gebrächem Druckgebirge, aber auch bei festem Gebirge, das erst einige Zeit nach Herstellung des Vollaushruches druckhaft wird, durchaus am Platze, erfordert aber, wie hervorgehoben, eine sorgsame Herstellung der Zimmerung.

Bauweise 6.

Grundsätzliche Anordnung: Es können mehrere Zonen nebeneinander gleichzeitig im Bau begriffen sein, im übrigen wie Bauweise 5. Die Profileilung und die Arbeitsfolge ist ebenfalls die gleiche wie bei Bauweise 5. Abb. 157. Als Zimmerung wird Längsträgerzimmerung sowohl in Form der Mittelschwellenzimmerung wie auch bei festem druckarmen Gebirge in Form der Langständerzimmerung verwendet (Abb. 138 und 139).

Der zeitweilige Ausbau kann im übrigen bei Bauweise 6 wie bei der vorhergehenden auch durch Querträger-(Sparren-)Zimmerung erfolgen. (Abb. 140).

Im festen, nahezu druckfreien Gebirge kann unter Umständen fortlaufend, also nicht zonenweise ausgebrochen, gezimmert und gemauert werden. Es ist

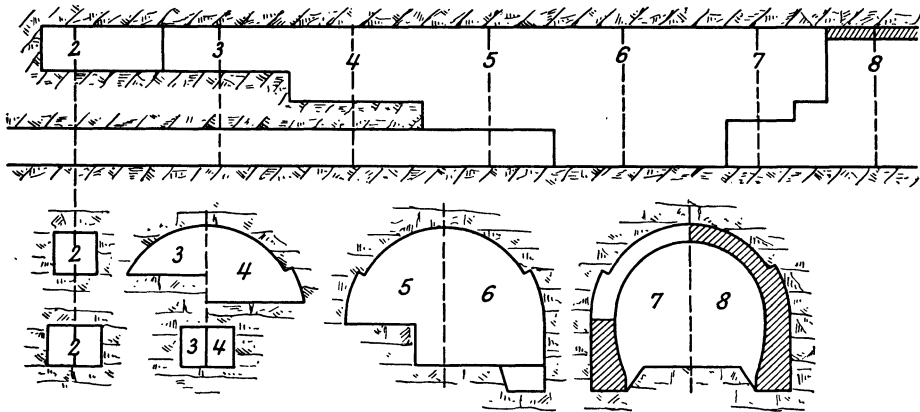


Abb. 157.

aber zu bedenken, daß hierbei manche Strecken sehr lange auf Holz stehen und daher durch nachträglich eintretenden Druck geschädigt werden können.

Der größte Vorteil dieser Bauweise besteht darin, daß die Bauarbeiten nicht unerheblich beschleunigt und verbilligt werden.

Verwendung: Die Bauweise 6 eignet sich besonders zur Verwendung im druckarmen festen Gebirge. Treten dabei an einzelnen Stellen stärkere Gebirgsdrücke auf, so kann ohne jede Schwierigkeiten zur Anwendung der Bauweise 5 übergegangen werden.

Bauweise 7: Firstschlitzbauweise.

Grundsätzliche Anordnung: Auf die Ausrichtung des Tunnels mittels des Sohlenstollns folgt nicht das Auffahren des Firststollns von Aufbrüchen aus, sondern die Herstellung eines Firstschlitzes, dann die Aufweitung zum Bogenort und der Abbau der Strossenörter. Abb. 137 zeigt die Reihenfolge der Arbeiten, wie sie beim Bau des an der Bahnlinie Bodensee—Toggenburg belegenen 3557 m langen Wasserfluh-Tunnels angewendet worden ist. Schweiz. Bautzg. Je nach der Gebirgsbeschaffenheit können Abweichungen von dem oben abgebildeten Arbeitsgange vorkommen. Im festen druckfreien Gebirge kann beispielsweise nach dem Auffahren des Richtstollns sofort der ganze Kalottenausbruch in einer Fläche hergestellt werden. Umgekehrt kann im Druckgebirge zunächst der mit kleinem Querschnitt aufgefahrne Sohlstolln erweitert und dann der Firstschlitz in 2 Abteilungen aufgebrochen werden usw.

Als vorläufiger Ausbau kann Querträger- oder Längsträger-Mittelschwellen bzw. Langständler-Zimmerung verwendet werden. Die Verlegung der Mittelschwelle und ihre Abstützung durch Ständer des unteren Bocks läßt sich fast immer bewirken, bevor die Sparren bzw. die Kronbalken auf die Schwelle abgestützt werden.

Die Ausführung der Mauerung erfolgt von unten auf in gewöhnlicher Weise.

Die Vorteile der Firstschlitzbauweise bestehen erstlich in den geringen Kosten des Ausbruchs, bei welchem namentlich die Sprengmittel bei richtiger Stellung der Bohrlöcher eine sehr gute Ausnutzung erfahren; zweitens in der bequemen und ausgiebigen Bewetterung des Firstschlitzes und überhaupt des ganzen oberen Ausbruchs; drittens darin, daß die Zimmerung von unten

nach oben eingebracht werden kann, und daß kein Unterfangen der Mittelschwellen erforderlich ist.

Einen Nachteil bildet die Notwendigkeit, für den Aufbruch des Firstschlitzes besondere recht kräftige fahrbare oder feste Arbeitsgerüste herzustellen, die die Arbeiter, die Bohrmaschinen und das heruntergeschossene Gebirge tragen müssen, dabei aber die Förderung im Sohlstolln nicht stören dürfen. In einzelnen Fällen wird eine Verstärkung der Sohlstollnkappen und des Verzugs derselben genügen.

Dieser Nachteil wird indes wohl in den meisten Fällen durch die vorbeschriebenen Vorteile reichlich aufgewogen.

Verwendung der Firstschlitzbauweise. Der Firstschlitz ist früher beispielsweise beim Mont-Cenis- und Hönebach-Tunnel, auch bei der belgischen Bauweise, später bei einer ganzen Reihe von Tunneln in der vorbeschriebenen Weise, und zwar sowohl im festen druckarmen, wie auch im gebrächen und milden druckreichen Gebirge angewandt worden und hat sich fast durchweg gut bewährt.

Beispiele: Remsfelder Tunnel an der Bahnlinie Malsfeld—Freysa teilweise im druckreichen Gebirge, Gravehalstunnel an der norwegischen Bahn Christiania-Bergen, in festem druckfreien Gebirge, Hauensteinbasistunnel der Linie Basel-Olten im Triasdolomit, Jurakalk und Mergel, also in teilweise druckhaftem Gebirge. Besonders in diesem 8135 m langen Tunnel, in welchem der Firstschlitz auf rund 7300 m Länge angewendet worden ist, hat sich die Bauweise als sehr zweckmäßig erwiesen.

Ihrer oben beschriebenen Vorzüge wegen wird die Firstschlitzbauweise daher bei sehr vielen Tunnelbauten in erfolgreichem Wettbewerb mit den sonstigen Bauweisen treten können.

Gruppe IV.

Besondere Bauweisen.

Bauweise 8: Schildvortrieb-Bauweise.

Grundsätzliche Anordnung: Im milden, rolligen, losen oder schwimmenden Gebirge wird ein eisernes rundes oder rundliches ganzes Rohr oder Halbrohr ins Gebirge vorgetrieben, in dessen Innerem der Ausbruch und der bleibende Ausbau des Tunnels bewirkt wird. Das Rohr, das als Schild bezeichnet wird, besitzt vorn eine starke, sehr kräftig versteifte Schneide und wird heute nur noch durch Wasserpressen vorwärts ins Gebirge hineingetrieben.

Die Preßzylinder sind am inneren Umfange des Schildes so angeordnet, daß ihre geschlossenen Deckel sich gegen die vordere Versteifung des Schildes stemmen, während die Preßkolben, die aus dem hinteren Zylinderdeckel austreten, sich mit ihren Füßen entweder gegen die Stirnfläche des fertigen Mauerwerks oder gegen die Lehrbögen stemmen. Die Pressen können einzeln — gruppenweise — oder zusammenwirkend benutzt werden.

Der hintere Teil des Schildes umgibt die Mauer, der vordere steckt im Gebirge. Sobald der Schild soweit wie beabsichtigt ins Gebirge vorgetrieben ist, werden die Kolben wieder in die Preßzylinder zurückgebracht und der frei gewordene Raum bis an die Kolbenfüße ausgemauert. Abb. 158 veranschaulicht die Vorgänge.

Zu unterscheiden sind: 1. im trocknen bzw. wasserarmen Gebirge

- a) Vortrieb des Vollschildes,
- b) „ „ Halbschildes;

2. im wasserführenden, schwimmenden Gebirge

Vortrieb des Vollschildes unter Verwendung von Preßluft.

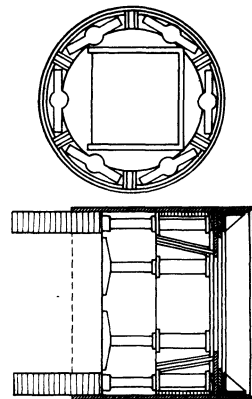


Abb. 158.

1a) Vortrieb des Vollschildes.

Der Schild, der oft aus mehreren Blechhäuten übereinander besteht, muß selbstverständlich mit Rücksicht auf die bedeutenden Reibungswiderstände, die er zu überwinden hat, sowohl innen wie außen möglichst glatt sein. Er muß ferner namentlich im vorderen Teile an und hinter der Schneide die erforderliche Steifigkeit besitzen. Diese wird aber nur durch an der Innenseite angebrachte Quer- und Längsversteifungen erzeugt werden können, nicht durch allzu große Wandstärken, da letztere den, wie später gezeigt werden wird, sehr unbequemen Hohlraum zwischen äußerer Leibung der Tunnelmauerung und dem Gebirge in unerwünschter Weise vergrößern würden. Besonders kräftig ist die vordere Schneide, unter Umständen aus Gußstahl-Preßstücken, zu konstruieren. Die Ausbildung der vorderen Schildendigung erfolgt unter Berücksichtigung des Böschungswinkels und der Beschaffenheit des Gebirges.

Bei ganz losem oder schwimmendem Gebirge wird unter Umständen ein vorderer Abschluß mittels einer Blechwand, die Türöffnungen enthält, hergestellt.

Die Füße der Preßkolben, die sich beim Vortrieb zumeist gegen die Stirne des Mauerwerks, seltener gegen die Lehrbögen stemmen, erhalten eine möglichst große Fläche, damit der Druck sich über das frische Mauerwerk, dessen Festigkeit er durchaus nicht immer förderlich ist, möglichst verteilt. Man läßt übrigens die Kolbenfüße nicht unmittelbar auf das Mauerwerk, sondern auf einen Hartholz-Bohlenkranz wirken, der vor der Mauerstirn aufgestellt wird.

Das Maß des einzelnen Schildvorschubes wechselt zwischen 0,5 und 2 m.

Der Ausbruch des Gebirges erfolgt von Hand; in England ist auch einmal ein kleiner elektrisch betriebener Eimerkettenbagger zur Bodenlösung verwendet worden. Ist die Beschaffenheit des Gebirges eine wechselnde, so wird bisweilen ein kleiner Stolln ins Gebirge vorgetrieben, ehe der Schildvorschub erfolgt. Es kann dem letzteren sogar ein ausgezimmerter Vollausbuch vorangehen. Überhaupt ist mit allen Mitteln darauf hinzuwirken, daß der Ausbruch erleichtert und beschleunigt wird, was namentlich bei Schilden mit großem Durchmesser — der Schild, der in der Tonstrecke des Diestelrasen-Tunnels verwendet wurde, hatte 10,83 m Höhe — durch Einlegung von Blechbühnen übereinander erreicht wird, auf denen gleichzeitig der Abbau des ganzen Ortsstoßes in Angriff genommen werden kann.

Die Mauerung kann entweder als Klinkermauerwerk mit nicht zu schnell abbindendem Zementmörtel oder als Stampfbeton oder als Eisenbeton verschiedener Anordnung ausgeführt werden. In manchen Fällen hat die Mauerung einen äußeren Flußeisenmantel, seltener einen inneren erhalten. Ferner ist bei einer Reihe von Schildvortrieben Tunnelverkleidung aus Profileisen — in früherer Zeit auch Gußeisen zur Anwendung gelangt.

Besondere Sorgfalt ist auf die Ausfüllung des an der ganzen äußeren Leibung nach dem Ablafen der Schildröhre entstehenden Hohlraumes zu verwenden, da dieser Hohlraum sowohl Bewegungen der Tunnelröhre wie auch Gebirgslockerungen und Senkungen veranlaßt. Die innere recht schwierige Abdichtung dieses Hohlraumes wird am besten mittels Einpressen von Zementmilch entweder durch Löcher in der Tunnelverkleidung oder von der Stirn her bewirkt.

1b) Vortrieb des Halbschildes.

Hin und wieder kann die Gebirgsbeschaffenheit nur den Schutz der oberen Profilhälfte als erwünscht erscheinen lassen. In diesem Falle findet der Halbschild Anwendung. Am günstigsten gestaltet sich dann der Bau, wenn zunächst die Widerlager in Schlitzeln hochgeführt werden können. Der Halbschild läßt sich hierauf auf der Oberfläche des Mauerwerks in bequemer Weise vortreiben.

2. Vortrieb des Vollschildes unter Verwendung von Preßluft.

Diese Bauweise wird bei zu starkem Wasserandrang angewendet. Entsprechend dem bei der Luftdruckgründung eingeschlagenen Verfahren muß der Schildraum, in welchem die Preßluft vorhanden ist, gegen den Raum des fertigen Tunnels durch eine luftdichte Wand abgeschlossen sein. Der Verkehr von Arbeitern und Materialien zwischen beiden Räumen wird durch Schleusen der gleichen Anordnung wie bei der Luftdruckgründung vermittelt. In der Regel ist je eine Schleuse für den Arbeiter- und den Materialdurchgang, außerdem wohl noch eine Notschleuse vorhanden, die häufig über den beiden anderen angeordnet ist.

Die Anwendbarkeit des Verfahrens ist selbstverständlich auch wie bei der Luftdruckgründung nach der Tiefe zu dadurch begrenzt, daß der Luftdruck im Arbeitsraum im Interesse der Erhaltung der Gesundheit der Arbeiter vor Ort nicht über 3, höchstens 3,5 Atm. gesteigert werden darf.

Eine beträchtliche Schwierigkeit ergibt sich daraus, daß bei großen Tunneln mit 10 m Lichthöhe des Ausbruchprofils der Wasserdruck an der Sohle um 1 Atm. höher als in der First ist. Liegt nämlich der Tunnel sehr dicht unter der Erdgleiche, so entsteht die Gefahr, daß der dem Wasserdruck an der Tunnelsohle angepaßte Luftdruck im Arbeitsraum oben zu stark wird, daß die Preßluft durch die geringe Überlagerung des Tunnels austritt, dabei das Gebirge auftreibt, lockert und daß nun infolge des Luftdruckgefälles das Wasser an der Sohle allzu stark in den Arbeitsraum eindringt. Ein sicheres Abhilfsmittel hiergegen ist noch nicht vorhanden. Man sucht sich zumeist so zu helfen, daß man den Luftdruck ungefähr dem in der mittleren Höhe des Tunnels herrschenden Wasserdruck anpaßt und an der Sohle etwas Wasser in den Arbeitsraum eindringen läßt.

Im übrigen ist aber überhaupt bei allzu geringer Überlagerung mit Druckluftverlusten zu rechnen. Diese ergeben sich daraus, daß Luftmengen durch das Gebirge sowie durch die Fuge zwischen äußerer Tunnelleibung und Gebirge, die während des Schildvortriebes schwer abzudichten ist, entweichen.

Vorteile der Schildvortriebbauweise. Diese bestehen erstlich in der großen Sicherheit der Bauausführung im rolligen losen und schwimmenden Gebirge auch bei geringer Überlagerung, zweitens darin, daß der Ausbruchquerschnitt auf den Kleinstwert, den das Tunnelgebäude erfordert, beschränkt werden kann; drittens in der leichten und sicheren, guten durch keinerlei Gespärreinbauten gehinderten Ausführung der Tunnelverkleidung; viertens endlich in den verhältnismäßig guten Fortschritten des Vortriebes; die beispielsweise bei der Pariser Untergrundbahn bis zu 4 m, in der Tonstrecke des Diestelrasen-Tunnels durchschnittlich 0,75 m täglich betragen haben.

Nachteile: Als solche sind anzuführen: die oft recht schwierige Innehaltung der richtigen Höhenlage und Richtung des Tunnels, demnächst die manchmal sehr starken Widerstände, die das Gebirge namentlich bei Gesteinswechsel dem Schildvortrieb entgegensetzt; sodann die oft ungünstige Beanspruchung des frischen Mauerwerkes durch den Druck der Wasserpressen; ferner die Schwierigkeiten beim Ausfüllen des ringförmigen Hohlraumes zwischen der Außenleibung des Tunnelmauerwerkes und dem Gebirge; endlich die hohen Kosten des Verfahrens. Dazu kommen noch bei Anwendung von Druckluft der unbequeme Einbau und Betrieb der Schleusen, die leicht entstehenden und oft schwer zu behhebenden Druckverluste, die Gefahr der Gesundheitsschädigung der Arbeiter und bei großem Profil die Wasserdruckunterschiede an der Tunnelsohle und -first.

Verwendung: Die Schildvortrieb-Bauweise ist erstmalig in den Jahren 1823—41 beim ältesten Themsetunnel durch Brunel, dann im Laufe der Jahre auch in den übrigen Kulturländern bei einer ganzen Reihe von Ent- und Be-

wässerungsstolln und bei Straßen-, Fußgänger- und Eisenbahntunneln zur Anwendung gelangt. Sie ist auch in ihren verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten im milden, rolligen und losen Druckgebirge, bei geringer Überlagerung und in Verbindung mit der Anwendung von Druckluft bei schwimmendem oder überhaupt wasserreichem Gebirge oft am Platze. Die zahlreichen oben angeführten Nachteile, insbesondere die hohen Kosten lassen aber stets eine sorgfältige Überlegung geboten erscheinen, ob nicht eine andere Bauweise in dem fraglichen Falle zweckmäßiger anzuwenden sein wird.

Bauweise 9:

Bau im offenen Einschnitt.

Diese Bauweise kommt vor allem in Betracht bei der Herstellung der Untergrundbahnen sowie der Wasserversorgung und der Kanalisation der Ortschaften. In der Mehrzahl der Fälle wird die Überlagerung des Tunnels nur sehr gering sein, oft nur 1 bis 2 m betragen. Das Gebirge wird vorwiegend rollige lose Beschaffenheit besitzen. Als häufig beim Bau, namentlich der Untergrundbahntunnel, auftretende Schwierigkeiten kommen besonders die folgenden in Betracht:

Erstlich die Notwendigkeit der tunlichsten Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs oberhalb der Baustelle. Über die hierbei einzuschlagenden Verfahren muß in jedem einzelnen Falle besonders entschieden werden. Gute Angaben darüber finden sich in „Die Profilgestaltung der Untergrundbahnen“ von Dr. ing. Anton Macholl, Münster und Berlin bei Oldenbourg, 1914. Diese Schrift enthält ferner eine gute Zusammenstellung der verschiedenen für die Untergrundbahnen in Frage kommenden Tunnelprofile.

Zweitens erfordert nicht selten die Abstützung der Baugrube sorgfältige Durchbildung. Nähere Angaben hierüber finden sich im III. Teil, Band 1, „Grundbau“. Drittens endlich ist insbesondere im Bereich des Flachland-Diluviums häufig mit starken Wasserzugängen und hohen Grundwasserständen zu rechnen.

Einzelwasserzugänge müssen daher zu Sumpfe gehalten, der Grundwasserspiegel muß bis auf etwa 1,0 m Tiefe unter Baugrubensohle gesenkt werden. Auch über diese Wasserhaltungsarbeiten finden sich die erforderlichen Angaben im Teil III, Band 1, „Grundbau“.

Eine sorgfältige Durchbildung haben die zur Senkung des Grundwasserspiegels mittels Bohrbrunnen für solche Tunnelbauten erforderlichen Arbeiten durch die Siemens & Halske-A.G. erfahren.

In verschiedenen Fällen ist bereits eine Senkung des Grundwasserspiegels von 22,5 m erreicht worden, wobei das Absaugen des Wassers in 3 Geschossen von je 7,5 m erfolgte. Nähere Angaben über die Arbeiten finden sich in: „Bauausführungen der Siemens & Halske-A.G., Senkung des Grundwasserspiegels“, zu beziehen von der Firma.

Die Arbeitsweise hat sich besonders bei den Bauten der großenteils bei hohen Grundwasserständen ausgeführten Berliner Untergrundbahn gut bewährt.

Im übrigen erfolgt der Bau der Tunnel im offenen Einschnitt im wesentlichen in der gleichen Weise wie der Bau einer gewölbten Brücke derselben Abmessungen.

Bauweise 10:

Das Gefrierverfahren.

Grundsätzliche Anordnung: Die im Bereich der Tunnelröhre und ihrer nächsten Umgebung im Gebirge liegenden Wassermassen werden durch

Zuführung von künstlicher Kälte in Eis verwandelt. Hierauf erfolgt der Bau des Tunnels wie im trocknen Gebirge.

Als Kälteträger wurde früher abgekühlte Luft, werden heute Chlorkalzium-, auch wohl Chlormagnesiumlauge und, falls das Gebirgswasser salzig ist, hochprozentiger Alkohol, Toluol und andere Teerderivate verwendet. Die Kälte wird diesen Stoffen zumeist in Ammoniakkompressoren zugeführt. Die Chlorlauge können bis auf -40° , Alkohol und die Teerderivate können unbedenklich bis auf -80° und darunter abgekühlt werden, ohne zu erstarren.

Der Kälteträger wird dem Gebirge durch Bohrungen mit doppelter Verrohrung zugeführt. Er tritt mit tiefster Temperatur durch das innere Rohr ein und in dem Ringraum zwischen innerem und äußerem Rohr zurücklaufend wieder aus, nachdem er große Kältemengen an das Gebirge abgegeben hat (Abb. 159).

Auf diese Weise wird im Laufe von 2 bis 4 Monaten je nach dem Wärmeleitungsvermögen des Gebirges das im Gefrierbereich des Bohrlochs befindliche Gebirgswasser in Eis verwandelt und ein geschlossener trockener Gebirgskern von zylinderähnlicher Form hergestellt, falls die Bohrlöcher in genügend kurzen Abständen voneinander angeordnet und einigermaßen parallel zueinander verlaufend sind.

Im Bergbau hat sich dieses Verfahren beim Schachtabteufen bewährt, und es sind damit Schächte bis zur Tiefe von 250 m und mehr in sehr stark wasserführendem Gebirge abgeteuft worden. Aber schon hier sind mehrfach große Zeitverluste und Mißerfolge daraus entstanden, daß einerseits die Verrohrungen des einen oder anderen Bohrloches undicht waren, Kälteträger in das Gebirge übertreten ließen, so daß nunmehr das Gebirgswasser überhaupt nicht mehr zum Gefrieren gebracht werden konnte, und daß andererseits die Bohrlöcher nicht lotrecht verliefen, unten allzusehr divergierten, so daß in der Tiefe die Frostmauer nicht geschlossen war.

Diese Schwierigkeiten müssen aber beim Tunnelbau in erhöhtem Maße auftreten, weil die Herstellung wagerechter, gut parallel verlaufender Bohrungen fast nicht durchführbar ist, wenn es sich um Längen von mehr als 25 bis 30 m handelt. Es wird also in sehr kurzen Absätzen gefroren und vorgetrieben werden müssen, was außerordentlich zeitraubend und kostspielig ist.

Immerhin können Fälle vorkommen, z. B. sehr starke Wasserzugänge im festen Gebirge oder in sehr tiefer Lage, bei denen die Verwendung des Schildvortriebes mit oder ohne Druckluft nicht möglich ist, und bei denen auch die sonstigen Bauweisen recht unbequem oder gefährlich erscheinen, so daß das Gefrierverfahren in Betracht gezogen werden muß. Schließlich sei noch bemerkt, daß beim Schachtabteufen einige Male Beschädigungen der Schachtverkleidung entstanden sind. Ob ähnliche Erscheinungen bei Verwendung des Gefrierverfahrens im Tunnelbau nicht auch in manchen Fällen in der Tunnelröhre auftreten werden, steht dahin.

Bislang ist das Verfahren nur in wenigen Fällen und in beschränktem Maße beim Tunnelbau angewendet worden.

Von den vorherbeschriebenen 10 Bauweisen kommen erstlich für Eisenbahntunnel im Hügelland und Gebirge vorwiegend die Bauweisen 5, 6 und 7, unter ganz besonders günstigen Verhältnissen für eingleisige Tunnel die Bauweise 3, zweitens für Untergrundbahntunnel im Diluvium und Alluvium vorzugsweise die Bauweise 9, endlich für weite Kanaltunnel die Bauweise 2 in Betracht.

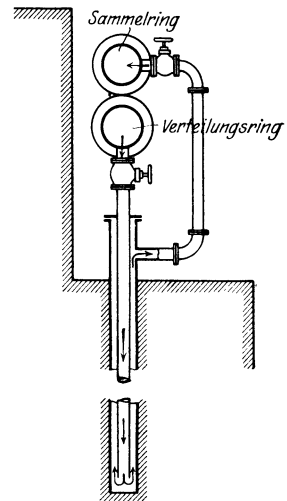


Abb. 159.

Es ist aber dabei durchaus notwendig, daß in jedem Falle die Arbeiten der gewählten Bauweise in allen ihren Einzelheiten nicht in schematischer Nachahmung aufgeführter Tunnelbauten, sondern in sorgfältiger Anpassung an die örtlichen Verhältnisse ausgestaltet werden. Dies gilt insbesondere für den Ausbruch, die Zimmerung, die Mauerung, die Abdeckung des Tunnelgebäudes und den Versatz des Arbeitsraumes. Dabei ist von vornherein damit zu rechnen, daß während der Bauausführung mehr oder minder große Abänderungen des Vorgehens, ja ein Wechsel der ganzen Bauweise erforderlich werden kann.

Bau der Tunnel von besonders großer Länge.

Beim Bau dieser Tunnel gelangen die gleichen Bauweisen zur Anwendung wie bei dem der kürzeren Tunnel, wie sie vorstehend beschrieben sind. Liegen die langen Tunnel im Bereich des deutschen Mittelgebirges oder anderer geologisch ähnlich aufgebaute Gebirge, dabei unter nicht allzu großer Überlagerung, so werden überhaupt die ganzen Bauvorgänge kaum erhebliche Besonderheiten aufweisen. Anders liegt der Fall bei solchen langen Tunneln, die in großer Tiefe und im Gebiet von Gebirgen auszuführen sind, deren Aufbau alpinen Charakter besitzt. Bei diesen ist mit dem Auftreten so großen Gebirgsdrucks und so hoher Temperatur zu rechnen, daß dadurch der Bau, wie z. B. am Gotthard und Simplon, außerordentlich erschwert und verteuert wird.

Zur Überwindung dieser Schwierigkeiten kann man erstlich statt eines zweigleisigen zwei eingleisige Tunnel bauen, von denen bekanntermaßen am Simplon zunächst der eine nur als Richtstolln in 17 m Achsentfernung von dem andern Tunnel hergestellt, mit diesem in Abständen von 200 m durch Querschläge verbunden worden ist und gegenwärtig erst fertig ausgebaut wird. Vorteile dieses Vorgehens sind beim Bau: die geringe Fläche des Vollaubruchs im Druckgebirge, die leichtere Förderung und Wasserlösung und die ausgiebigere Bewetterung durch den 2. Stolln, im Betriebe die Möglichkeit, größere Reparaturen dadurch bequem und gefahrlos auszuführen, daß der Tunnel, in welchem die Arbeiten erforderlich werden, zeitweilig außer Betrieb gesetzt wird. Als Nachteile sind anzuführen die um 30 bis 50 Proz. höheren Baukosten zweier eingleisiger gegenüber denjenigen eines zweigleisigen Tunnels, im Betriebe der sehr starke Luftwiderstand, den die Züge im eingleisigen Tunnel zu überwinden haben, und die erhöhten Unterhaltungskosten der beiden Tunnel.

Den Achsabstand der beiden wird man bei sehr großer Überlagerungshöhe und im harten spröden Gebirge besser etwa doppelt so groß, dagegen bei geringerer Überlagerungshöhe und im zäheren elastischen Gebirge unbedenklich ebenso groß wie beim Simplonbau annehmen können.

Zweitens ist von Thommen der Bau derartiger Tunnel als zweigleisiger Tunnel, aber mit Parallelstolln in entsprechendem Abstand vorgeschlagen, aber noch nicht ausgeführt worden. Hierbei würde allerdings eine bessere Förderung, Wasserlösung und Bewetterung erreicht werden, der Bau würde aber sehr teuer und die Bewältigung des Gebirgsdruckes bei der großen Ausbruchfläche des zweigleisigen Tunnels sehr schwierig werden.

Drittens haben Henninge und Weber angeregt, tiefliegende lange Alpentunnel mit einem noch unter dem Richtstolln liegenden, dem sogenannten Unterstolln auszuführen. Letzterer soll zur besseren Förderung, Wasserlösung und Bewetterung dienen, während des Baues und später Leitungen usw. aufnehmen und ausgemauert werden. Der eigentliche Richtstolln soll durch Aufschlitzen von Unterstolln her aufgefahren werden. Als Vorteil wird noch besonders angeführt, daß die langen Querschläge fortfallen, die der Paralleltunnel bzw. Stolln bedingt. Demgegenüber ist es zweifellos als nachteilig zu bezeichnen, daß der Bau hohe Kosten und viel Zeit erfordert, und daß das große hohe Ausbruchprofil im Druckgebirge sehr schwierig auszuweiten und zeitweilig und dauernd

auszubauen sein wird. Auch dieser Vorschlag ist bislang noch nicht ausgeführt worden.

Zur Zeit wird es das vorteilhafteste sein, derartige Tunnel als zwei eingleisige, in entsprechendem Abstände voneinander liegende und durch Querschläge miteinander verbundene Tunnel herzustellen.

E. Sicherung und Unterhaltung des Tunnels.

a) Tunnelbuch.

Um die Sicherung und Unterhaltungsarbeiten in richtiger Weise bewirken zu können, ist es notwendig, daß für jeden Tunnel ein Tunnelbuch, gewissermaßen sein Nationale aufgestellt und auf dem laufenden erhalten wird, das folgende Angaben enthalten muß:

Erstlich ein möglichst genau aufgetragenes geologisches Längenprofil des Bauwerks, in welchem alle Lagerungs- und Gesteinsausbildungsverhältnisse dargestellt sind. Liegt der Tunnel annähernd oder ganz im Streichen der Schichten, so müssen auch Querprofile aufgetragen werden. Besondere Profile in größerem Maßstab sind für die Strecken anzugeben, auf welchen starker Druck auftritt.

Ist das geologische Profil nicht während des Baues aufgenommen oder später verloren gegangen, so muß versucht werden, ein solches auf Grund der Aufschlüsse in den Nischen und über Tage zu konstruieren, die nötigenfalls durch kleine Schürfe und Bohrungen ergänzt werden können. Auch die Wasserzugänge, soweit sie an bestimmten Punkten auftreten, sind in dem Profil anzugeben.

Zweitens die Mauerprofile, die Portale, die Nischen, die Abfallschächte hinter den Widerlagern, den Tunnelkanal und etwaige im Tunnel liegende Leitungen.

Drittens, wenn möglich, ein Auszug aus den Bauakten, der die Bauvorgänge soweit darstellt, daß daraus zu erkennen ist, welche Bauweise verwendet worden ist, welche Beziehungen unter Umständen zwischen den Bauarbeiten und später am Tunnel beobachteten Erscheinungen anzunehmen sind.

Viertens Niederschriften über stattgehabte Revisionen und über alle am Tunnel vorgenommenen Ausbesserungsarbeiten.

b) Die Revisionen.

des Tunnels müssen wenigstens alle Jahre einmal, bei Tunneln, an denen sich irgendwelche Veränderungen des Mauerwerks zeigen, in viel kürzeren Zeitabständen stattfinden und sich auf alle Teile des Tunnelgebäudes erstrecken. Insbesondere ist dabei das Lichtprofil des Tunnels auf das sorgfältigste nachzuprüfen und, sofern sich irgendwelche Veränderungen desselben zeigen, festzustellen, wie diese entstehen, ob sich Sohlenauftrieb oder Druck von den Widerlagern bzw. dem Firstgewölbe her zeigt. Sehr geeignet für die Profiluntersuchungen sind die Tunnelwagen, auf welchen beim Durchfahren des Tunnels die genauen Lichtprofile selbstzeichnerisch aufgetragen werden.

c) Die laufenden Unterhaltungsarbeiten

bestehen aus der Instandhaltung des Mauerwerks, der Offenhaltung der Abfallschächte, der Reinigung des Tunnelkanals, der Abstellung etwaiger Verschlamungen des Schotterbettes und selbstverständlich der besonders sorgfältigen Unterhaltung des Oberbaues.

d) Größere Unterhaltungsarbeiten.

Diese bestehen, abgesehen von einzelnen Wiederherstellungsarbeiten an den Portalen usw., die keiner besonderen Besprechung bedürfen, aus a) der Abstellung von Wasserschäden, b) der Verstärkung des Mauerwerks, c) der Erneuerung des Mauerwerks. Alle 3 Arbeiten werden bei den älteren, zum Teil sehr fehlerhaft ausgeführten Tunneln nicht selten auf beträchtliche Längen des Bauwerks auszudehnen sein.

α) Abstellung von Wasserschäden. Zunächst ist genau festzustellen, welche Schäden durch die Wasserzugänge verursacht werden, ob also das Wasser entweder Veränderungen des Gebirges, wie sie auf Seite 118 beschrieben sind, hervorruft und dadurch Gebirgsdruck entstehen läßt, oder Zerstörungen des Tunnelmauerwerks und des Oberbaues bewirkt.

Sodann ist die Entscheidung über die Art der Vorgehens zu treffen, wobei zwischen gänzlicher Absperrung der Wasserzugänge vom Tunnelgebäude und wasserdichter Abdeckung des Gewölbes und geregelter Abführung des Wassers durch Abfallschächte in den Tunnelkanal hinein zu wählen ist. Es empfiehlt sich, falls nicht volle Sicherheit bezüglich aller einschlägigen Verhältnisse vorhanden ist, durch einzelne Aufbrüche von Tunnelnischen aus den Zustand des Arbeitsraums über dem Gewölbe bzw. des Gebirges festzustellen.

Die Absperrung des Wassers vom Tunnel wird erforderlich, falls durch die Einleitung und dauernde Zuströmung des Wassers in den Tunnel hinein das Gebirge in der auf Seite 118 beschriebenen Weise vom strömenden Wasser mechanische und chemische Veränderungen erleidet, durch die es immer druckhafter wird. Durch die Absperrung wird das Wasser im wesentlichen auf die Wege zurückverwiesen werden, die es vor dem Vorhandensein des Tunnels befolgt hat, es wird langsamer fließen und die Gebirgsveränderungen werden nachlassen. Die Absperrung kann erstlich, falls der Versatz des Arbeitsraums über dem Gewölbe frei von lehmigen und schlammigen Bestandteilen ist, durch das auf Seite 162 beschriebene Einspritzverfahren erreicht werden. In diesem Falle ist im zweigleisigen Tunnel während der Arbeit eingleisiger Betrieb unter Wechsel des Betriebsgleises je nach Lage der Stellen im Gewölbe einzuführen, an denen das Einspritzen vor sich geht. Bei eingleisigen Tunneln ist die Arbeit durch den zumeist aufrecht zu erhaltenden Zugbetrieb sehr erschwert, aber doch durchzuführen.

Verspricht das Einspritzverfahren keinen Erfolg, so läßt sich zweitens die Absperrung des Wassers, allerdings nur unter Aufwendung hoher Kosten auf folgende Weise erreichen.

Zunächst ist über der äußeren Leibung des Tunnelgewölbes ein Firststolln aufzufahren, der die ganze Länge des Tunnels, auf der die Absperrung des Wassers erfolgen soll, überfahren muß. Der Stolln wird entweder von dem zunächst gelegenen Portal her oder von einem Aufbruch aus, der im Tunnel von der am bequemsten gelegenen Nische herzustellen ist, vorgetrieben. Der Vortrieb vom Portal her ist insofern zweckmäßiger, weil dabei Zugbetrieb und Stollnbetrieb einander in keiner Weise stören können. Von dem Firststolln, der nach Bedarf mit schwächerer oder stärkerer Türstockzimmerung erforderlichenfalls unter Zufügung von Längsträgern auf besonderen Stempeln ausgebaut wird, werden querschlägig nach beiden Seiten Absinken von 1 bis 3 m Ringbreite — je nach dem Verhalten des Gebirgs — über den Gewölberücken so tief wie erforderlich hinabgetrieben. Dann wird der Gewölberücken gereinigt und der ganze Hohlraum zwischen ihm und dem Gebirge von unten nach dem First ansteigend mit Beton ausgestampft, wobei die Hölzer der Zimmerung nach und nach geraubt werden. Man kann dabei, vom Ortsstoß des Stollns ausgehend, Ring für Ring auffahren, ausbetonieren und zugleich den Firststolln selbst rückwärts mit Beton schließen, oder aber die Absinken und deren Betonierung an verschiedenen Stellen gleichzeitig herstellen, den Firststolln zunächst teilweise offen halten und zuletzt diejenigen seiner Strecken, die wegen der Arbeiten in den Absinken noch offen bleiben mußten, betonieren, je nachdem die örtlichen Verhältnisse das eine oder andere Verfahren zweckmäßiger erscheinen lassen. Abb. 160 u. 161 ergeben Längs- und Querschnitte durch die Arbeitsstellen.

Soll andererseits das Gebirgswasser nicht ganz vom Tunnel abgesperrt werden, sondern nur das Gewölbe mit einer wasserdichten Abdeckung vor dem

Feuchtwerden geschützt und das Wasser durch Abfallschächte dem Tunnelkanal zugeführt werden, so ist das dabei zu wählende Verfahren zunächst bis zur Herstellung der Ringabsinken dasselbe, wie es oben beschrieben worden ist. Sodann wird die äußere Leibung des Gewölbes gut gereinigt und die wasser-dichte Abdeckung in der auf Seite 161 beschriebenen Weise hergestellt. Zur

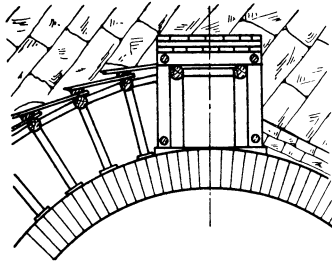


Abb. 160.

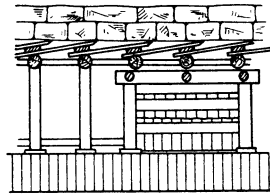


Abb. 161.

Sammlung des über dem Gewölbe abfließenden Wassers wird in Kämpferhöhe eine Sammelrinne aus Beton hergestellt, falls sie nicht schon vorhanden ist. Fehlen auch die Abfallschächte, was freilich nur selten der Fall sein wird, so ist die Abführung des Wassers aus der Sammelrinne am bequemsten durch in Kämpferhöhe einzulegende Rohre zu erreichen, die das Wasser ins Innere des Tunnels und hier am Widerlager hinunter dem Tunnelkanal zuleiten. Zuletzt wird der ganze Ringraum oberhalb der Abdeckung des Gewölbes, wie früher beschrieben, mit lagerhaftem Steinmaterial versetzt, ebenso der Firststolln, wobei in der oben bei der Füllung des Raumes mit Beton beschriebenen Weise vorgegangen werden kann.

β) Verstärkung des Mauerwerks. Diese wird einmal erforderlich, falls das Mauerwerk von vornherein in zu geringen Abmessungen ausgeführt worden ist, sodann, wenn der Gebirgsdruck infolge der Wasserwirkung im Laufe der Zeit zu sehr gewachsen ist. Die Verstärkung ist wohl in allen Fällen an der Außenseite der Tunnelmauerung anzubringen, und es ist dabei besonders zu prüfen, ob nicht grade die Widerlager, die vielfach früher zu schwach bemessen worden sind, der Verstärkung bedürfen.

Die Räume über und hinter dem vorhandenen Tunnelmauerwerk werden in der gleichen Weise, wie unter a beschrieben, zugänglich gemacht und ausgezimmert. Dann wird das vorhandene Mauerwerk, wo erforderlich, ausgebessert und hierauf die Verstärkung entweder als Mauerwerk in nicht zu magerem Zementmörtel oder als Beton ausgeführt. Eine Verstärkung von weniger als 25 cm Dicke ist zwecklos. Die einzelnen Ringe werden auch hier stumpf gestoßen. Über der Verstärkung folgt dann die früher beschriebene wasser-dichte Abdeckung des Gewölbes. Während selbstverständlich etwaige hinter der Außenseite der Widerlagerverstärkung verbliebene Hohlräume sorgfältigst mit Beton ausgestampft werden müssen, wird der Raum über den Gewölberingen und im Firststolln wieder mit lagerhaften Steinen, die parallel zum Gewölberücken eingelegt werden, ausgefüllt.

Selbstverständlich müssen gelgentlich dieser Arbeiten wie auch bei der wasser-dichten Abdeckung an der inneren Leibung alle Fugen nachgesehen, etwa zermürbter Mörtel herausgekratzt und frischer Mörtel eingestrichen, auch beschädigte Wölbesteine durch neue ersetzt werden.

γ) Erneuerung des Mauerwerks. Wie auf Seite 118 u. 159 bereits ausgeführt, werden manche zur Tunnelausmauerung verwendete Sedimentgesteine sowie auch der Mörtel des Mauerwerks im Laufe der Jahre durch die Einwirkung der

Lokomotivrauchgase in Verbindung mit der Nässe, aber auch durch das stetig zusetzende Wasser allein, in einzelnen Fällen auch durch aus dem Gebirge zuströmende Kohlensäure stark angegriffen und aller Festigkeit beraubt.

So waren z. B. die zur Wölbung der Bruchstrecke im Altenbekener Tunnel verwendeten Trochitenkalksteine im Laufe der Jahre derartig zermürbt worden, daß sie durch leichte Hammerschläge zerstückelt, ja zum Teil mit der Hand zerbrochen werden konnten, während die dem Steinbruch, aus welchem sie beim Bau des Tunnels entnommen waren, entnommenen Probestücke selbst in den dem Wetterangriff ausgesetzten Lagen noch immer eine Druckfestigkeit von 300 Atm. besaßen. Besonders stark tritt die Zersetzung der Steine des Mauerwerks bei solchem Material auf, das aus Steinbrüchen stammt, deren Schichten durch Krustenbewegungen gestört, aufgerichtet, gefaltet oder auf andere Weise beansprucht sind, worauf bei Anlage der Steinbrüche gerücksichtigt werden muß.

Das Mauerwerk der älteren Tunnel muß aber, namentlich wenn Wasserzugänge vorhanden sind, die es durchfeuchten, sorgfältig darauf hin untersucht werden, ob es noch die erforderliche Festigkeit besitzt. Dabei wird es sich in manchen Fällen herausstellen, daß die Zersetzung des Mauersteins wie auch des Mörtels bereits soweit vorgeschritten ist, daß eine Erneuerung nicht vermieden werden kann.

Es kann nun erstlich die Erneuerung der Widerlager in Frage kommen, die in kurzen, höchstens 3 bis 4 m langen Strecken auszuführen ist. Zu dem Zwecke wird am besten zunächst das Gewölbe auf den zu erneuernden Strecken durch starke I-Träger unterfangen, die in Schlitzen des Kämpfers verlegt werden. Dann wird das alte Widerlager unter den Trägern fortgebrochen und das neue Mauerwerk aufgeführt, wobei ebenso wie beim belgischen Bau die größte Sorgfalt auf den oberen Anschluß unter dem Gewölbe zu verwenden ist. Natürlich ist die Verwendung allerbesten Mauermaterials nötig.

Zweitens kann eine Auswechslung des Gewölbemauerwerks erforderlich werden. In diesem Falle ist zunächst unter Einführung eingleisigen Betriebes im zweigleisigen Tunnel der letztere auf der jeweils der Erneuerung zu unterziehenden Strecke und noch etwas über deren Endigungen hinaus einzurüsten. Die Rüstung, die in ihrem oberen Teile auch als Lehrgerüst für die Wölbung dienen soll, wird unter dem Gewölbe aus I-Bogen mit fester Schalung und außerhalb des Normalprofils d. l. R. anzubringender Verstrebung, im unteren Teile neben den Widerlagern zumeist aus Holz hergestellt. Die Anwendung richtet sich nach dem neben dem Normalprofil zur Verfügung stehenden freien Raum. Abb. 162 stellt den Binder der im Altenbekener Tunnel verwendeten Rüstung dar. Die ganze Abstützung kann auch in Eisen hergestellt werden.

Des weiteren wird wieder das Tunnelgewölbe, wie unter a beschrieben, mit einem Firststolln überfahren, und ebenso werden die ringförmigen Absinken bis zum Gewölbekämpfer hinabgeführt und verzimmert. Sodann erfolgt der Abbruch des alten und die Herstellung des neuen Gewölbes in jeweiliger Breite der Ringe und mit stumpfem Stoß der letzteren. Endlich wird die Abdeckung des neuen Gewölbes und der Versatz der Arbeitsräume, wie unter a und b beschrieben, vorgenommen.

Nach Beendigung aller dieser Arbeiten, die auch die Abführung des Gebirgswassers umfassen müssen, wird die Tunnelrüstung in die nächste Erneuerungsstrecke verschoben.

Bei dieser Gelegenheit mag darauf hingewiesen werden, daß auch bei den Vorbereitungen zu der unter b beschriebenen Verstärkung des Gewölbes die Frage geprüft werden muß, ob der Zustand des zu verstärkenden Gewölbes nicht ebenfalls eine Einrüstung des Gewölbes geboten erscheinen läßt.

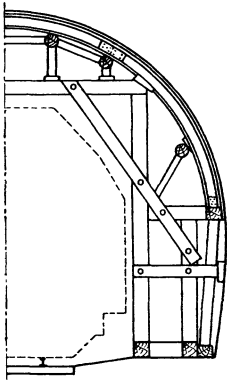


Fig. 162.

Im übrigen wird die Ausführung sämtlicher Unterhaltungs- und Erneuerungsarbeiten selbstverständlich in jedem einzelnen Falle durch die örtlichen Verhältnisse beeinflußt und nicht selten ziemlich weitgehenden Abänderungen gegenüber den vorbesprochenen Verfahren unterzogen werden müssen.

F. Veranschlagung der Baukosten.

Die Baukosten eines Tunnels sind je nach den örtlichen Verhältnissen recht verschiedene und im Verhältnis zu denjenigen der freien Strecke einer Neubaulinie sehr hoch.

Beispielsweise betragen die Kosten des 1915 vollendeten, 8134 m langen zweigleisigen Hauensteinbasis-Tunnels 1956 000 M. für den Kilometer ausschließlich Oberbau und Signalanlagen, während die Herstellung des Unterbaues der rund 8,1 km langen Anschlußstrecken dieses Tunnels 292 100 M. für den Kilometer erforderte. Die Kosten des Tunnels betragen also das 6,7fache derjenigen des Unterbaues der freien Strecke. In anderen Fällen ist dieses Verhältnis ein noch ungünstigeres.

Eine einigermaßen zutreffende Veranschlagung der Tunnelbaukosten ist deshalb sowohl für Zwecke des Trassierens wie auch als Unterlage für die Bauausführung dringend erwünscht. Sie wird aber dadurch sehr erschwert, daß die Herstellung des Ausbruchs, der Zimmerung und der Mauerung durch oft nur geringfügige, kaum vorherzusehende Verschiedenheiten der Gebirgs- und Wasserverhältnisse sehr bedeutenden Abänderungen unterworfen wird, die sofort die Massen, den Materialverbrauch, die Arbeitslöhne und die Arbeitszeit hinauf oder hinabschnellen lassen. Einige Beispiele:

Die Mergel des Mittleren Keupers, die im deutschen Mittelgebirge wie im Schweizer Jura weit verbreitet sind, bilden im trockenen Zustande und bei ungestörter Lagerung ein völlig druckfreies Gebirge, das lediglich einer Verkleidungsmauerung von 40 cm Stärke bedarf, so daß beim zweigleisigen Tunnel in diesem Falle ein Vollausbruch von 55 qm Fläche herzustellen ist. Ganz geringe, nicht einmal meßbare Wasserzüge verwandeln dieses Gebirge sofort in eins der allerdruckhaftesten, dessen Ausmauerung so stark wird, daß die Vollausbruchfläche auf das Doppelte, auf mehr als 100 qm anwächst.

Der Sprengstoffverbrauch betrug bei den Tunneln der Ahrtalbahn im Bereich der unterdevonischen Grauwacke häufig 2,1 kg für den Kubikmeter Ausbruch. Er ging auf den dritten Teil herab, sobald das Gebirge etwas stärker zerklüftet war. Umgekehrt stieg der Sprengstoffverbrauch am Lötschbergtunnel von 1,2 auf mehr als 5 kg für den Kubikmeter, wenn in den kristallinen Schiefen unerwartet Quarzlinzen auftraten.

Der Holzverbrauch der Zimmerung betrug beim Hauensteinbasistunnel durchschnittlich 2 kbm für den laufenden Meter Tunnel und schwankte bisweilen ziemlich unvermittelt zwischen 0,5 und 3 kbm. Viel größere Schwankungen sind bei den österreichischen Alpentunneln älterer und neuerer Zeit vorgekommen, in welchen sich das Verhältnis der Holzmengen für die Zimmerung im festen und rolligen Gebirge, bezogen auf Quadratmeter Lichtraum, auf 1:11 bis 1:12 gestellt hat. Selbstverständlich sind auch die Unterschiede im Verbrauch an Mauerwerk in den einzelnen Fällen sehr groß. In den obenerwähnten Keuperstrecken der Tunnel erfordert beispielsweise das einfache Verkleidungsprofil mit 0,4 m Wandstärke für den laufenden Meter Tunnel nur 7,9 kbm, ein Druckprofil 30,2 kbm Mauerwerk, während bei sehr starkem Gebirgsdruck noch weit größere Mauerwerksmassen für die Tunnelverkleidung benötigt werden.

Selbstverständlich aber würden bei den voraufgeführten großen Verschiedenheiten der verarbeiteten Massen auch die Arbeitszeit und die Summe der verausgabten Arbeitslöhne sehr großen Schwankungen unterworfen sein.

Unter diesen Umständen ist es begreiflich, wenn bislang vielfach nur eine ganz überschlägliche Kostenermittlung bei den Tunnelbauten stattgefunden hat, wobei besonders die Unsicherheit in der Deutung der geologischen Verhältnisse des Tunnelgebirges davon abgehalten hat, die Einzelheiten des Baues vorher festzulegen und zu veranschlagen. Heutzutage haben aber die Forschungen bezüglich der Lagerungs- und Ausbildungsverhältnisse des Gebirges manchen Schritt vorwärts gemacht. Es wird dem geologisch geschulten und praktisch geübten Ingenieur weit eher möglich sein, nicht nur, wie früher ausgeführt, für

die Aufstellung einer wenn auch mit aller Reserve brauchbaren statischen Berechnung, sondern auch für die Kostenermittlung für einen Tunnel eine Reihe wichtiger Unterlagen durch sachgemäße Untersuchung des Tunnelgebirges zu beschaffen.

Deshalb sollte in allen Fällen eine möglichst eingehende Ermittlung der Baukosten des Tunnels versucht werden, die, wenn auch nicht immer völlige Sicherheit über die aufzuwendenden Geldmittel, so doch zum mindesten wertvolle Anhaltspunkte für die im ganzen und im einzelnen zu verausgabenden Summen schaffen wird.

Als Unterlagen der Veranschlagung haben zu dienen: erstlich besonders für die Wahl der Bauweisen und die Ermittlung aller Massen die geologischen Vorerhebungen, die entsprechend den unter A, d, aa gemachten Angaben und in sorgfältigster Weise auszuführen sind; zweitens vorwiegend für die Wahl der Einheitspreise die Abrechnungen bereits ausgeführter Tunnelbauten, die unter ähnlichen Verhältnissen, wie sie in Frage kommen, entstanden sind.

Beim Studium der letzteren suche man, wenn irgend möglich, die Einzelpreise genau festzustellen.

Das ist deshalb von Wichtigkeit, weil sich vielfach eine Herabminderung der Kosten durch Änderung der Arbeitsweise gegenüber der beim Vergleichstunnel angewendeten erzielen lassen wird. So werden beispielsweise die Gesteungskosten für 1 km Ausbruch durch die Art der Herstellung der Bohrlöcher, der verwendeten Sprengstoffe und die Ausführung der Schutterung besonders stark beeinflusst. Man begnüge sich deshalb nicht mit der einfachen Feststellung des Kubikmeter-Preises, sondern suche zu ermitteln, ob Handbohrung oder welche Art von Maschinenbohrung, welches Sprengmittel usw. beim Bau der Vergleichstunnels zur Anwendung gelangt ist und welchen Anteil die Kosten dieser Einzelarbeiten und -stoffe an dem Kubikmeter-Preise haben.

Der Kostenanschlag wird zweckmäßig wie folgt in Unterabteilungen zerlegt:

I. Vorarbeiten — II. Richtstolln — III. Firststolln oder Firstschlitz — IV. Vollausbau — V. Mauerung — VI. Unvorhergesehenes und Insgemein.

I. Unter Vorarbeiten sind zu veranschlagen: 1. Geologische Vorerhebungen, 2. Geometrische Vorarbeiten, 3. Zuwegungen und Arbeitsbahn, 4. Baustelleneinrichtung mit allen erforderlichen Hochbauten, 5. Kraftanlagen — Stromerzeugung, 6. Bewetterungsanlagen, 7. Unter Umständen die Herstellung von Hilfsstolln und Hilfsschächten.

II. Richtstolln. Seine Veranschlagung umfaßt 1. die Schuttergleisanlage, 2. den Ausbruch getrennt nach Bohr- und Sprengkosten und Arbeitslöhnen, 3. die Zimmerung mit Holzbedarf, Eisenzeug und Arbeitslöhnen, 4. Schutterung, 5. Bewetterung und 6. Beleuchtung.

Werden die Arbeiten, was im Tunnelbau nicht häufig vorkommt, im Gedinge an die Bergleute vergeben, so sind die Posten 2 und 3 zu einem zusammenzuziehen.

III. und IV. zerfallen in gleicher Weise wie II. in einzelne Teile.

V. Mauerung. Hier sind zu veranschlagen: A. Baustoffe; B. Arbeitslöhne für Herstellung 1. der Widerlager, 2. des Schlgewölbes, 3. des Scheitelgewölbes, 4. dessen Abdeckung, 5. des Versatzes des Arbeitsraums, 6. des Tunnelkanals.

VI. Unvorhergesehenes und Insgemein.

Unter „Unvorhergesehenes“ wird man beim Tunnelbau im allgemeinen einen Gesamtbetrag einsetzen müssen, der namentlich bei längeren Tunneln und zweifelhaften Gebirgsverhältnissen nicht zu gering bemessen werden darf. Die Kosten des Diestelrasentunnels waren auf 7500000 M. veranschlagt. Tatsächlich beliefen sich die Baukosten auf nahezu 9500000 M. Die Veranschlagung war also um 27 Proz. überschritten worden.

Bei anderen Tunneln sind zum Teil noch weit höhere Überschreitungen des Voranschlages vorgekommen, die allerdings mehrfach auf fehlerhafte Bau-

ausführung zurückzuführen sind. Immerhin wird man gut tun, wenn man in besonders unsicheren Fällen unter „Unvorhergesehenes“ bis zu 30 Proz. der veranschlagten Summe einsetzt, während andererseits bei günstigen und sicher festgestellten Gebirgsverhältnissen ein Betrag von 10 Proz. der veranschlagten Summe als nicht zu gering bemessen für den Posten „Unvorhergesehenes“ anzusehen sein wird. Unter „Insgemein“ endlich sind Generalunkosten und dergleichen zu veranschlagen.

Überschlägliche Veranschlagung.

In der Literatur sind die Tunnelbaukosten häufig als Gesamtkosten für 1 lfd. m Tunnel angegeben, und in der Praxis sind derartige Angaben hin und wieder für die erste überschlägliche Ermittlung der Kosten z. B. beim Trassieren von Wettbewerbslinien verwendet worden. Dies Verfahren muß indessen als bedenklich bezeichnet werden. Einerseits wechseln die Kosten, wie aus allen vorstehend gemachten Ausführungen hervorgeht, mit den örtlichen Verhältnissen, andererseits ist die Zeit der Bausausführung von großem Einfluß auf die Baukosten. Endlich ist die Tunnellänge von Bedeutung, denn im allgemeinen wird ein sehr langer Tunnel mit Rücksicht auf die kostspieligen Installationen, die große Entfernung der einzelnen Arbeitspunkte vom Mundloch usw. mehr Kosten erfordern als ein kurzer Tunnel, wengleich keineswegs eine gesetzmäßige Steigerung der Baukosten mit der Baulänge vorliegt. Nachstehend ist eine Zusammenstellung der Meterkosten einiger bedeutenderer Tunnel aus älterer und neuerer Zeit gegeben.

Kosten 2gleisiger größerer Tunnel.

Tunnel	Länge in m	Kosten in Mark für den lfd. m
1. Mont Cenis	12234	3920
2. Kochem	4205	2100
3. Gotthard	14912	3364
4. Arlberg	10260	3724
5. Hauensteinbasis	8134	1956
6. Diestelrasen	3575	2100

(6800 M. in den Strecken des Schildvortriebes)

Kosten einiger anderer Tunnel.

Tunnel	Länge in m	Kosten in Mark für den lfd. m
1. Simplon	19756	3200 eingleisig mit Parallelstrecke
2. Gravehals	5311	617 „
3. Albula	5866	960 1 m Spur
4. Lötschberg	14526	2770 zweigleisig

Soweit bei der Abfassung dieser Ausführungen aktenmäßige und Literaturangaben zur Verfügung gestanden haben, ergeben diese, daß die Kosten für 1 lfd. m 2gleisigen Tunnels zwischen rund 750 und 4400 M., diejenigen für 1 lfd. m 1gleisigen Tunnels zwischen 400 und 2800 M. schwanken, wobei die Angaben über Tunnel, die unter ganz besonders ungünstigen Verhältnissen erbaut worden sind, nicht berücksichtigt worden sind.

Bei Anwendung des Schildvortriebes schwanken, soweit ermittelt werden konnte, die Baukosten für 1 lfd. m bei 1gleisigen Tunneln zwischen rund 1800 und 4600 M., bei 2gleisigen Tunneln steigen sie bis zu 12000 M.

Hiernach müssen bei einer etwaigen überschläglichen Ermittlung der Tunnelbaukosten unter Zugrundelegung der Meterkosten jedenfalls mit größter Sorgfalt alle in Betracht kommenden Verhältnisse sowohl des einzuschätzenden wie auch des zum Vergleich herangezogenen Tunnels berücksichtigt werden.

Literatur.

A. Allgemeines.

1. Rziha: Lehrbuch der Tunnelbaukunst, 2. Aufl., Berlin 1874.
2. Schoen: Der Tunnelbau, Wien 1874.
3. Mackensen: Tunnelbau, Handb. d. Ingenieurwissensch., Band I, Abt. V.
4. Dolezalek: I. Skizzen zu Tunnelbauvorträgen, Hannover 1880.
5. Derselbe: VII. Der Eisenbahntunnel, Berlin-Wien 1919.
6. Kayser: Lehrbuch d. allgemeinen Geologie, 4. Aufl., Stuttgart 1913.
7. Derselbe: Formationskunde, 4. Aufl., Stuttgart 1913.
8. Suess: Antlitz der Erde, Prag und Leipzig 1889.
9. Königsberger u. Thoma: Gesteinstemperaturen. Eclogae geol. Helvet. Lausanne, Band IX, Nr. 1.
10. Rosenmund: Absteckung d. Simplontunnels, 2. Aufl., Zürich 1904.
11. Koppe: Bestimmung d. Absteckungselemente für d. Bahntunnel der Gotthardbahn. Eisenbahn 1880.
12. Derselbe: Absteckungsarbeiten am Gotthardtunnel. Eisenbahn 1880.
13. Derselbe: Verfahren beim Abstecken von Tunneln. Transact. of the am. societ. of civil eng. 1892.
14. Wiesmann: Bau des Hauensteinbasistunnels, Berlin u. Bern 1917.
15. Ritter: Statik der Tunnelgewölbe, Berlin 1879.
16. Gröger: Statik der Tunnelgewölbe, Prag 1881.
17. Engesser: Erddruck. Dt. Bauzg. 1882.
18. v. Willmann: Gebirgsdruckerscheinungen usw., Leipzig 1911.
19. Kommerell: Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, Berlin 1912.
20. Bierbaumer: Dimensionierung des Tunnelmauerwerks, Leipzig 1913.
21. Dolezalek: VII. Nr. A 5,

B. Gestalt des fertigen Tunnels.

1. A 1, 2, 3, 4, 5, 14.
2. Frahm: Bau und Betrieb d. Pariser Stadtbahn. Zentralbl. Bauverw. 1901.
3. Macholl: Profilgestaltung der Untergrundbahn, München u. Berlin 1914.

C. Bergmännische und Mauerarbeiten.

1. Dolezalek: IV. Der Tunnelbau, 3 Hefte, Hannover 1889—1896.
2. A 4, 5.
3. Hennings: Albulabahn, Denkschrift Chur 1908.
4. Bulletin d. internationalen Eisenbahn.-Kongreß-Verbandes 1909, S. 1290 u. ff.
5. Hannack: Geschichte der Eisenbahnen der österr.-ungarisch. Monarchie, Band VI, Wien 1909.
6. Vulkan 1910.
7. Herbst: Gesteinsbohrmaschinen. Z. V. d. I. 1910.
8. Berner Alpenbahngesellschaft. Schlußbericht. Bau d. Lötschbergtunnels, Bern 1914.
9. A 14.

D. Tunnelbauweisen.

1. A 1, 3, 4, 5, 14.
2. Dolezalek: V. Tunnelbauweisen in Luegers Lexikon, S. 655ff.
3. Derselbe: II. Abhandl. über d. Gotthardbahn. Z. d. Architekten- u. Ingenieurvereins, Hannover 1878—1882.
4. Derselbe: III. Krähbergtunnel, desgl. 1881.
5. Lengeling: Brandleitetunnel. Zentralbl. Bauverw. 1881.
6. Derselbe: Cochemtunnel. Dt. Bauzg. 1878. Z. Bauw. 1886.
7. Lewald: Tunnel bei Remsfeld. Z. Bauw. 1883.

8. v. Würthenau: Denkschrift über Erbauung der Bahnen im badischen Oberland, Karlsruhe 1890.
9. Direktion d. österr. Staatsbahnen. Denkschrift über Arlbergbahn 1881, 1882, 1890.
10. C 3 und 4.
11. Generaldirektion d. Schweizer Bundesbahnen: Ausbau d. Simplontunnels, Bern 1910.
12. Zollinger: Denkschrift über den Bau d. Lötschbergtunnels, Bern 1914.
13. Tunneling Shields Engg. 1898.
14. Troske: Pariser Stadtbahn. Z. V. d. I. 1905.
15. Godfernaux: C. d. f. Metropolitain Paris. Rev. gen. d. ch. d. f. 1912.
16. Stockhausen: Elbtunnel in Hamburg. Z. V. d. I. 1905.
17. Bechmann et Massau: Double passage tubulaire etc., Ann. d. ponts et. chauss. 1913.
18. Haag: Grundzüge d. Unterwassertunnelbaus, Berlin 1916.
19. A 5.

E. Sicherung und Unterhaltung.

1. Wolfsholtz: Wiederherstellung schadhafter Bauwerke mittels Einpressens flüssigen Zements. Zentralbl. Bauverw. 1903.
2. Prött u. Gluth: Wiederherstellung d. Tunnels b. Altenbeken. Z. Bauw. 1907.
3. Dolezalek: VI. Dichtung d. Tunnelmauerwerks. Organ Fortschr. Eisenbahnwes. 1910.
4. v. Willmann: Instandsetzung alter Eisenbahntunnel, Leipzig 1913.

Sachverzeichnis.

- Abdeckung des Tunnelgewölbes** 161.
Absteckung des Tunnels 120.
Abstellung von Wasserschäden im Tunnel 178.
Abteilungszeichen 104.
Anwendung der verschiedenen Tunnelbauweisen 175.
Anschnitte 90.
Arbeitsleistung, Erdarbeiten 28, 29.
Arbeitsplan, Tunnel 163.
Auftreiben der Einschnittssohle 96.
- Bagger** 30.
Baggerbetrieb 42.
Bau besonders langer Tunnel 176.
Baustoffe der Stütz- und Futtermauern 98.
Belgische Tunnelbauweise 166.
Bewetterung der Tunnel 129.
Bodenklassen 23.
Böschungsbefestigungen 73.
— bei Einschnitten 87.
— mit Pflanzenwuchs 74.
— mit Steinmaterial 75.
Böschungsschnitte 21, 22 (Abbildung ungenau).
Bohrarbeit im Tunnel 133.
Bohrhämmer im Tunnel 136.
Bohrungen 19.
Bremsberg 53.
- Chemische Veränderungen der Gesteine** 16, 17.
- Dämme** 67.
—, Schüttmaterial 69.
—, Schüttung 72.
—, Untergrund 67.
—, Wasserverhältnisse 71.
Dammschüttung 57.
Deutsche Tunnelbauweise 165.
Dichtigkeit und Wasseraufnahme der Gesteine 14.
Drahtseilbahn 57.
Druck- und Zugfestigkeit der Gesteine 14.
Druckverhältnisse des Hohlraums im Gebirge 122.
Druckzonen im Tunnelgebirge 122, 123.
Düker 111.
Durchfußprofile 107.
Durchlässe 107.
—, gewölbte 109.
— mit starker Sohlenneigung 110.
- Eimerkettenbagger** 33.
Einschnitte 85.
- Einschnitte, Bau** 87.
—, Böschungssicherung 87.
—, Gestalt 86.
Eisenzimmerung 158.
Elektrische Zündung 143.
Englische Tunnelbauweise 167.
Entwässerung des Tunnels 131.
Erddruck bei Stützmauern 97.
Erneuerung des Tunnelmauerwerks 179.
Eruptive 1.
- Firstschlitztunnelbauweise** 170.
Flächenbau, Einschnitt 40.
Flächenprofil 62.
Futter- und Stützmauern 97.
- Gefrierverfahren, Tunnelbau** 174.
Geologische Vorarbeiten, Tunnel 117.
Gerüstschüttung 58.
Gesteinslösung, Tunnel 133.
Gewölbte Durchlässe 109.
Greifbagger 30.
- Härte der Gesteine** 13.
Hilfstolln 147.
Hinterfüllung und Überschüttung der Bauwerke 60.
- Jochzimmerung** 156.
- Kopfschüttung** 58.
Kostenberechnung der Förderung 65.
Kosten von Tunneln 183.
Kristalline Schiefer 2.
Krümmungstafeln 106.
- Ladef Gefäße, Erdtransport** 25—28.
Länge des Tunnels 115.
Längsträgerzimmerung 156.
Lagenschüttung 57.
Langständerzimmerung 156.
Lehrgerüst der Tunnelmauerung 161.
Löffelbagger 30 ff.
- Maschinenbohrung, Tunnel** 134.
Massenausgleich 61.
Massengleiche II. Ordnung 65.
Massenprofil 62.
Massenverteilung 63.
Mauerarbeiten 159.
Mauermaterial 159.
Mauerstärken, Tunnel 121, 123, 160.
—, Stützmauern 100.
Mauerverband, Tunnel 100.

Natürliche Aufschlüsse 18.
Neigungsweiser 105.
Nischen und Kammern im Tunnel 129.

Petrographie 1.
Pikotieren von Quellspalten 89.
Plattendurchlässe 109.
Portale, Tunnel 129.
Profile, Tunnel 127.
—, geologische, nach Bohrungen 22—24.

Querprofil-Flächenberechnung 61.
Querträgerzimmerung 157.

Röschenbau, Einschnitt 41.
Rohrdurchlässe 108.
Rollwagenbetrieb auf Gleisen, Erdbau 59.
Rollwagenförderung 46.
—, Handbetrieb 48.
—, Lokomotivbetrieb 50.
—, Pferdebetrieb 49.
Rutschungen, Abhilfe 83.
—, Ausführung der Seitenschüttung 79.
— der Dämme 76.
— — Einschnitte 91.
— —, Vorbeugen und Abhilfe 93, 96.
— im Dammkörper 78.
— — Untergrund 81.

Schächte 150.
Schachtförderung 154.
Schachtprofile 151.
Schachtstellung 151.
Schachtteufen 152.
Schachtzimmerung 152.
Schiebkarrenbetrieb 58.
Schiebkarrenförderung 45.
Schildvertrieb, Tunnel 171.
Schnurzündung 142.
Schürfe 19.
Schutterung, Tunnel 144.
Sedimente 3.
Seitenablagerung 57.
Seitenschüttung 58, 79.
Sicherung und Unterhaltung des Tunnels 177.
Sickerstolln 84, 85.
Sparrenzimmerung 157.
Sprengmittel 139.
— -Wirkung 141.
Statische Berechnung, Tunnelmauerstärke 121.
Steigung des Tunnels 115.
Stollnbetrieb, Einschnittsbau 43.
Stollnzimmerung 148.
Stollnvortrieb 149.

Stoßbohrmaschinen 135.
Stratigraphie 5.
Strossenbau 40.
Stützmauer, Mauerstärken 100.
Stütz- und Futtermauern 97.
— — —, Abwässerung 102.
— — —, Baustoffe 98.
— — —, Bauzeit 103.
— — —, Einzelheiten 102.
— — —, Hinterfüllung 103.
— — —, Profile 98.

Tektonik 11.
Trockenmauern 104.
Tunnelbau 114.
Tunnel, Abdeckung des Gewölbes 161.
—, Absteckung 120.
—, Bau im offenen Einschnitt 174.
—, Bauweisen 164.
—, Bergmännische Arbeiten 132.
—, Bewetterung 129.
—, Bohrlochherstellung 133—139.
— Buch 177.
—, Entwässerung 131.
—, geologische Vorarbeiten 117.
—, Lehrgerüst der Mauerung 161.
—, Mauerstärken 121, 123.
—, Nischen 129.
—, Portale 129.
—, Profile 127.
—, Sprengarbeit 139—144.
—, Statische Berechnung 121.
—, Steigungen, Krümmungen, Länge 115.
—, Zimmerarbeiten 146, 148, 152, 155.

Überführung von Wasserläufen 112.
Unterhaltung des Tunnels 177.

Veranschlagung, Tunnelbaukosten 181.
Verbesserte englische Tunnelbauweise 168.
— — — mit Bau mehrerer Zonen nebeneinander 169.
Vergleich der Bodenförderarten 53.
Verkleidungsmauern 104.
Versatz des Arbeitsraums, Tunnel 162.
Verstärkung des Tunnelmauerwerks 179.
Vollausbruch 154.

Wasserlaufüberführung 112.
Wegton der Schüsse, Tunnelbau 144.
Wetterfestigkeit der Gesteine 15.

Zimmerarbeiten, Tunnel 146, 148, 152, 155.
Zimmerung des Vollaubruchs 155.
Zündschnurzündung 142, 143.
Zweck des Tunnels 114.