

**Der Dammbau**  
**neuzeitlicher Verkehrsstraßen**  
**- Auto - und Eisenbahnen -**

Von

**Karl Keil**

# Der Dammbau neuzeitlicher Verkehrsstraßen

– Auto- und Eisenbahnen –

Von

**Dr.-Ing. Karl Keil**

Sachbearbeiter für Baugrundfragen  
der Obersten Bauleitung Dresden der Reichsautobahnen

Mit 175 Abbildungen



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1938

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

ISBN 978-3-662-37412-2      ISBN 978-3-662-38163-2 (eBook)  
DOI 10.1007/978-3-662-38163-2

Copyright 1938 by Springer-Verlag Berlin Heidelberg  
Ursprünglich erschienen bei Julius Springer in Berlin 1983.  
Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1983

## Zum Geleit.

Die fortschreitende „Verkraftung“ der Verkehrsmittel hat an den Straßenbau neue Anforderungen gestellt. Die neuzeitlichen Decklagen sind viel empfindlicher gegen Veränderungen des Unterbaues, die Dämme sind durch die im Grundriß und Aufriß gestrecktere Linienführung höher, das Tempo des Baues ist schneller geworden. Treten diese Änderungen schon im Landstraßenbau hervor, so im besonderen Maße bei den Autobahnen. Der Dammbau mußte deshalb im neuzeitlichen Straßenbau auf neue Grundlagen gestellt werden. Wissenschaft und Praxis haben in den letzten Jahren zusammengearbeitet, um die Grundlagen des Dammbaues aus den Erkenntnissen der Bodenmechanik und den Ergebnissen der Bauweisen selbst zu finden. Diese Notwendigkeit hat der VIII. internationale Straßenbaukongreß im Haag im Juni dieses Jahres durch die Annahme von Leitsätzen unterstrichen. Im Schrifttum der letzten Jahre wird der Frage der Bodenforschung ständig steigende Aufmerksamkeit gewidmet und in zahlreichen verstreuten Aufsätzen behandelt.

Für den Ingenieur, sei er nun Bauherr, Planer oder Unternehmer im Straßenbau und im Straßenbaumaschinenbau, ist es nun von außerordentlichem Wert, dieses neue Gebiet der Bodenkunde umfassend in einem Buch dargestellt zu erhalten. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß sich der Verfasser, der selbst Bergingenieur, seit fünf Jahren als Boden- und Baugrunderingenieur beim Bau der Reichsautobahnen tätig ist, bemüht hat, erstmalig alles zusammenzufassen, was der Bauingenieur 1. von den wissenschaftlichen Grundlagen des Dammbaues, d. h. von den physikalischen und bodenmechanischen Funktionen des Baustoffes und 2. von den Beziehungen zwischen Stoff und Kraftwirkung bei der Verdichtung nach den verschiedenen Verfahren wissen muß. Er ist aber noch weiter gegangen und hat auch die Dammbauorganisation, die Schäden und die Nachprüfung des Dammbaues in den Rahmen seiner Betrachtungen gezogen. Das Wichtigste an diesem Buch ist, daß der Verfasser frei von zuviel theoretischen Erörterungen als Praktiker zum Praktiker spricht. So wird es allen, die mit größeren Straßenbauten zu tun haben, ein unentbehrlicher Ratgeber sein. Möge das Buch hinausgehen und Wissenschaft und Praxis des Straßenbaues befruchten und zu neuem Fortschritt anregen!

Dresden, im Juli 1938.

Ministerialrat Dr.-Ing. **Artur Speck.**

## Vorwort.

Kein Gebiet des Bauwesens hat in den letzten Jahren so ungeahnte Fortschritte zu verzeichnen als gerade der Erdbau. Dies trifft in ganz besonderem Maße für den Dammbau neuzeitlicher Verkehrsstraßen zu, der ja im Gegensatz zu den Erddämmen von Stauseen eine bedeutend höhere Festigkeit und Sorgfalt in der Ausführung erfordert. Der vor nunmehr fünf Jahren begonnene Bau der Reichsautobahnen stellte den Erdbau vor ganz neue Aufgaben, deren Durchführung von vielen Fachleuten zunächst bezweifelt wurde. Galt es doch die Dämme von Anfang an so zu bauen, daß sie als in sich gefestigte Bauwerke ein absolut festes Fundament für empfindliche Decken bilden konnten. Diese Aufgaben mußten in erstaunlich kurzer Zeit gelöst werden und wurden gelöst. Dies ist um so bemerkenswerter, als Hunderte von Millionen Kubikmeter Erd- und Gesteinsmassen der verschiedensten Zusammensetzung in kürzester Frist eingebaut werden mußten, ohne daß bis dahin nennenswerte Erfahrungen vorlagen, die als Richtschnur dienen konnten.

Es fehlt auch heute noch trotz zahlreicher wertvoller Veröffentlichungen eine umfassende Darstellung dieses ungemein wichtigen Wissensgebietes der Bautechnik. Dieses Buch ist daher in erster Linie bestimmt, eine seit langer Zeit schmerzlich empfundene Lücke im Bauwesen auszufüllen und zugleich die engen Beziehungen zwischen „Baustoff und Bauwerk im Erdbau“ eindeutig darzustellen. Dies ist um so wichtiger, als jedem Bauingenieur die Festigkeitsziffern von Beton, Stahl und Granit bekannt sind, während über die für das Gelingen des Dammbaues so wichtigen Grundlagen der Festigkeitsveränderungen der verschiedenen Baustoffe noch vielfach Unklarheit herrscht.

Bei der fortgeschrittenen Entwicklung der bautechnischen Bodenkunde kann sich eine zusammenfassende Arbeit über den neuzeitlichen Dammbau nicht nur auf die Darlegung der baulichen Vorgänge beschränken. Mehr denn je ist es notwendig, den Baustoff als das wichtigste Bauelement in den Vordergrund der Erörterungen zu stellen; denn man kann nur dann richtig bauen, wenn man die Eigenschaften des Baustoffes kennt. Kein Bauwerk wird aber aus so verschiedenartig zusammengesetzten Baustoffen errichtet wie gerade der Damm neuzeitlicher Verkehrsstraßen.

Dieses Buch zerfällt in zwei Hauptteile. Teil I behandelt die wissenschaftlichen Grundlagen. In ihm werden erstmalig in umfassender Weise die Elemente der Baustoffkunde des Erdbaues für sämtliche Gesteine, die festen und die pseudo-festen, darzustellen versucht. In den Lehrbüchern über das Gebiet der bautechnischen Bodenkunde werden hingegen bisher nur die losen Gesteine als bindige und nichtbindige Böden behandelt.

Im II., dem praktischen Teil, werden die engen Beziehungen und Zusammenhänge zwischen Erdbaustoff und Bauwerk erörtert. Bei dem außerordentlichen Umfang dieses Gebietes, der in der wechsellvollen Zusammensetzung des Baustoffes begründet liegt, und auch sonst regional, z. B. im Flachlande, andere Aufgaben als in Gebirgsgegenden gestellt werden, war es erforderlich, sich auf typische Beispiele zu beschränken, um eine straffe Gliederung des Stoffes wahren zu können.

Ziel dieses Buches ist es nun, im besonderen zu zeigen, wie es mit bedeutend schwierigeren Baustoffen möglich ist, bei planmäßiger Arbeit Dämme ebenso als kunstgerechte Bauwerke auszuführen wie die übrigen Kunstbauten. Insofern soll dieses Buch zugleich Ratgeber und *Standardwerk für das Gebiet „Baustoff und Bauwerk im Erdbau“* sein.

Es wendet sich im gleichen Maße an die Praktiker wie an die Wissenschaftler, an die planenden und ausführenden Ingenieure im Erdbau, an die Verwaltungsbehörden und Verwaltungingenieure, insbesondere an die Straßenbaubehörden. Mehr denn je muß jeder, auch der Studierende, sich mit den stofflichen Eigenschaften der Baustoffe des Erdbaues befassen und sie beherrschen lernen. Sie gehören zu den wesentlichen Bestandteilen des Wissensgebietes eines jeden Bauingenieurs. Hier gilt es, wie die Praxis fast täglich zeigt, noch viel nachzuholen.

Noch einen anderen Zweck soll dieses Buch erfüllen: Es soll die Beziehungen zwischen Bautechnik und Ingenieurgeologie enger gestalten und dem Techniker die Schwierigkeiten aus dem Weg räumen, die er vielfach in Unkenntnis der Verhältnisse in der bautechnischen Bodenkunde erblickt.

Möge es allen, die sich mit dem Dammbau befassen müssen und wollen, ein Ratgeber, ein Wegweiser, ein Nachschlagwerk und Leitfaden für ihre Arbeit sein, dem Studierenden und Wissenschaftler aber ein Ansporn zu weiterem Forschen auf diesem noch wenig bekannten Gebiet.

Für alle Anregungen, Wünsche nach Ergänzungen und Mitteilungen besonderer Erfahrungen bin ich den Fachgenossen sehr dankbar. Erkenne und handle, sei auch hier das Gesetz des Fortschritts.

Ich möchte nicht schließen, ohne allen, die mich mit Rat und Tat unterstützten, meinen herzlichsten Dank auszusprechen, in erster Linie dem Leiter der obersten Straßenbaubehörde in Sachsen, Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. A. SPECK für seine wertvollen Anregungen und Hinweise, ferner Herrn Direktor bei der Reichsbahn, W. CLAUSSNITZER für das rege Interesse, das er meiner Arbeit entgegenbrachte. Danken möchte ich meinen Arbeitskameraden, die mir bei der Anfertigung der Zeichnungen behilflich waren und nicht zuletzt meiner lieben Frau für die Unterstützung beim Lesen der Korrekturen. Besonderer Dank gebührt schließlich der Verlagsbuchhandlung Julius Springer für das verständnisvolle Interesse und die Berücksichtigung meiner Wünsche sowie für die vorzügliche Ausstattung dieses Buches.

Möge dieses Buch Zeugnis ablegen von der bahnbrechenden Pionierarbeit, die deutsche Männer auf dem Gebiet des Straßenbaues in der Ausführung kunstmäßig vollendeter Dämme mit ihren vielen hundert Millionen Kubikmeter Inhalt in der bemerkenswerten kurzen Zeit von nur fünf Jahren geleistet haben. In Würdigung dieser hervorragenden Leistungen widme ich es allen, die das gewaltigste Bauwerk aller Zeiten, die Straßen Adolf Hitlers, bauen helfen.

Dresden, im September 1938.

Dr.-Ing. **K. Keil.**

# Inhaltsverzeichnis.

## Erster Teil.

### Wissenschaftliche Grundlagen.

	Seite
Erster Abschnitt: Die Bedeutung des Dammbaues einst und jetzt . . . . .	1
Zweiter Abschnitt: Der Dammkörper . . . . .	4
1. Wesen und Zweck des Dammes . . . . .	4
2. Form des Dammes . . . . .	5
3. Einzelteile des Dammes . . . . .	6
4. Der Böschungswinkel . . . . .	7
Dritter Abschnitt: Die Dammbaustoffe . . . . .	7
Grundsätzliches . . . . .	7
1. Geologisch-petrographische Grundlagen der natürlichen Gesteine. Die festen und pseudofesten Gesteine . . . . .	9
a) Die festen Gesteine . . . . .	10
b) Die pseudofesten Gesteine . . . . .	10
2. Die physikalischen Eigenschaften der Gesteine . . . . .	11
a) Die physikalischen Eigenschaften der festen Gesteine . . . . .	12
a 1. Festsubstanz . . . . .	12
$\alpha$ ) Die Scherfestigkeit . . . . .	12
$\beta$ ) Die Struktur . . . . .	13
a 2. Das Zweistoffsystem: Festsubstanz und Luft . . . . .	13
$\alpha$ ) Die porösen Gesteine . . . . .	13
$\beta$ ) Die lose Zusammenhäufung fester Gesteine (Sand, Kies, Grand) . . . . .	13
$\beta$ 1. Die Scherfestigkeit . . . . .	13
$\beta$ 2. Die Dichte . . . . .	14
$\beta$ 3. Die Beziehung zwischen Dichte und Scherfestigkeit . . . . .	15
a 3. Das Dreistoffsystem: Festsubstanz-Luft-Wasser . . . . .	16
$\alpha$ ) Das Verhalten zu Wasser . . . . .	16
$\beta$ ) Die Kapillarität . . . . .	16
$\gamma$ ) Die Durchlässigkeit . . . . .	18
$\delta$ ) Das Adhäsionswasser . . . . .	18
$\epsilon$ ) Der Einfluß klimatischer Veränderungen . . . . .	19
b) Die mechanischen Eigenschaften der festen Gesteine . . . . .	19
b 1. Die Wirkung von Druckkraft . . . . .	20
b 2. Die Wirkung von Stoßkraft (dynamische Kraft) . . . . .	21
b 3. Die Wirkung kinetischer Kraft (bewegende Kraft) . . . . .	23
b 4. Das Verhalten der Gesteine gegen naßmechanische Kräfte . . . . .	25
$\alpha$ ) Statische Wirkung des Wassers . . . . .	25
$\beta$ ) Kinetische Wasserwirkung . . . . .	26
$\beta$ 1. Die Gesteinsmassen . . . . .	27
$\gamma$ ) Die naßmechanische Verdichtung . . . . .	27
$\gamma$ 1. Beispiel 1 . . . . .	27
$\gamma$ 2. Beispiel 2 . . . . .	28
$\gamma$ 3. Beispiel 3 . . . . .	28

	Seite
c) Die physikalischen Eigenschaften der pseudofesten Gesteine . . . . .	28
c 1. Die Festigkeitseigenschaften des Einzelkornes . . . . .	29
$\alpha$ ) Das Kolloid . . . . .	29
$\beta$ ) Die wirksame Stoffgruppe . . . . .	30
c 2. Das Zweistoffsystem . . . . .	31
$\alpha$ ) Das Gefüge der pseudofesten Steine . . . . .	31
$\beta$ ) Die Scherfestigkeit . . . . .	31
$\gamma$ ) Das Porenvolumen . . . . .	31
$\delta$ ) Das Verhalten zu Wasser . . . . .	32
c 3. Das Dreistoffsystem (die pseudofesten „bindigen“ Böden) . . . . .	32
$\alpha$ ) Die Gefügeformen . . . . .	32
$\alpha$ 1. Das Einzelkorn-Schlammgefüge . . . . .	33
$\alpha$ 2. Das Wabengefüge . . . . .	33
$\alpha$ 3. Das Flocken- bzw. Krümelgefüge . . . . .	33
$\beta$ ) Die Wasserführung des Dreistoffsystems . . . . .	34
$\beta$ 1. Das Porenwasser . . . . .	34
$\beta$ 2. Das Adhäsionswasser . . . . .	34
$\beta$ 3. Das Kolloidwasser . . . . .	34
$\gamma$ ) Die physikalischen Eigenschaften des Dreistoffsystems . . . . .	35
$\gamma$ 1. Die Durchlässigkeit . . . . .	35
$\gamma$ 2. Die Kapillarität . . . . .	35
$\gamma$ 3. Die Plastizität . . . . .	35
$\gamma$ 4. Die Elastizität und Preßbarkeit . . . . .	36
$\gamma$ 5. Die Scherfestigkeit . . . . .	36
d) Die mechanischen Eigenschaften der pseudofesten Gesteine . . . . .	41
Grundsätzliches . . . . .	41
d 1. Das Verhalten gegen Druck . . . . .	43
$\alpha$ ) Die Druckwirkung auf die Steine . . . . .	43
$\beta$ ) Die Mischgesteine . . . . .	43
$\gamma$ ) Die pseudofesten Böden, ausgetrocknete Bodenschollen, Wassergehalt unter Schrumpfgrenze . . . . .	43
$\delta$ ) Weiche, krümelige Böden (z. B. Löß, Lößlehm, schwach lehmige Sande) . . . . .	44
d 2. Verhalten gegen Stoß . . . . .	44
$\alpha$ ) Die Zertrümmerung . . . . .	44
$\beta$ ) Die plastische Verformung . . . . .	45
$\gamma$ ) Die Erschütterung . . . . .	45
$\gamma$ 1. Die Steine . . . . .	45
$\gamma$ 2. Die Mischgesteine . . . . .	45
$\gamma$ 3. Die pseudofesten Böden: Wassergehalt unter Ausrollgrenze . . . . .	46
$\gamma$ 4. Weiche, krümelige Böden (Löß, Lößlehm, anlehmige Sande) . . . . .	46
d 3. Das Verhalten gegen kinetische Kräfte (Bewegungskräfte) . . . . .	46
$\alpha$ ) Die Steine . . . . .	46
$\beta$ ) Die Mischgesteine . . . . .	47
$\gamma$ ) Harte, pseudofeste Erdschollen . . . . .	47
$\delta$ ) Weiche, krümelige Böden (Löß, Lößlehm, anlehmige Sande) . . . . .	47
d 4. Das Verhalten der pseudofesten Gesteine gegen naßmechanische Kräfte . . . . .	47
e) Das Verhalten pseudofester Gesteine gegen klimatische Einflüsse . . . . .	48
e 1. Nasses Wetter . . . . .	48
e 2. Frost . . . . .	48
e 3. Trockenes Wetter . . . . .	48
f) Die Prüfung der Dammbaustoffe . . . . .	49
f 1. Die festen Gesteine . . . . .	50
f 2. Die pseudofesten Gesteine . . . . .	50

	Seite
g) Aussetzen der Gesteine . . . . .	50
h) Vergleich mit den Baustoffen anderer Bauwerke . . . . .	51
i) Die Gewinnbarkeit der Gesteine . . . . .	52
i 1. Die festen Gesteine . . . . .	52
i 2. Die pseudofesten Gesteine . . . . .	52
Vierter Abschnitt: Grundlagen des Dammbaues . . . . .	53
1. Der Einbau ohne Verdichtung . . . . .	53
a) Die Schüttung . . . . .	53
a 1. Die Vorkopfschüttung . . . . .	53
a 2. Die Seitenschüttung . . . . .	53
a 3. Die Lagenschüttung . . . . .	54
b) Das Verhalten der Gesteine beim Einbau . . . . .	54
b 1. Die Vorkopfschüttung . . . . .	54
b 2. Die Seitenschüttung . . . . .	55
b 3. Die Lagenschüttung . . . . .	56
2. Der Einbau mit Verdichtung . . . . .	57
Geschichtliches . . . . .	57
Begriff, Ziel und Vorteile der künstlichen Verdichtung . . . . .	57
a) Grundsätzliche Fragen der Verdichtungstechnik . . . . .	58
a 1. Die Massen . . . . .	59
a 2. Die Schüttung . . . . .	59
a 3. Die Geräte . . . . .	59
a 4. Die Verdichtung . . . . .	59
α) Die Überverdichtung . . . . .	60
β) Die Unterverdichtung . . . . .	60
γ) Fehlerfreie (richtige) Verdichtung . . . . .	61
γ 1. Die technischen Voraussetzungen einer fehlerfreien Verdichtung . . . . .	61
γ 2. Die Vor- und Hauptverdichtung . . . . .	64
γ 3. Die genügende und gleichmäßige Verdichtung . . . . .	64
γ 4. Die Dammschulterverdichtung . . . . .	64
γ 5. Die Verdichtung im Kern . . . . .	66
γ 6. Verdichtung und gewachsener Boden . . . . .	66
γ 7. Verdichtung und Wetter . . . . .	67
b) Die Dammsetzungen . . . . .	67
b 1. Ursachen der Setzungen . . . . .	68
b 2. Die Wirkungen der Setzungskräfte . . . . .	68
b 3. Die Wirkung der Setzungen auf das Gefüge . . . . .	69
b 4. Die Bedeutung der Setzungen für den Verkehr . . . . .	69
b 5. Einfluß der Verkehrslage . . . . .	70
b 6. Gefährliche und ungefährliche Setzungen . . . . .	70

## Zweiter Teil.

**Praktischer Dammbau.**

Fünfter Abschnitt: Der Einbau der Gesteine . . . . .	71
1. Die Anforderung der Massen und Ausführung der Schüttung . . . . .	71
a) Starrer Förderbetrieb . . . . .	71
b) Beweglicher Förderbetrieb . . . . .	72
c) Fehler in der Schüttung . . . . .	75
2. Der Einbau der Massen auf trockenem Wege . . . . .	76
Grundsätzliches . . . . .	76
a) Gleichförmige, grobe, feste oder pseudofeste Gesteine . . . . .	77
b) Sandig-kiesige, schwach lehmige oder tonige Massen . . . . .	78

	Seite
c) Trockene, harte Erdschollen . . . . .	78
d) Weiche, feuchte, pseudofeste Böden . . . . .	78
e) Steine und trockener Boden . . . . .	81
f) Feste Steine und Sand . . . . .	81
g) Steine und Lehm getrennt . . . . .	81
<b>3. Die Ermittlung der Schütthöhe. . . . .</b>	<b>81</b>
a) Die Verdichtbarkeit der Massen . . . . .	81
a 1. Die Bestimmung des Hohlraumgehaltes . . . . .	82
a 2. Die Ermittlung der Schütthöhe auf statischem Wege . . . . .	83
a 3. Die Ermittlung der Schütthöhe mit Hilfe des Prüfstabes . . . . .	84
a 4. Spezialverfahren . . . . .	85
<b>4. Die Geräte für die künstliche Verdichtung . . . . .</b>	<b>85</b>
a) Die Druckgeräte (die Walzen) . . . . .	86
a 1. Die Wirkungsweise der Walzen . . . . .	87
α) Walzen mit Druckwirkung . . . . .	89
β) Walzen mit Druckknetwirkung . . . . .	89
a 2. Die Walzen und Schüttmassen . . . . .	91
a 3. Die Verdichtungstechnik . . . . .	91
α) Die Beziehungen zwischen Walze und Schüttung . . . . .	91
β) Schütthöhe und Festigkeitsverhältnisse . . . . .	92
γ) Walze und Dammgröße . . . . .	92
δ) Walze und Dammteile . . . . .	92
a 4. Einfluß des Klimas auf die Verdichtung . . . . .	92
b) Die Stampfgeräte oder Rammen . . . . .	93
b 1. Die Stampfplatte . . . . .	94
α) Beschreibung der Stampfplatte . . . . .	94
β) Stellung zur Walze . . . . .	95
γ) Die Wirkung der Stampfplatte auf die Gesteine . . . . .	96
δ) Die Verdichtungstechnik . . . . .	97
δ 1. Stampfplatte und Schütthöhe . . . . .	97
δ 2. Stampfplatte und Korngröße der einzubauenden Massen . . . . .	98
δ 3. Stampfplatte und Dammgröße (Dammhöhe) . . . . .	98
δ 4. Stampfplatte und Dammteile . . . . .	99
e) Einfluß von Wasser und Klima . . . . .	100
b 2. Die Explosionsrammen . . . . .	100
α) Beschreibung . . . . .	101
β) Stellung zur Stampfplatte . . . . .	102
γ) Die Verdichtungstechnik . . . . .	102
γ 1. Explosionsrammen und Schütthöhe . . . . .	103
γ 2. Explosionsrammen und Schüttmassen . . . . .	103
γ 3. Explosionsrammen und Dammgröße (Dammhöhe) . . . . .	104
γ 4. Explosionsrammen und Dammteile . . . . .	104
δ) Einfluß von Wasser und Klima . . . . .	107
Zusammenfassung . . . . .	107
b 3. Stampfmaschine „Elefant“ . . . . .	107
b 4. Die Einrüttelschwingungsgeräte . . . . .	108
α) Wirkungsweise der Geräte . . . . .	108
β) Die Einrüttelschwingungsgeräte . . . . .	109
γ) Beziehungen zwischen Schwingungsrüttler und Schüttung . . . . .	110
δ) Geräte und Dammgröße . . . . .	110
e) Geräte und Schüttmassen . . . . .	110
ζ) Einfluß von Wasser und Klima . . . . .	111

	Seite
5. Künstliche Verdichtung und Kostenfrage . . . . .	111
6. Der Einbau und die Verdichtung auf naßmechanischem Wege . . . . .	113
a) Die Verfahren . . . . .	114
a 1. Das Einsümpfen . . . . .	114
a 2. Das Einspülen . . . . .	115
$\alpha$ ) Betrieb . . . . .	115
$\beta$ ) Kritik . . . . .	115
a 3. Andere naßmechanische Verdichtungsverfahren mit Geräteinsatz . . . . .	116
$\alpha$ ) Geräte und Wasserzugabe von oben . . . . .	117
$\beta$ ) Geräte mit Wasserzugabe von unten . . . . .	117
a 4. Der Anwendungsbereich der naßmechanischen Verfahren . . . . .	118
Sechster Abschnitt: Die Dammbauorganisation und Dammbaukontrolle . . . . .	118
1. Die Dammbauorganisation . . . . .	118
a) Rechtliche und organisatorische Fragen . . . . .	119
a 1. Die Gewinnung der Massen . . . . .	120
a 2. Die Förderung . . . . .	120
a 3. Die Massenverteilung . . . . .	121
a 4. Die Sicherung gegen Schäden . . . . .	121
$\alpha$ ) Die Frostschutzfrage . . . . .	121
$\beta$ ) Sicherung gegen Rutschgefahr . . . . .	122
$\gamma$ ) Sicherung gegen Setzungen . . . . .	122
a 5. Der Einbau . . . . .	122
a 6. Die Verdichtungstechnik . . . . .	123
$\alpha$ ) Die Geräte . . . . .	123
$\beta$ ) Die Schütthöhe . . . . .	123
$\gamma$ ) Die Damnteile . . . . .	123
$\delta$ ) Die Wetterverhältnisse . . . . .	124
2. Die Dammbau-Überwachung . . . . .	124
Allgemeines . . . . .	124
a) Sicherung und Kontrolle des Dammbaues . . . . .	124
b) Das Dammbautagebuch . . . . .	125
Siebenter Abschnitt: Die Nachprüfung der Verdichtung . . . . .	128
Allgemeines . . . . .	128
Wesen und Ziel . . . . .	128
1. Die Ermittlung des Porenvolumens . . . . .	129
a) Beschreibung . . . . .	129
b) Kritik . . . . .	130
2. Das elastisch-statische Verfahren . . . . .	130
a) Der Dichteprüfer . . . . .	130
b) Der Dichtemesser (KEIL) . . . . .	131
3. Das dynamisch-elastische Verfahren . . . . .	132
4. Der Prüfstab . . . . .	132
5. Die Feinmessungen (Nivellements) . . . . .	133
Achter Abschnitt: Dammbau und Dammsetzungen. Verhütung von Setzungen und setzungsfreie Verdichtung im Damm und an den Widerlagern . . . . .	133
1. Die setzungsfreie Verdichtung . . . . .	133
a) Zeitlicher Verlauf der Setzungen . . . . .	135
b) Teilweise Verdichtung . . . . .	135
c) Überhöhung als Ausgleich etwaiger Setzungen . . . . .	138
d) Vergleich mit Setzungen an Eisenbahndämmen . . . . .	139

	Seite
2. Die Setzungsmessungen . . . . .	140
a) Die Pegelmessungen . . . . .	140
a 1. Die Ausbildung und Anordnung der Pegel . . . . .	141
a 2. Wahl der Meßstellen und Einbau der Pegel . . . . .	141
a 3. Meßzeiten . . . . .	141
b) Die Nivellements . . . . .	148
c) Andere Meßverfahren . . . . .	150
d) Kritik dieser Messungen . . . . .	150
Neunter Abschnitt: Die Gefahren und Schäden im Dammbau . . . . .	150
Allgemeines . . . . .	150
1. Die stofflichen Ursachen während des Baues (innere Gefahrenquellen) . . . . .	151
2. Die klimatischen Ursachen (äußere Gefahrenquellen) . . . . .	152
a) Nässe . . . . .	152
b) Kälte . . . . .	153
c) Hitze (Trockenheit) . . . . .	153
d) Windeinfluß . . . . .	153
3. Sonstige Gefahrenquellen . . . . .	154
a) Tiere . . . . .	154
4. Die Gefahren an den Dammschultern und Böschungen . . . . .	154
5. Die Gefahren des Mittelstreifens . . . . .	156
6. Schutzmaßnahmen . . . . .	156
Zehnter Abschnitt: Die Beziehungen zwischen Damm und Untergrund . . . . .	157
Grundsätzliches . . . . .	157
1. Die Gesteinszusammensetzung . . . . .	158
2. Tektonik und Sedimentation . . . . .	158
3. Die Gefügefestigkeit . . . . .	158
4. Die Bodenwasserverhältnisse . . . . .	158
5. Die Gefahren des Untergrundes . . . . .	159
6. Die Sicherungsmaßnahmen . . . . .	159
7. Anorganischer Untergrund . . . . .	159
a) Die festen Gesteine . . . . .	159
a 1. Geschlossener, kompakter Fels: Granit, Syenit, Gneis usw. . . . .	159
a 2. Lose, feste Gesteine (ohne Grundwasser) . . . . .	159
a 3. Lose, feste Gesteine (mit unveränderlichem Grundwasserauftrieb) . . . . .	160
a 4. Lose, feste Gesteine (mit stark schwankendem Grundwasser) . . . . .	160
b) Die pseudofesten Gesteine . . . . .	160
b 1. Die geschichteten Gesteine . . . . .	160
α) Tektonische Einflüsse . . . . .	161
β) Sicherheitsmaßnahmen . . . . .	161
b 2. Untergrund aus geschichteten, wenig verfestigten, pseudofesten Gesteinen . . . . .	162
b 3. Ungeschichtete, erdige Böden (ohne Grundwasser) . . . . .	163
b 4. Aufgelockerte, weiche Böden (stationäres Grundwasser) . . . . .	163
b 5. Weiche, tiefgründige, großflächige Massen (im schwimmenden oder weichplastischen Zustand) . . . . .	165
8. Die organischen Böden . . . . .	166
a) Belassen des Moores . . . . .	166
b) Seitliches Aufschlitzen des Moores . . . . .	167
c) Umwühlen des Moores . . . . .	167
d) Aushub der Moormassen . . . . .	167
e) Das Sprengen von Moormassen . . . . .	168
9. Baugrund mit natürlichen oder künstlichen Hohlräumen . . . . .	169
Die Dammbaugeschichte . . . . .	171

	Seite
Anhang I: Erklärung bodenphysikalischer Begriffe des Dammbaues . . .	172
Anhang II: Übersicht bemerkenswerter Gesteine als Dammbaustoffe unter besonderer Berücksichtigung der pseudofesten Gesteine und deren zweckmäßige Verdichtung . . . . .	173
Allgemeines . . . . .	173
1. Die festen Gesteine . . . . .	174
a) Körnige, frische, grobstückige bis blockartige Steine . . . . .	174
b) Grobstückige, faule, feste Gesteine . . . . .	174
c) Grusig bis schotterartig verwitterte, feste Gesteine . . . . .	175
d) Kiese und Sande . . . . .	175
2. Die pseudofesten Gesteine . . . . .	175
a) Die Steine: Pseudofeste, harte Steine . . . . .	175
a 1. Stückige, faule, brüchige Steine . . . . .	175
a 2. Schotterartige bis stückige, brüchige, faule Steine . . . . .	176
b) Die pseudofesten Böden . . . . .	176
Allgemeines . . . . .	176
b 1. Löß . . . . .	177
b 2. Lößlehm . . . . .	178
b 3. Aulehm. . . . .	179
b 4. Gehängelehm . . . . .	179
b 5. Verwitterungslehm . . . . .	180
b 6. Geschiebelehm. . . . .	180
b 7. Geschiebemergel . . . . .	180
b 8. Mergel . . . . .	181
b 9. Ton . . . . .	181
b 10. Der Schluff. . . . .	181
b 11. Letten . . . . .	182
b 12. Echte Letten . . . . .	182
b 13. Mischgesteine . . . . .	183
Wichtigstes Schrifttum . . . . .	183
Sachverzeichnis . . . . .	185

## Erster Teil.

# Wissenschaftliche Grundlagen.

## Erster Abschnitt.

### Die Bedeutung des Dammbaues einst und jetzt.

**Einleitung.** Es gibt wohl kein Gebiet des Bauwesens, das bis vor wenigen Jahren so vernachlässigt und in der Entwicklung neuzeitlicher Baumethoden trotz grundlegender wissenschaftlicher Erkenntnisse und praktischer Erfahrungen so nebensächlich behandelt wurde wie der Erdbau, und hier wieder ganz besonders der Dammbau im Straßenwesen. Zwar hat man, vor allem in Amerika, die Erkenntnisse der Bodenmechanik bei der Ausführung großer Erddämme angewandt und auch in Deutschland sind Ansätze hierfür, z. B. beim Bau der Sösetalsperre im Harz, zu verzeichnen (12)<sup>1</sup>, im eigentlichen Straßenbau jedoch blieb im wesentlichen alles beim alten. Der Dammbau war gewissermaßen das Stiefkind des Bauwesens.

Der Bau der Reichsautobahnen hat diese Sachlage fast schlagartig und zugleich grundlegend geändert. Sollten und mußten doch für die zahlreichen und umfangreichen Dammschüttungen mit einem Inhalt von mehreren hundert Millionen Kubikmeter Massen, die die größten Erdbewegungen aller Zeiten sind, alle die Bedingungen der Standsicherheit und Festigkeit erfüllt werden, die im übrigen Bauwesen längst eine Selbstverständlichkeit waren.

Bisher stand der Ingenieur den schwierigen Fragen einer festgefügt Bauweise im Erdbau vielfach ratlos gegenüber, betrachtete sie oft auch als nebensächlich, da sie mathematisch nicht zu erfassen waren, und suchte sie in Unkenntnis der Beziehungen zwischen Stoff und Kraft mit unwirtschaftlichen und gelegentlich falschen Mitteln zu lösen. Er pochte dabei gern auf Erfahrung, aber der Mangel an Kenntnissen der stofflichen Verhältnisse infolge ungenügender Untersuchungen des Bodens, insbesondere der wechselnden Spannungsverhältnisse des Bodens in Abhängigkeit vom Wassergehalt, verursachte immer wieder sog. „Überraschungen“. — Das eigentliche Kernstück und zugleich Sorgenkind des Dammbaues — die Verfestigung — als Grundlage der Standsicherheit blieb daher bis jetzt im wesentlichen ungelöst. — Mit Beginn des Baues der Reichsautobahnen wurde sie zur wichtigsten und vordringlichsten Aufgabe, wenn nicht Fehlschläge und Schäden befürchtet werden mußten oder gar eintreten sollten. Der kurzfristige Bau dieser hochwertigen Verkehrsstraßen schaltete den mangels geeignete Geräte — die den bodenmechanischen Eigenschaften des Schüttstoffes gerecht werden konnten — zur Verfestigung des Dammes als Hilfsmittel früher eingesetzten Sicherheitsfaktor „Zeit“ völlig aus. Dabei muß betont werden, daß die

<sup>1</sup> Die zwischen Klammern stehenden, schräg gedruckten Zahlen beziehen sich auf das am Schluß des Buches befindliche Schrifttumverzeichnis.

Verfestigung durch die Zeit „Überwintern“ erwiesenermaßen gering und nur der Verkehr über längere Zeit entscheidend ist. Somit wurde der Ingenieur gezwungen, sich mit den physikalischen Verhältnissen des Schüttmaterials für die Dämme auseinanderzusetzen und die jeweiligen Eigenschaften des Stoffes in entsprechenden Bauweisen zu berücksichtigen, um einen jedem Verkehr gewachsenen, in sich völlig gefestigten Damm zu erhalten.

In vielen Fällen, z. B. im Eisenbahnbau, lag für den Ingenieur bisher meist kein zwingender Grund vor, von den so billigen alten Dammbaumethoden abzuweichen. Man sparte auf diese Weise die Kosten der Verfestigung, da man jede Gradientenänderung durch Unterstopfen der Gleise auf ebenso billige wie bequeme Weise beheben konnte, während im übrigen der Verkehr die hauptsächlichsten Setzungen in kürzester Frist zum Ausklingen brachte. Diese Bauweise kann man jedoch im neuzeitlichen Straßenwesen mit seinen breitflächigen, teuren und hochempfindlichen Decken nicht anwenden.

Die neuzeitliche Bodenmechanik hat nun die Wege für die völlige Abkehr von den früheren Bauverfahren vorgezeichnet. Den entscheidenden Anstoß zur praktischen Nutzenanwendung im Straßenbau und damit die grundlegende Wandlung in der Praxis hat aber erst — wie oben angedeutet — der Bau der Reichsautobahnen gebracht. Dabei hat sich klar erwiesen, daß man künftig im Straßenbau ohne die Grundsätze der Bodenmechanik nicht mehr auskommen kann, wenn man technisch einwandfrei und damit wirtschaftlich bauen will.

Daß dafür das geotechnische Gefühl des Ingenieurs ausgebildet werden muß, ist eine Erfahrungstatsache, auf die der Baugrundingenieur bei seiner Tätigkeit immer wieder stößt. Man muß sich in den Boden gewissermaßen hineinleben und dessen „Willen“ lenken. Ohne Kenntnis der Bildungsgesetze und Entstehungsgeschichte der Gesteine kann man ihr Verhalten als Dammbaustoff nicht beurteilen bzw. richtig einschätzen. Vielfach hört man die Äußerung „die Massen sind ungeeignet“, ohne daß dies den Tatsachen entspricht. Gewisse grundsätzliche ingenieurgeologische Kenntnisse muß der Bauingenieur daher besitzen (32). Ist doch kein geringerer als TERZAGHI, der Begründer der neuzeitlichen Baugrundlehre, selbst von der Geologie zur Bodenmechanik gekommen. Dabei soll der Ingenieur sich hüten, den Dammbau als reine Wissenschaft aufzufassen; denn „noch immer ist der Straßenbau eine Kunst, auf Erfahrung aufgebaut und weit entfernt von der Wissenschaft“<sup>1</sup>. Die Anforderungen an den Dammbau sind aber so streng geworden, daß auf gründliches ingenieurgeologisches Erforschen aller stofflichen Zusammenhänge nicht mehr verzichtet werden kann.

**Der Unterschied des Dammbaues einst und jetzt.** Im einzelnen sind folgende hervorstechende Kennzeichen des Dammbaues im neuzeitlichen Straßenbau anzuführen, um dadurch den Unterschied gegen früher darzustellen.

Wie im übrigen Bauwesen ist das wichtigste Merkmal die Planmäßigkeit der Ausführung. Deshalb verbietet sich z. B. die Vorkopfschüttung von selbst, bei der die Massen wahllos eingebaut werden.

Die Technik des Dammbaues hat sich dem Ziel einer setzungsfreien Bauweise genähert. Dieses Ziel wird unter Berücksichtigung der physikalischen Eigenschaften der Stoffe durch die künstliche Verdichtung zu erreichen versucht. Die verschiedenen Verfahren, Dämme so auszuführen, daß sie sich nicht mehr setzen,

<sup>1</sup> A. CASAGRANDE a. a. O.

waren bisher umstritten und in der finanziellen Tragweite wenig erprobt. Ja, es fehlte nicht an Stimmen von berufener Seite, die sich auf den Standpunkt stellten, daß Setzungen nicht zu vermeiden seien. Demgegenüber gilt heute eine Dammssetzung nach Abschluß der Schüttung als Beweis schlechter Dammausführung, soweit nicht aus stofflich-klimatischen Gründen während des Dammbaues und auch infolge des schlechten Untergrundes damit gerechnet werden muß.

Wie bei jedem anderen Kunstbauwerk können bei der Darstellung der Aufgaben des neuzeitlichen Dammbaues folgende zwei Kräftespiele unterschieden werden, die miteinander ins Gleichgewicht gebracht werden müssen:

1. Im Dammbaustoff wirken innere molekulare und Nahkräfte (Adhäsion), die die Festigkeit des Stoffes zu erhalten suchen.

2. Am Stoff greifen äußere Kräfte an, die diesen Zustand zu verändern und meist zu verschlechtern suchen.

Der Ingenieur versucht durch den planmäßigen Einsatz technischer Hilfsmittel die Festigkeitswerte im Stoff nicht nur zu erhalten sondern noch zu steigern, das Gleichgewicht im Stoff zu festigen.

Der Damm im neuzeitlichen Straßenbau nimmt deshalb den Rang derjenigen Bauten ein, bei denen ein stabiles inneres Gefüge gefordert und auch erreicht wird. Er wird zum Kunstbau.

Dieses Ziel ist auf jeden Fall schwerer zu erreichen als bei den übrigen Bauwerken, deren Gleichgewichtsbedingungen allein durch sinnvolle Verbindung bestimmter Bauteilchen bekannter, genormter Festigkeitswerte bedingt werden, während hier die Baubedingungen viel schwieriger sind. Die stofflichen Veränderungen unter klimatischen Einflüssen liegen außerhalb des Bereiches jeder allgemein gültigen Berechnung und Normung im Gegensatz zu den Baustoffen jedes anderen Kunstbauwerkes. Festigkeitswerte und zulässige Beanspruchungen sind hier kaum bekannt und können sich innerhalb kurzer Zeit von einem bekannten Festwert bis zu Null verändern. Der Ingenieur muß seine technischen Hilfsmittel so einsetzen und seine organisatorischen Maßnahmen so treffen, daß das Gleichgewicht stets zugunsten der inneren erhaltenden Kräfte im Stoff ausfällt. Dies bedingt im Sinne einer festen Bauweise nicht nur im gewissen Umfang eine Veränderung der Formgebung, sondern begründet auch die Entwicklung verschiedener Bauverfahren, wie sie an keinem anderen Bauwerk bei gleicher Form hervortreten. Es ist aber bei der Verschiedenheit der Stoffe sehr verständlich, daß sich verschiedene Bauverfahren entwickeln konnten und kein bestimmtes, allgemein gültiges Dammbauverfahren angegeben werden kann.

Durch die grundlegende Wandlung der technischen Anforderungen an den Dammbau nimmt die Dammbaukunde als die Lehre von der technisch-wirtschaftlichen Erdbauweise eine besondere und verpflichtende Stellung ein. Die Dammbaukunde ist wesentlicher Inhalt der bautechnischen Bodenkunde geworden. Die besonderen Schwierigkeiten liegen darin, daß eigentlich nur Stoffe verwendet werden, die wegen ihrer geringen und wechselnden Festigkeitseigenschaften für jedes andere Bauwerk unbrauchbar sind. Deshalb ist der Bau eines Dammes als stabiles Bauwerk der fortgesetzte Kampf des Ingenieurs mit den wechselnden Güteeigenschaften des Gesteins im grundsätzlichen Gegensatz zu der bequemen Bauweise bei der Verwendung der übrigen leicht nachprüfbaren und unver-

änderlichen Baustoffe. Der Begriff „Güteeigenschaft“ ist wesensbedingt durch eine Anzahl Einflüsse (z. B. Klima, Wassergehalt und Kornfeinheit).

Die systematische Beschreibung dieser Verhältnisse bedeutet gleichzeitig Darstellung des überaus schwierigen Gebietes des künstlichen Dammbaues als klassisches bodenmechanisches Arbeitsfeld, von dem trotz verschiedener Ansätze klare und umfassende Angaben über die Frage der planmäßigen Gestaltung der Arbeiten fehlen, insbesondere für den neuzeitlichen Straßenbau. Hier wird „der Stein, den die Bauleute verworfen haben“, zum wichtigsten Bauelement, dessen innere Zusammenhänge und Daseinsgesetze man beherrschen muß, wenn man Erfolg haben will.

Der neuzeitliche Straßenbau fällt glücklicherweise in eine neue Blütezeit schöpferischer Betätigung auf allen Gebieten der Kunst und Technik. Wertvollen Untersuchungen und einer Vielzahl von Einzelarbeiten, die nicht alle in die Öffentlichkeit gelangt sind, hat man es zu danken, daß es ohne Schwierigkeiten und auch ohne Fehlschläge gelungen ist, für die nicht immer einfachen Fragen der kunstmäßigen Dammbauweise, insbesondere beim Bau der Reichsautobahnen, die richtigen Lösungen gefunden zu haben und dies alles bei einem ungewöhnlich raschen Baufortschritt, der in der Geschichte des Bauwesens seinesgleichen sucht.

Durch die Förderung, die den Pionieren auf diesem Gebiete, in erster Linie den Bodenprüfstellen der Reichsautobahnen, von allen maßgebenden Stellen zuteil wird, ist der Dammbau aus dem lethargischen Erstarrtsein auf das bewegliche Feld neuzeitlichen Forschens gerückt, aus dem Aschbrödel des Erdbaues ist das besonders betreute Gebiet dieser Prüfstellen geworden. Dies geschah in der richtigen Erkenntnis, daß die beste Decke nichts nützt, wenn die Grundlage (der Damm) versagt.

Die Dammbaukunde neuzeitlicher Straßen bezweckt abschließend kurz zusammengefaßt im Gegensatz zu früher die Erforschung der Gleichgewichtsverhältnisse im Dammbau durch planmäßige Ergründung aller mitwirkenden Einflüsse und will Hinweise und Richtlinien für die praktische Nutzenanwendung geben.

Sie stützt sich dabei als halbempirische technische Wissenschaft auf Erkenntnisse und Erfahrungen. Dieses Vorgehen und diese Zielsetzung ist etwas Neuartiges und bedeutet letzten Endes eine Umwälzung auf dem Gebiete des Erdbaues, worüber sich die Lehrbücher über den Erdbau und Straßenbau bisher völlig ausschweigen, jedenfalls aber die bodenmechanischen Fragen des Dammbaues nicht berücksichtigen.

Die ersten Erfolge dieses technischen Wissensgebietes treten bereits an den Reichsautobahnen sichtbar in Erscheinung. Damit ist der Beweis erbracht, daß tatsächlich auf dem Gebiete des Dammbaues im Straßenwesen grundlegende Veränderungen und Verbesserungen sowie Fortschritte gegen früher zu verzeichnen sind.

## Zweiter Abschnitt.

### Der Dammkörper.

#### 1. Wesen und Zweck des Dammes.

**Wesen.** Unter einem Damm im Verkehrswesen versteht man eine Schüttung von Gesteinen gleichartiger oder verschiedener stofflicher Zusammensetzung und im allgemeinen unterschiedlicher Körnung, die nach der Art der Ausführung und

Formgebung bestimmt und geeignet ist, als Unterbau und damit als Fundament für einen bestimmten Oberbau (Decke) eines Verkehrsmittels (Straße oder Eisenbahn) zu dienen.

Zu den Dämmen im weiteren Sinne gehören auch Erdkörper bzw. alle Gesteinskörper, die durch seitlichen Abtrag der Massen aus dem Gelände herauswachsen, dabei die Form eines Dammes erhalten und dadurch als Damm wirken.

Ein Damm kann als durchlaufender Körper oder als Anrampung an Bauwerke geschüttet werden.

**Zweckbestimmung** (Verhältnis von Damm zur Brücke). Man schüttet gewöhnlich Dämme dort, wo es infolge natürlicher Geländevertiefungen, z. B. Talmulden, nicht möglich ist, eine Straße durchgängig im Gelände zu führen und der Damm billiger als eine Brücke ist. Der Damm ist deshalb in erster Linie der billige Ersatz einer Brücke. Unter Umständen muß bei schlechtem, insbesondere rutschgefährlichem Baugrund oder Wasser eine tiefgründige teure Brücke einer sonst vorteilhaften Dammschüttung vorgezogen werden. Seinem Wesen nach ersetzt der Damm stets eine Brücke. Er unterscheidet sich von einer Brücke durch den Baustoff und damit die bauliche Gestaltung. Während ferner die Brücke mit dem Untergrund nur an wenigen Punkten in Berührung steht, ist der Damm auf seiner gesamten Grundfläche mit dem Boden verbunden.

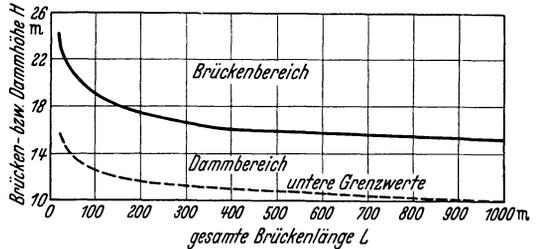


Abb. 1. Mittelwerte wirtschaftlicher Brückenhöhen nach Olsen.

Die Grenze zwischen Damm und Brücke von technisch-wirtschaftlicher Seite aus gesehen hat OLSEN (24) in bezug auf die Wahl der billigsten Brücke (Eisenbetonbrücke) untersucht. Das Problem ist aber im neuzeitlichen Straßenbau nicht nur ein Rechenexempel, sondern auch eine Frage der Landschaftsgestaltung. Im übrigen kann die wirtschaftliche Grenze zwischen beiden Bauwerken je nach den Geländebeziehungen (Flachland und Gebirgslage, kurze und lange Dämme) gewissen Schwankungen unterliegen. Sie ist in diesem Zusammenhange vor allem auch eine Frage der Beschaffung, Gewinnungs-, Förderkosten und Einbaumöglichkeit der Massen. In gebirgigen Lagen dürfte die Grenze erfahrungsgemäß bei 14—15 m, bei leicht gewinnbaren Massen im Flachlande dagegen bei 18—20 m Höhe liegen (Abb. 1). Man wird derartig hohe Dämme nur dort errichten, wo sie auch aus ästhetischen Gründen keinen Fremdkörper in der Landschaft bilden. In gewissen Fällen, z. B. bei Ortsdurchquerungen, wird man einer niedrigen, leicht beschwingten Brücke den Vorzug geben, um den Ort nicht in zwei Teile zu trennen, d. h. einen Ortsteil vom anderen abzuriegeln.

## 2. Form des Dammes.

Bei keinem Bauwerk ist die Form grundsätzlich im Laufe der Zeiten so wenig verändert worden als gerade im Dammbau. Während man im übrigen Bauwesen zu immer kühneren Bauausführungen bei gleichzeitig sparsamstem Stoffverbrauch unter Verwendung verbesserter Bauverfahren (Schweißen) oder Wahl veredelter Baustoffe (Eisenbeton, hochwertige Baustähle, Stahlskelettbau) gelangte, blieb

und bleibt die Form des Dammprofiles im wesentlichen unverändert. Allerdings steht sie mit den Erkenntnissen der Bodenmechanik nicht immer im Einklang, denn in der Formgebung kommt auch heute noch vorwiegend die sog. „Erfahrung“ bzw. eine fixe Vorstellung und ein starrer Schematismus („profilgemäß“), nicht aber das Ergebnis bodenkundlichen Forschens und bodenmechanischer Erkenntnisse zum Ausdruck (vgl. S. 135).

Die Standardform ist durch den Querschnitt im ebenen Gelände gradliniger Damnstrecken, in der Trapezform, gegeben. Alle durch die Geländeneigungen, Kurvenverlauf und Überhöhung des Dammes oder auch durch die Eingliederung in die Landschaft bedingten Abweichungen verändern nicht wesentlich diese richtunggebende Querschnittsform. — Die trapezförmige Querschnittsform entspricht erfahrungsgemäß den größten Stabilitätsansprüchen bei gleichzeitig verhältnismäßig geringstem Massenbedarf. Alle davon abweichenden Formen, insbesondere beim Einfügen von Dämmen in die Landschaft, beanspruchen mehr Massen und bieten dabei keineswegs immer erhöhte Sicherheit (vgl. S. 135).

Die Begründung für das Festhalten an der Trapezform im Dammbau liegt darin, daß die Gestaltung eines Bauwerkes im wesentlichen von den Eigenschaften des Gesteins als Baustoff abhängt. Die Baustoffe der anderen Kunstbauten werden daher der geplanten Formgebung entsprechend ausgewählt, wobei im übrigen die Elastizitätsziffern unabhängig von den zulässigen und gewählten Beanspruchungen bekannt sind. An diesen Bauten sind, ganz im Gegenteil zum Dammbau, bei der Wahl verschiedener Baustoffe je nach deren bekannten Güteeigenschaften verschiedene Formen bei gleichzeitig sparsamstem Stoffverbrauch möglich. Im Dammbau ist das wechselnde Verhalten des Stoffes das Entscheidende. Man kann im Dammbau nicht so gestaltend verfahren wie im übrigen Bauwesen.

### 3. Einzelteile des Dammes.

Am Damm können (Abb. 2) folgende Teile, von unten nach oben betrachtet, unterschieden werden: Die Dammsohle (Dammbasis) mit dem Dammfuß erstreckt

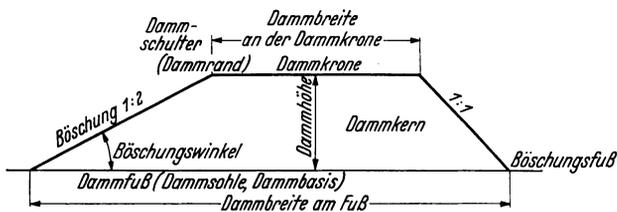


Abb. 2. Übersicht über die verschiedenen Dammteile.

sich über die gesamte Dammbreite. Anschließend folgt in der Mitte der Dammkern oder die Dammitte, begrenzt durch die Dammböschungen. Nach oben schließt sich die Dammkrone mit den Damm-

schultern, seltener Dammränder genannt, an. Die Dammhöhe wird bei geneigtem Gelände auf die Dammitte oder die Seite der höchsten Böschung bezogen, die Breite wird für die Dammkrone und Dammsohle (-fuß) getrennt angegeben. Die Dammachse verläuft in Richtung des Dammes in der Dammitte. Der Dammfuß bildet die Verbindung des Dammes an seiner Sohle (Basis) mit dem Untergrund und wird meist zur besseren Gleitsicherheit in geneigtem Gelände besonders verzahnt. Die Breite schwankt je nach den Verkehrszwecken und -ansprüchen. Die Dammkrone nimmt den Oberbau (die Decke) auf und läuft in geraden

Strecken bei geneigtem Gelände bzw. in Kurvenstrecken im ebenen Gelände nicht mit der Dammsohle parallel. Der Dammquerschnitt wird zum unregelmäßigen Viereck.

#### 4. Der Böschungswinkel.

Die Neigung der Böschungen wird nicht in Winkelgraden sondern durch Verhältniszahlen der Höhe zur Breite der Basis ausgedrückt, wobei die Breite der Basis als Einheit angenommen wird. Man bezeichnet sie dann entweder als ein-, anderthalb-, zweifüßig usw. oder gibt die Maßzahlen 1:1, 1:1½, 1:2 usw. an. Unter dem sog. „natürlichen Böschungswinkel“ versteht man den Winkel, der sich aus der Neigung der Böschungen gegen die Horizontale an lose geschütteten Sanden einstellt und gleichzeitig eine Gleichgewichtslage der äußeren, an den Böschungen abgelagerten Massen darstellt. Für Schüttungen nicht-sandig-kiesiger Art gibt es keinen bestimmten Böschungswinkel im Gegensatz zu den Angaben vieler Lehrbücher. Es ist deshalb falsch zu sagen, daß es für jede Bodenart in ihrem normalen Zustand eine gewisse Neigung gibt, den sog. Ruhewinkel, nach welchem sich die Böschungen auf natürlichem Wege von selbst einstellen. Es fehlt jede klare Begriffsbestimmung für den normalen Zustand, da jedes Gestein das Ergebnis verschiedener Kräftewirkungen und Spannungsverhältnisse in der Natur ist und sich deshalb auch bei gleichartiger stofflicher Beschaffenheit verschieden verhalten wird und muß. Nur die Sande machen darin eine Ausnahme.

Sind so die Grundformen des Damms seit erdenklichen Zeiten unverändert geblieben, so gilt dies auch für die Baustoffe, nicht aber für deren Auslese und stofflich-technische Behandlung, wie im folgenden gezeigt werden soll.

### Dritter Abschnitt.

## Die Dammbaustoffe.

### Grundsätzliches.

Ein Baustoff ist in bezug auf seine Eignung bei den genormten Baustoffen wie bei den im Dammbau verwendeten Gesteinsmassen gleich der Summe der Eignungsgrundlagen und -bedingungen seiner Einzelteilchen.

Solange deshalb die Beschaffenheit des Materials nicht geklärt ist, kann von einem planmäßigen Bauen nicht gesprochen werden. Dieser für die Kunstbauwerke maßgebende und entscheidende Gesichtspunkt scheint bisher im Dammbau nicht folgerichtig angewandt worden zu sein, obwohl doch gerade hier das Bauen durch die fast ausschließliche Verwendung des sog. „Gesteinsausschusses“ sehr erschwert ist.

Es ergibt sich zunächst die wichtige Frage:

*Welche Gesteine kommen als Schüttmassen in Betracht?* Man muß zugeben, daß bisher eine gewisse willkürliche und infolge rein gefühlsmäßiger Erwägungen oft nicht richtige, einseitige Auslese getroffen wurde. Auch verursachten gelegentlich die auf falschen Forschungsergebnissen fußenden Angaben Fehlentscheidungen. So war es bisher verpönt, lehmige Böden als Dammbaustoff zu verwenden, und noch in den ersten Ausschreibungsunterlagen für die Erdarbeiten der Reichsautobahnen findet sich das Verbot, Löß, angewehten Staub, in Dämme

einzubauen. Möglicherweise hängt diese Entscheidung damit zusammen, daß nach dem Urteil namhafter Geologen Löß<sup>1</sup> und Lößlehm, selbst in tonreicher Zusammensetzung und bei verhältnismäßig geringer Wasserkapazität, zum Dammbau nicht geeignet sind und ihre Verwendung bei jeder Art von Dämmen ausgeschlossen ist.

Hätte man diese gutachtlichen Äußerungen befolgt, dann wären in vielen Gegenden Deutschlands Dämme nur unter ungeheurem Kostenaufwand möglich gewesen. Demgegenüber sind Dämme von mehr als 14 m Höhe aus fast reinem Löß geschüttet worden, diese haben sich bisher ausgezeichnet bewährt. Diese Tatsache und Erfahrung rührt an die weitere außerordentlich wichtige Frage:

*Welche Bedingungen sind an die Brauchbarkeit eines Gesteines als Dammbaustoff geknüpft?* Darauf ist zunächst zu antworten, daß sich die meisten Mißerfolge im Dammbau nicht wegen der grundsätzlichen Unbrauchbarkeit der verwendeten Gesteine, sondern wegen der Mißachtung der besonderen Eigenschaften der Massen zugetragen haben. Das besondere an den Schüttstoffen des Dammbaus ist ja die Tatsache, daß irgendwelche Normen oder quantitative Unterschiede mit Bezug auf ihre Eignung als Dammbaustoff nicht bestehen. Obige Fragen lassen sich daher zunächst nur sehr allgemein beantworten: Jeder Dammbaustoff soll sich wie bei jedem Kunstbauwerk nach seinem Einbau nicht mehr verändern können. In dieser Antwort ist die Frage für die weitere Einteilung und Unterteilung der verschiedenen Gesteine sowie für die ihren Eigenschaften entsprechende Dammbautechnik enthalten.

*Die Einteilung der Gesteine als Dammbaustoffe.*

Auf Grund der Veränderlichkeit der Gesteine müssen die natürlichen Dammbaustoffe in folgende drei Gruppen unterteilt werden:

*Gruppe a:* Diese Gesteine sind unter den jeweils herrschenden klimatischen Verhältnissen unveränderlich und deshalb für den Dammbau jederzeit ohne weiteres geeignet.

*Gruppe b:* Diese Gesteine wechseln ihre Eigenschaften mit den klimatischen Zuständen und sind deshalb nur unter bestimmten Voraussetzungen im Damm einzubauen.

*Gruppe c:* Diese Gesteine sind unabhängig von den klimatischen Wechselfällen unter allen Umständen unbrauchbar.

Zu den Gesteinsgruppen a und b gehören sämtliche anorganischen Gesteine mit Ausnahme der wasserlöslichen Salze. Die Gruppe c wird von den organischen Ablagerungen: Torf, Faulschlamm, Holz, kurzum allen pflanzlichen (organischen) Stoffen gebildet, die durch Fäulnis, Inkohlung und Zersetzung ihr Volumen und ihre Festigkeit auch unter Luftabschluß verändern und in der Regel verlieren können. Die Verwendung humushaltiger Böden ist indessen völlig bedenkenlos, eine in der Praxis oft falsch bewertete Tatsache.

Aus dieser Zweiteilung und Gruppierung der verwendbaren Gesteine ergibt sich zunächst, daß im neuzeitlichen Straßenbau mit seinen erhöhten Festigkeitsansprüchen gerade die Stoffe eingebaut werden können, die man früher für die weniger beanspruchten Dämme glaubte ablehnen zu müssen. Die Gründe hierfür liegen nur in der grundverschiedenen Dammbautechnik gegenüber früher, die sich jetzt auf die Erkenntnisse der Bodenmechanik stützt.

<sup>1</sup> Eine kurze Darstellung der wichtigsten Baustoffe des Erdbaues findet sich auf S. 173 ff.

Sind somit alle anorganischen Gesteine für den Dammbau geeignet, so müssen doch die Gruppen a und b infolge ihres verschiedenen Verhaltens zu Wasser und ihrer Empfindlichkeit gegen Witterungseinflüsse scharf geschieden und näher beschrieben werden. Die Stoffe beider Gesteinsgruppen sind im Damm im wesentlichen unveränderlich, soweit sie sich einbauen lassen. Es muß ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß der Zustand eines Gesteins in seiner natürlichen Ablagerung keineswegs entscheidend ist für die Beantwortung der Frage: Ist ein Gestein brauchbar oder nicht? Z. B. ist ein Ton im Fließzustand nicht für einen Damm zu verwenden, dagegen als trockene Erdscholle ohne weiteres. Diese Tatsache ist von weittragender Bedeutung für die Praxis, da dadurch hohe Kosten für übereiltes Massenaussetzen gespart werden können. Immerhin geben folgende Äußerungen einen klaren Beweis der im allgemeinen oft skeptischen und falschen Einstellung des sog. Praktikers zu diesen Problemen. Bei Ton wurde beim Erweichen ein Auseinanderfließen des Dammes, bei Lößlehm ein schwammförmiges Aufquellen unter Wasserzutritt befürchtet. An anderen Stellen wurde die Ansicht geäußert, daß harte ausgetrocknete Tonschollen nicht richtig eingebaut werden könnten oder daß die Zähigkeit eines Tones die Setzungserscheinungen verschleppen könnte. Es wurde ferner der Standpunkt vertreten, daß der Boden nur auf dem Umwege eines breiförmigen Zustandes in ein dichtes Gefüge gebracht werden könnte, der aber die Dammausführung ausschliesse. Diese Ansichten ernst zu nehmender Praktiker bestätigen aufs eindringlichste, welche verschwommenen und falschen Vorstellungen über das Verhalten der verschiedenen Gesteine bestanden und vielfach noch bestehen.

Die neuzeitliche Dammbautechnik hat zur Genüge bewiesen, daß man auch den zähesten Ton wirkungsvoll einbauen kann, wenn er nur bis zu einem gewissen Grade ausgetrocknet ist.

*Worin unterscheiden sich die beiden Gesteinsgruppen?*

Um es vorweg zu nehmen:

Die Beantwortung dieser Frage gibt dem Bauingenieur die Möglichkeit zu entscheiden, wie er die verschiedenen Dammbaustoffe den wechselnden Wetterverhältnissen anpassen muß und wann er am besten seinen Damm schüttet. Zur Klärung dieser für die Baupraxis im allgemeinen und für den Dammbau im besonderen ungemein wichtigen Fragen sind zunächst einige gesteinskundliche Erörterungen anzustellen, die das Verständnis über das Verhalten der natürlichen Gesteine als Baustoff grundsätzlich vermitteln.

## **1. Geologisch-petrographische Grundlagen der natürlichen Gesteine. Die festen und pseudofesten Gesteine.**

Die Entstehungsgeschichte drückt jedem Gestein ihren besonderen Stempel auf. Es ist deshalb nötig, die Gesteine entstehungsgeschichtlich zu deuten; denn auch die physikalischen Eigenschaften sind nur ein Spiegelbild dieser Bildungsgeschichte. Zum besseren Verständnis dieser Tatsachen müssen in aller Kürze die wichtigsten Merkmale der geologisch-petrographischen Entstehungsgeschichte der Gesteine dargestellt und anschließend auf bodenphysikalischem Wege im einzelnen begründet werden.

*Man kann sämtliche Gesteine der festen Erdrinde grundsätzlich in die beiden großen Gruppen der festen und pseudofesten Gesteine einteilen.*

### a) Die festen Gesteine.

In der Entwicklungsgeschichte der Erde sind Epochen revolutionärer Bewegungen zu verzeichnen, in denen unter ungeheueren gebirgsbildenden Vorgängen alle kristallinen Gesteine aus dem glutflüssigen Magma erstarrten. — Während der Gebirgsbildungen wurden frühere Sedimente in feste kristalline Schiefer umgewandelt. Zu den ersteren Gesteinen, die zugleich die erste Untergruppe bilden, gehören alle sog. Tiefen- und vulkanischen Gesteine, die als feste, d. h. unveränderliche Steine seit den ältesten Zeiten der Geschichte der Menschheit vorzügliches Baumaterial aller berühmten Bauwerke (Pyramiden usw.) geliefert haben und noch liefern: z. B. Granit, Syenit, Porphyr, Basalt, Diorit, Diabas (sog. Grünstein). Ferner sind hierzu die festen Brekzien und Tuffgesteine zu zählen, während die andere Untergruppe von Gneis, Glimmerschiefer, Granulit, Fruchtschiefer sowie anderen Kontakt- und kristallinen Schiefen gebildet wird.

Zu den festen Gesteinen sind außerdem eine Reihe aus wässrigen Lösungen unter Mitwirkung von kalkabscheidenden Tieren entstandene Gesteine zu rechnen, z. B. die tonfreien bzw. tonarmen Kalksteine und Dolomite, ferner die Sandsteine (u. a. die berühmten Quadersandsteine, Buntsandsteine). Unberücksichtigt bleiben die wasserlöslichen Salze.

### b) Die pseudofesten Gesteine.

Die Glieder dieser zweiten großen Gruppe der natürlichen Gesteine sind in Perioden erdgeschichtlichen Niederganges entstanden. Auch wenn sie nachträglich nur mechanisch (durch Druck) verfestigt wurden und so zunächst einen unveränderlich festen Zustand als frisches Gestein vortäuschen können, sind sie im Sinne des Bauwesens keine festen Gesteine, was schon darin zum Ausdruck kommt, daß sie als Baumaterial keine Verwendung finden. Zu den verfestigten Gesteinen gehören alle Schiefergesteine, wie Tonschiefer, Alaun-, Graphit-, Hornblende- und z. T. Phyllitschiefer sowie Grauwacken und Quarzitschiefer. Bei den letztgenannten Gesteinen handelt es sich um Schieferarten, die vielfach durch gebirgsbildende Vorgänge oder unter dem Einfluß magmatischer Vorgänge einen festen, kristallinen Charakter erhalten haben. Die gesteinsbildenden Komponenten sind aber in dieser Gefügeanordnung oft wenig widerstandsfähig. Deshalb können sie in der Regel zu den pseudofesten Gesteinen gerechnet werden. Außer den verfestigten Gesteinen fallen unter diese Gruppe alle sog. bindigen Böden, Schiefertone, Tone, Lehme (Löß-, Au-Gehänge-, Verwitterungs-, Tal-, Geschiebelehm), Löß, Mergel, Letten, überhaupt alle Gesteine: Steine und Erden, die einen bestimmten Gehalt wasserempfindlicher Substanz besitzen. Sie kommen in fast allen Perioden der älteren, mittleren und neueren Erdgeschichte vor. Sie können ebenfalls außerordentlich fest erscheinen, z. B. der Pläner (Kreidemergel) oder Letten, an der Luft zerfallen und zerfließen sie bei Wasserzutritt sehr schnell. Von den künstlichen Gesteinen gehören die unter dem Namen „Zerfallschlacken“ bekannten kalkreichen (mehr als 45% CaO enthaltenden) Hochofenschlacken in diese Gesteinsgruppe.

Die natürlichen Gesteine dieser Gesteinsgruppe sind durch Zerstörung ursprünglich fester Gesteine entstanden und liegen als Zwischenprodukte (Mischgesteine) oder in völlig zersetzter Form als Lehm oder Ton (Böden) vor.

Da diese Gesteine, wie bereits angedeutet, meist einen sehr festen, unveränderlichen Zustand vortäuschen und ausnahmslos fest erscheinen können, werden sie als *pseudofeste Gesteine* bezeichnet. Der Name pseudofestes Gestein besagt nichts anderes, als daß diese Gesteine durch klimatische Einflüsse ihre Festigkeitswerte ziemlich rasch verändern und verlieren können, d. h. sie lösen sich auf.

In dieser grundsätzlichen Zweiteilung sämtlicher fester und loser Gesteine — die Gegenstand einer besonderen Bearbeitung sind — wird ein neuer Weg zur Klärung der technischen Gesteinskunde beschritten, der auf allen Gebieten des Bauingenieurwesens, im Baufach und Bergbau, eine grundsätzliche Einteilung der Gesteine für alle praktischen Bedürfnisse ermöglicht. Die bisherige von TERZAGHI eingeführte Einteilung in (bindige) und (nichtbindige) Böden erstreckt sich nur auf die losen Gesteine und Böden, d. h. auf die Gesteine einer bestimmten Kornzusammensetzung und -größe. Insofern fehlt in gewisser Hinsicht die Universalität, die sich gerade im Dammbau als empfindliche Lücke bemerkbar macht. In der Zweiteilung der Gesteine in feste und pseudofeste Gesteine erscheinen die losen bindigen bzw. nichtbindigen Böden als Untergruppen der pseudofesten bzw. festen Gesteine.

Um falschen Ansichten entgegenzutreten, muß betont werden, daß es — wie auf allen Gebieten der Naturwissenschaften — keine scharfen Grenzen zwischen beiden Gesteinsgruppen gibt, daß vielmehr, wie bei den bindigen und nichtbindigen Böden, besonders in den sedimentären Ablagerungen, alle möglichen Übergänge bestehen.

Ferner muß zur Begriffserklärung „pseudofest“ ausgeführt werden, daß ein Gestein je nach dem Bauzweck sehr verschieden „pseudofest“ sein kann. Entzieht man ein pseudofestes Gestein, z. B. einen Kreidemergel oder die Letten des Rotliegenden, dem Einfluß des Klimas durch Einbau in den Dammkern, dann bildet er ein unveränderliches Baumaterial, während beide Gesteine an der Luft unter Wasserzutritt hochgradig veränderlich sind. Die Gesteinhärte gibt in diesem Zusammenhange, z. B. bei der Gewinnung der Massen, kein Kriterium für die Beantwortung der Frage: ob fest oder pseudofest (vgl. S. 52).

Wenn somit die geologisch-petrographische Beurteilung der Gesteine nur eine allgemeine Unterscheidung gestattet und nicht imstande ist, im einzelnen die Unterteilung nach der Seite der Festigkeitseigenschaften zu ergänzen, so ist damit auch keine quantitative Beurteilung oder gar Normung möglich. Zur geologisch-petrographischen Untersuchungsmethode tritt deshalb zwangsläufig die physikalische Erklärung, die das Verhalten der Gesteine in allen Zustandsänderungen unter Einfluß äußerer Kräfte, besonders des Wassers, darstellt. Es soll gezeigt werden, daß selbst die scheinbar bedenklichsten Gesteine als durchaus brauchbare Stoffe im Damm eingebaut werden können, wenn deren physikalische Eigenschaften bzw. ihr mechanisches Verhalten bekannt ist und dementsprechend berücksichtigt wird.

## 2. Die physikalischen Eigenschaften der Gesteine.

**Grundsätzliches.** Wie eingangs angedeutet, kann man einen Baustoff für einen bestimmten Bauzweck nur dann gebrauchen, wenn seine Eigenschaften im einzelnen bekannt sind. Dies gilt für sein Verhalten im fertigen Bauwerk und noch vielmehr für das während des Einbaues. Deshalb müssen die physikalischen

Eigenschaften als Grundlagen der Gleichgewichtsbedingungen dargelegt werden; denn nur sie bestimmen die Güte, den Wert und die Brauchbarkeit jedes Gesteines.

**Begriffliches. Die Zustandsformen der Gesteine.** In der Natur treten die Gesteine (Steine und Böden) in drei verschiedenen Erscheinungsformen auf:

- a) als Festsubstanz = Einstoffsystem;
- b) als Festsubstanz-Luftgemisch = Zweistoffsystem;
- c) als Festsubstanz-Luft-Wassergemisch = Dreistoffsystem.

In folgenden Ausführungen sollen die physikalischen Eigenschaften der Gesteine unter Berücksichtigung der drei verschiedenen Zustandsformen behandelt und deren Gleichgewichtszustände unter Einwirkung äußerer Kräftespiele untersucht werden.

### a) Die physikalischen Eigenschaften der festen Gesteine.

#### a.1. Festsubstanz.

Der feste Stoff — als Stoffsystem gedacht — besteht ausschließlich aus rein kristalliner Masse.

**α) Die Scherfestigkeit<sup>1</sup>**, d. h. die wichtigste Eigenschaft eines Gesteines als Baustoff, die die Festigkeit im Einzelkorn oder Mineralverband begründet, wird nur durch die Anordnung der Moleküle, den festen Bauteilen dieses Stoffsystems, bedingt. Die Scherfestigkeit ist die wichtigste physikalische Kennziffer eines Bodens. Man kann im Dammbau im Gegensatz zum übrigen Kunstbau nicht nach den jeweiligen Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeiten der Baustoffe dimensionieren. Die Gesteine werden in buntgewürfelter Zusammensetzung fast jeden Tag und an jedem Ort anders an die Dammbaustelle angeliefert und eingebaut, ohne daß eine Einzeluntersuchung der Bauelemente und eine kunstgerechte Zusammensetzung möglich ist. Zusammengefügt werden sie durch Druck-, Stoß- oder bewegende Kräfte, d. h. sie werden mehr oder weniger im Vergleich zum Stahlbau oder Betonbau lose aneinander gereiht. Die Berührungsfestigkeit, die auf diese Weise erhalten wird, ist somit das Entscheidende für die Festigkeit der Gesteinsteilchen untereinander und damit des Dammes, d. h. der Widerstand gegen Verlagerung, kurz die Scherfestigkeit, die gegeben ist durch den Reibungswiderstand und die Haftfestigkeit der einzelnen Teilchen gegen- und aneinander. Sie bildet den besten und zugleich empfindlichsten Maßstab für die Gefügefestigkeit im Damm. Alle anderen Festigkeitswerte der Stoffteilchen treten demgegenüber zurück.

Somit liegt es im Wesen des Dammbaues, d. h. in der Wahl der Schüttstoffe und in den unterschiedlichen physikalischen Zustandsformen begründet, die Scherfestigkeit als Kriterium für die Güte eines Dammes zu wählen. Die Voraussetzungen und Bedingungen für einen günstigen Scherfestigkeitswert an den verschiedenen Gesteinen werden deshalb zur Grundlage der folgenden Darlegungen der physikalischen Eigenschaften der Gesteine gemacht. Die Moleküle halten sich durch die Wirkung anziehender und abstoßender Kräfte im Rahmen eines Kristallgitters im unveränderlichen Gleichgewicht. Sie begründen die Festigkeit des Stoffes. Die Kraft, mit der die Kristalle ihre Festigkeit wahren, wird von TERZAGHI als „Binnendruck“ bezeichnet und ist gleichbedeutend mit molekularer

<sup>1</sup> Eine Erklärung der wichtigsten bodenphysikalischen und bodenmechanischen Begriffe findet sich auf S. 172/73 ff.

Zerreißfestigkeit, molekularer Kohäsion oder „echter = wahrer Kohäsion,“ im Gegensatz zu der in der Praxis als Kohäsion eingeführten echten Adhäsion. Die wahre Kohäsion ist somit der Wertmaßstab für die Scherfestigkeit des festen Stoffes.

Durch diese eine und entscheidende Eigenschaft wird das physikalische Verhalten fester homogener Gesteine grundlegend bestimmt.

**β) Die Struktur.** Die Formen der Gesteinskörnchen sind verschieden, im allgemeinen ist die rundliche, gedrungene Kornform vorherrschend. Sie besitzt die größten Festigkeitseigenschaften, die für die Ansprüche der praktischen Bedürfnisse nach allen Richtungen hin mehr oder weniger gleichwertig sind. Die gedrungenen Kristalle sind nicht plastisch, sie sind deshalb praktisch nicht verformbar, sie sind auch nicht prebar und wenig elastisch. Stenglige oder schuppige Kristalle dagegen besitzen keine nach allen Richtungen gleichwertigen Festigkeitseigenschaften. Dies gilt für das Einzelkorn wie für das Gesteinsstück. Bei den kristallinen Schiefen z. B. ist die Scherfestigkeit in Richtung der Schichtung bzw. Schieferung am kleinsten, senkrecht dazu am größten.

#### a2. Das Zweistoffsystem: Festsubstanz und Luft.

In der Baupraxis, besonders im Dammbau, werden feste Gesteine niemals lückenlos, d. h. ohne Hohlräume, wie z. B. im Schwarzdeckenbau zusammengefügt. Zumindest ist das Gestein als Zwei-, wenn nicht sogar in zusätzlicher Verbindung mit Wasser, als Dreistoffsystem vorhanden.

In der Natur gibt es zwei Erscheinungsformen des Zweistoffsystems:

*α) die porösen kristallinen Gesteine:* Die Tuffe (z. B. das berühmte Rochlitzer Quarzporphyrtuff, Travertin, Bimstein, Lava usw.) und

*β) die lose aufeinander lagernden Gesteine:* Sande, Kiese, Gerölle, Grand, Gesteinsschutt usw.

**α) Die porösen Gesteine** kann man praktisch zu den festen Gesteinen, d. h. zu dem Einstoffsystem, rechnen; denn sie unterscheiden sich als Baustoff in ihrem physikalischen Verhalten wenig von diesen. Nur lassen sie sich meist leichter bearbeiten. Die Hohlräume beeinträchtigen die Scherfestigkeit für die Zwecke des Bauwesens nicht, da die Einzelkörnchen durch die wahre Kohäsion in einem äußerst festen Gefüge zusammengehalten werden und gleichsam miteinander verschmolzen sind. Somit gelten für sie mehr oder weniger dieselben physikalischen Zustandsbedingungen wie für die festen Gesteine, insbesondere für die Scherfestigkeit.

**β) Die lose Zusammenhäufung fester Gesteine (Sand, Kiese, Grand).** Weit größere praktische Bedeutung besitzen die losen Anhäufungen fester Gesteine im Dammbau, die „nichtbindigen Böden“. Die physikalischen Eigenschaften eines solchen Zweistoffsystems hängen im einzelnen von den Festigkeitseigenschaften der Einzelkörner (Festsubstanz), deren gegenseitiger Anordnung und den an den Berührungspunkten und -flächen wirksamen Kräften ab. Es fehlt bei diesen Gesteinen die echte Kohäsion, das Bindeglied, das der Schüttung eine unveränderliche Starrheit verleihen würde. Ebensowenig haften die Körnchen infolge Mangel an Adhäsion fest aneinander. Sie werden als „nichtbindig“ bezeichnet.

β1. Die Scherfestigkeit als wichtigste Eigenschaft wird durch folgende Tatsachen begründet. Die einzelnen Teilchen berühren sich mehr oder weniger lose und werden durch den Druck und Gewicht der überlagernden Teilchen in

dieser Berührungsfestigkeit zusammengehalten. Diese entspricht dem Reibungswiderstand (Winkel der inneren Reibung) bzw. dem Scherwinkel. Dieser Widerstand ist an den feinkörnigen kleiner als an den groben, an plattigen kleiner als an gedrungenen Gesteinskörnchen. Im übrigen gelten für diese Gesteinsschüttungen dieselben physikalischen Eigenschaften wie für das Einstoffsystem. Sie sind daher nicht plastisch, nicht preßbar und wenig elastisch (Abb. 3). Sie sind aber sehr beweglich. Diese besonderen Eigenschaften spielen in der Dammbautechnik eine große Rolle.

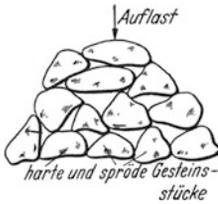


Abb. 3. Harte und spröde Gesteine lassen sich durch Auflast nicht zusammendrücken.

Während der Scherwiderstand im Einstoffsystem von der Art und dem Grade der Beanspruchung fast unabhängig ist, wird die Scherfestigkeit an den Schüttungen loser fester Gesteine im Sinne des Coulombschen Gesetzes von der Belastung (Außendruck und Eigengewicht) (Abb. 4) sowie von der Kornoberfläche (Oberflächenspannung im Zusammenwirken mit Wasser) beeinflusst und ist dem Flächendruck ziemlich proportional. Deshalb gilt in der Praxis der einmal gewählte Böschungswinkel für alle Dammhöhen, da der Reibungswinkel konstant mit der Dammhöhe im bemerkenswerten Gegensatz zu dem der pseudofesten (bindigen) Böden (vgl. S. 36) wächst.

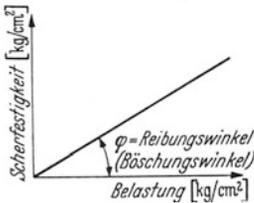


Abb. 4. Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Belastung an losen festen Gesteinen (Sanden).

Für die Größe des Scherwiderstandes ist die Art der Formänderungsarbeit (durch Druck, Stoß, Bewegung) entscheidend. Er ist in jedem Falle um so größer, je dichter die Kornpackung ist.

β2. Die Dichte. Als Maßstab für die Dichte einer Gesteinsschüttung wird der Anteil der Hohlräume entweder auf das gesamte Volumen des Zweistoffsystems = Porenvolumen, oder nur auf die Festsubstanz = Porenziffer bezogen. Das Porenvolumen bzw. die Porenziffer spielt im Erdbau bei der Feststellung der Verdichtung eine nicht unwichtige Rolle. Das Porenvolumen läßt sich sehr einfach nach folgender Formel bestimmen:

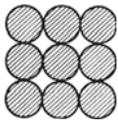


Abb. 5. Loseste Packung kugelförmiger Gesteinskörnchen.

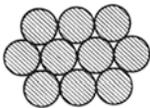


Abb. 6. Dichteste Packung kugelförmiger Gesteinskörnchen.

$$n = \frac{G}{s \cdot V} \cdot 100 \%$$

Darin bedeutet  $n$  das Porenvolumen,  $G$  das Gewicht der getrockneten Probe,  $s$  das spez. Gewicht und  $V$  das Volumen der Probe. Die Porenziffer „ $e$ “ errechnet sich dann aus:  $e = \frac{n}{1-n}$ .

Ausgehend von der Idealform der Körnchen, der Kugelform, hat man zwei Grenzfälle der Dichte zu unterscheiden, die loseste und die dichteste Lagerung. Bei der losesten Packung berühren sich die Kugeln nur in sechs Punkten gegenseitig (Abb. 5). Der Hohlraumgehalt (Porenvolumen) beträgt 47,64 %, die Porenziffer ist entsprechend fast 1. Im Zustand der größten Dichte nimmt das Porenvolumen bis auf 25,95 %, die Porenziffer entsprechend auf 0,35 ab (Abb. 6). Nach TERZAGHI schwankt die Verdichtungsfähigkeit je nach der Beschaffenheit der Körner und Gleichförmigkeit zwischen Grenzen von 0,35—0,7, d. h. um fast 100 %.

Für die Praxis ist es sehr wichtig zu wissen, daß es keine Norm für die größte Lagerungsdichte einer von der Kugelform abweichenden Körnung unterschied-

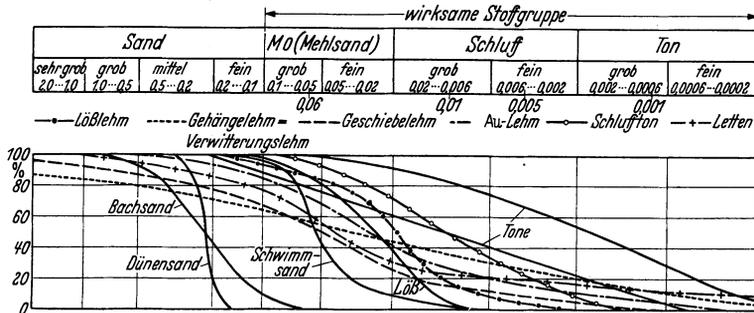


Abb. 7. Kornverteilungskurven bemerkenswerter Böden.

licher Zusammensetzung gibt. Man beschränkt sich deshalb darauf, eine praktisch dichteste Packung herzustellen (z. B. Einschlämmen unter Einrütteln) und den Verdichtungszustand, die relative Dichte bzw. die Verdichtungsziffer  $V_z$  einer

$$\text{Schüttung} = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}}$$

zu bestimmen. Darin bedeuten  $n_{\max}$  das Porenvolumen der losesten Lagerung,  $n_{\min}$  das Porenvolumen der dichtesten Lagerung der Bodenprobe,  $n$  das Porenvolumen der entnommenen, zu prüfenden, natürlichen Probe. Der erhaltene Wert gibt in Hundertteilen zu  $n_{\min}$  die erreichte Verdichtung an.

β3. Die Beziehung zwischen Dichte und Scherfestigkeit. Da es in der Natur niemals völlig gleichförmige Körnungen gibt und auch die gleichförmigsten Gesteine, die Dünsande (Abb. 7), deutlich eine unterschiedliche Kornausbildung und Korngröße erkennen lassen, besagt die Angabe des Porenvolumens (bzw. der Porenziffer) nichts über die

wahre Größe des Scherwiderstandes. Diese Feststellung verdient um so mehr Beachtung, als mitunter versucht wird, daraus Festigkeitswerte abzuleiten. Ebenso wenig bekommt man damit im einzelnen einen Einblick in die Größe des Formänderungswiderstandes.

Man kann nur sagen: Mit der Zunahme der Dichte der Schüttung nimmt die

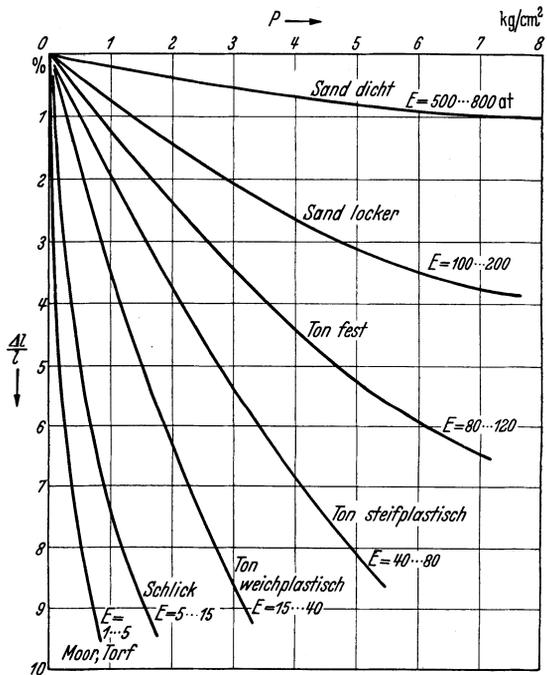


Abb. 8. Zusammendrückungswerte verschiedener Böden.

Anzahl der Berührungspunkte und -flächen, der Reibungswiderstand und damit die Scherfestigkeit zu. Die Schwerpunktlage ist am günstigsten und die Schüttung besitzt den größten Widerstand gegen erzwungene Verlagerung. Aus diesem Grunde ist die größtmögliche Dichte in einer Schüttung derartiger Gesteine anzustreben; denn nur so kann die Stabilität eines Dammes am besten gewahrt bleiben.

Über die Größe des Formänderungswiderstandes unter Druck sind im bemerkenswerten Gegensatz zu den Elastizitätsziffern der festen Baustoffe wenig exakte Angaben bekannt und können nur in weiten Grenzen angegeben werden (Abb. 8). Für Sand schwanken sie bei Druckbeanspruchung und seitlich verhinderter Ausdehnung etwa zwischen 100 und 1000 kg/cm<sup>2</sup>. Im Damm selbst werden derartig hohe Grenzwerte wegen der seitlichen Ausdehnungsmöglichkeit sehr selten erreicht. Es fehlen aber Annäherungswerte über die Größe des Widerstandes gegen Bewegungskräfte (Stoß, Schlag, Erschütterung) an diesen gegen diese Beanspruchung hochempfindlichen Schüttungen.

### a3. Das Dreistoffsystem: Festsubstanz-Luft-Wasser.

Selten trifft man in unseren Breiten lose angehäufte, feste Gesteine im lufttrockenen Zustande an. Etwas Feuchtigkeit ist in der Schüttung stets vorhanden, und dieses „Etwas“ hat einen bedeutenden Einfluß auf die physikalische Beschaffenheit; denn dadurch wird die Oberflächenspannung zwischen den einzelnen Körnern ge-

weckt.

#### α) Das Verhalten zu Wasser.

Der Einfluß von Wasser ist nur auf bestimmte Korngrößen beschränkt; denn die festen Gesteine sind, ihre Eigenart als feste Gesteine kennzeichnend, wasserabweisend. Bringt man einen Tropfen Wasser auf einen Stein, dann behält er seine Tropfenform mit konvexem Meniskus als Zeichen seiner geringen Affinität

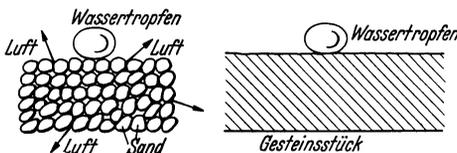


Abb. 9. Beziehung zwischen Wassertropfen und dichtem sowie losem Gestein.

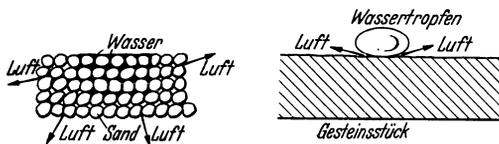


Abb. 10. Im losen Gestein dringt Wasser spontan ein (Oberflächenspannung), im festen Gestein rollt es fast spurlos ab oder verbreitet nur wenig seine Auflagefläche.

viel länger als an Schüttungen feinkörniger Sande bei, an denen sich zunächst auch dieser Meniskus einstellt. Nach kurzer Zeit wird aber das Wasser schlagartig vom Sand aufgesogen, während sich am festen Gestein die Tropfenform nur wenig verändert (Abb. 9 u. 10). Die Oberflächenwirkung feinkörniger Stoffe ist somit verschieden von der größerer Gesteine. Der Benetzungswiderstand beruht darauf, daß zunächst die Lufthülle um die Teilchen verdrängt werden muß. Das Wasser dringt kapillar in den Sand, nachdem es den Benetzungswiderstand überwunden hat. Je größer die Oberflächenentwicklung ist, um so größer ist die Oberflächenspannung, die in der Kapillarität den beredtesten Ausdruck erhält und gleichbedeutend mit Adhäsion ist.

β) Die Kapillarität. Unter Kapillarität versteht man bekanntlich die Erscheinung, daß Wasser sich in feinsten Röhren (Poren) entgegen der Schwerkraft

emporbewegen kann, bis sich ein Gleichgewichtszustand eingestellt hat zwischen dem Gewicht der Wassersäule und der Adhäsionskraft, die auch als Oberflächenspannung bezeichnet werden kann. Herrscht Gleichgewicht, dann besteht die Beziehung  $r^2 \pi h = 2 r \pi \tau$ .

Darin ist  $h$  die Höhe der kapillar hochgesogenen Wassersäule,  $\tau$  die Adhäsion und  $2r$  der Durchmesser der Kapillare (Abb. 11 u. 12). Um die Wirkung dieses Wasseraufstieges genau zu verstehen, muß man bedenken, daß das Wasser sich mit dem Meniskus gewissermaßen an den Rohrwandungen aufhängt und sich dadurch an den Porenwänden emporsaugt. Diese Saugwirkung löst einen Druck auf die Rohrwandungen (Körnchen) einer Schüttung, den sog. Kapillardruck, aus. Infolgedessen werden die Rohrwandungen (Körnchen) gegeneinander gepreßt. Im Sinne des Coulombschen Gesetzes bedeutet dies Zunahme der Scherfestigkeit in der losen Schüttung. Die

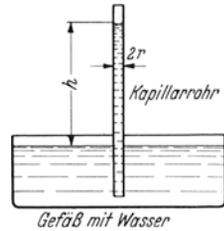


Abb. 11. Verhalten von Wasser in einem Kapillarrohr.

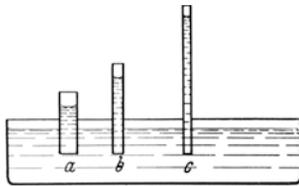


Abb. 12. Verhalten von Wasser in Kapillaren verschiedenen Durchmessers.

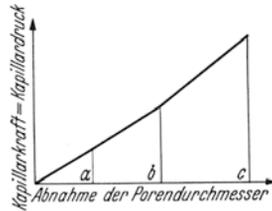


Abb. 13. Schematische Darstellung der Beziehung zwischen Größe der Kapillardruckkraft und des Porendurchmessers.



Abb. 14. Schematische Darstellung der Zunahme der Kapillardruckkraft in Abhängigkeit von der Zunahme der Dichte einer Kornanhäufung.

Oberflächenspannung des kapillar gebundenen Wassers erhöht somit die Festigkeit einer Schüttung (Abb. 13 u. 14). Sie besteht nur solange, als sich in sämtlichen Poren ein Meniskus an den Körnchen bilden kann, d. h. solange als ein Spannungs-

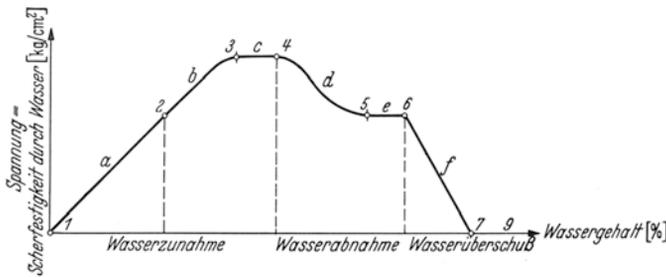


Abb. 15. Schematische Darstellung der Veränderung der Scherfestigkeitsbeziehungen in einer Kornanhäufung fester Gesteine in Abhängigkeit von dem Wassergehalt und seinem Zustand (strömendes und stationäres Wasser). a) 1–2 Wasser durchfeuchtet die Schüttung gleichmäßig durch, so daß das Maximum von Kapillardruckkraft in Punkt 2 erreicht ist. Zwischen 2–3 nimmt der Wassergehalt weiter zu. Wasser fließt durch, bis in Punkt 3 das Maximum von Spannung durch strömendes Wasser erreicht ist. Zwischen 3–4 bleibt das Verhältnis ungestört. Zwischen 4–5 verringert sich der Wasserdurchfluß, um zwischen 5–6 noch eine konstante Spannung durch kapillares Wasser zu besitzen. Zwischen 6–7 nimmt entweder Wasser soweit zu, daß die Reibung völlig aufgehoben wird, oder Wasser trocknet völlig aus, so daß die Scherfestigkeit durch Adhäsion verlorengeht.

gefälle besteht, sie verschwindet beim Austrocknen. Der Sand zerfällt, da die Spannung  $r^2 \pi h$  der Wassersäule wegfällt. Dasselbe tritt beim Überfluten ein (Abb. 15). Die Wirkung der Druckspannung durch Kapillardruck nimmt an

feinkörnigen Sanden zu, während die Scherfestigkeit mit abnehmender Korngröße im trockenen Zustand abnimmt. Um sich von der Größe dieser Kapillarkraft einen Begriff zu machen, sei nur an die Tatsache erinnert, daß der Sand am Mee-

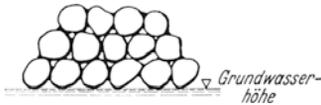


Abb. 16. Schematische Darstellung der Meniskusbildung an den Berührungstellen der Körnerchen, wodurch eine Verketzung der Körnerchen miteinander erfolgt, die Körnerchen haften aneinander.

resstrand so fest zusammengehalten wird (Abb. 16), daß er z. B. in Florida ein ideales Gelände und festen Untergrund für die Autorennen abgibt. Wie sich die verschiedenen Körnungen zur Kapillarität verhalten, ergibt sich aus folgendem Beispiel: Bei groben Sanden ist es für die physikalischen Eigenschaften und ihr Verhalten ziemlich gleichgültig, ob sie trocken oder naß sind. Jedoch werden Sande von 2—0,2 mm Körnung durch strömendes Wasser festgelagert unter Einfluß von Kapillardruck (d. h. Adhäsion). Zwischen 0,2 und 0,02 mm bilden sich im Sande gut wasserhaltende Kapillaren. Darunter nimmt die Kapillarität rasch zu, die Durchlässigkeit aber ebenso stark ab.

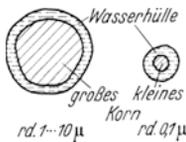


Abb. 17. Schematische Darstellung der Beziehung zwischen Adhäsionswasserhülle und Korngröße gleichartiger Zusammensetzung.

**γ) Die Durchlässigkeit.** Bei groben Sanden bis zu 0,5 mm  $\varnothing$  wird das Wasser spontan abgeben. Dies ist praktisch insofern bedeutsam, als heftige Niederschläge den Dammbau bei derartigen Massen nicht beeinträchtigen können. Die feinen Sande sind weniger durchlässig. 1 cm Wassersäule versickert etwa in 6—10 Sek. Immerhin genügt dies, um eine Feinsandschüttung im feuchten Zustand rasch zu durchnässen und die kapillare Druckspannung auszulösen.

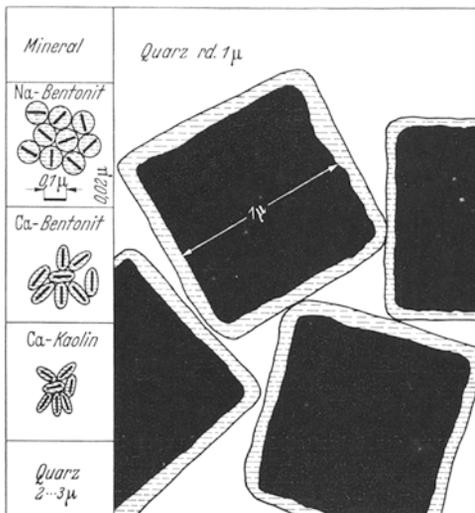


Abb. 18. Schematische Darstellung der Wasserhüllen verschiedener Tonbestandteile und von Quarz nach ENDELL (8).

**δ) Das Adhäsionswasser.** An den feinen Sanden haftet Wasser als feiner Film verhältnismäßig fest (Abb. 17). Man bezeichnet diese Wasserhülle als Adhäsionswasser. Sie wächst mit abnehmender Kornfeinheit und ist von der chemischen Zusammensetzung des Gesteins abhängig. Z. B. ist sie an Quarz bedeutend zarter als an Bentonittonen (Abb. 18). Die Wasserhäutchen, die die Sandkörner umhüllen, üben eine bindende Kraft aus, so daß nasser Sand Verschiebungen einen großen Widerstand entgegengesetzt, der Trägheitswiderstand ist stark gewachsen. Je dünner die Hülle, um so stärker die Wirkung.

Das Wasser der sog. erdfeuchten Sande ist zumeist reines Adhäsions-, weniger Porenwasser. Trotz dieser engen Verbindung sind Festsubstanz und Wasser ziemlich scharf voneinander getrennt (Abb. 17 u. 18).

Beim *Verdunsten* wird auf die Sandkörnerchen der sog. Verdunstungsdruck

ausgeübt, bis der Sand völlig trocken ist. Er entspricht dem jeweils wirksamen Druck.

Über den Einfluß des Wassergehaltes in seiner verschiedenen Größe auf die Dichte eines Sandes ist folgendes zu sagen: Staubtrockener Sand kann etwa 1% seines Gewichtes an Wasser aufnehmen, ohne sein Volumen zu ändern. Bei weiterer Wasserzunahme nimmt das Volumen um etwa 7% für 1% Wasser zu, so daß mit 2% mehr Wasser eine Volumenzunahme von 14% und bei 4% etwas abnehmend, aber immer noch 23% zu verzeichnen sind. Erst bei 14% Wasser ist das ursprüngliche Volumen wieder erreicht.

Aus den bisherigen Ausführungen folgt:

Es ist für die Dammbaupraxis am besten, Sand nur im stark angefeuchteten Zustand einzubauen. Der Wassergehalt soll so groß sein, daß sich um jedes Korn ein Wasserfilm legen kann, der die Nahkräfte (Adhäsion) entwickelt, die die gesamte Schüttung stark zusammenhalten. Auf derselben Erscheinung beruht folgende Tatsache: Nimmt man trockenen Sand in die Hand, dann „fließt“ er breit, feuchter Sand backt unter Druck zusammen. Dieser Wassergehalt ist der Mindestwassergehalt, den ein Sand beim Dammbau aufweisen muß. Bei Erschütterung werden die bewegungsempfindlichen Massen besonders gut zusammen gehalten, die Sande können an der Oberfläche wenig aufgelockert werden, denn hier ist die kapillar zusammenhaltende Druckkraft am stärksten.

ε) **Einfluß klimatischer Veränderungen.** Bei Hitze verdunstet das Wasser aus den Poren, wobei sich in jeder zeitlichen Phase der Verdunstungsdruck ändert. Bei Frost gefriert es darin. Nasse Sande frieren gleichmäßig durch. Eine Verschiebung des Wassergehaltes tritt nur wenig ein. Der Sand erfährt entsprechend der natürlichen Volumenvergrößerung des Wassers um 9% bei einem Porenvolumen von 33% eine Raumausweitung von etwa 3%. Solange das Wasser nicht gefroren ist, kann jeder Sand ohne weiteres geschüttet, eingebaut und verdichtet werden. Aber auch gefrorener, nicht backender Sand (sowie sämtliche anderen festen Gesteine) können geschüttet werden, da das gefrorene Haftwasser keinen schädigenden Einfluß auf den Damm ausübt. Sie können somit zu jeder Zeit in den Damm eingebaut werden. Es sind, kurz gesagt, die besten Schüttmassen. Da ein Wegfließen bei starken Niederschlägen nicht zu befürchten ist, im Gegenteil Wasser zusätzlich zusammenhaltende Kräfte auslöst, ist Wasser ein nicht zu unterschätzendes Hilfsmittel beim Einbau feinkörniger Gesteine unter 2 mm Korngröße, worauf sich seit langer Zeit verschiedene Einbauverfahren gründen.

## b) Die mechanischen Eigenschaften der festen Gesteine.

(Das Verhalten der festen Gesteine gegen trocken-mechanische Kräfte.)

*Grundsätzliches.* „Die mechanischen Eigenschaften eines Einphasensystems (Einstoffsystems) hängen lediglich von den Festigkeitseigenschaften der Einzelkörner, von deren Anordnung im Raum und von den an den Berührungsstellen wirksamen Nahkräften ab“ (10).

Bei einer Dammschüttung werden Massen irgendwo abgetragen und an der geplanten Dammstelle eingebaut. Während der Schüttung lagern sie sich verhältnismäßig lose ab; denn als verdichtende Kraft wirkt lediglich

die Fallhöhe beim Ausschütten und das Gewicht der Schüttmassen. Beide Einflüsse sind aber sehr klein. Die Massen befinden sich deshalb in einem leicht veränderlichen Gleichgewichtszustand und müssen für einen festgefügten Damm umgelagert werden.

Es gibt drei verschiedene Mittel, um derartige lose Schüttungen zu verfestigen:

- b1. die Druckkraft (statische Kraft);
- b2. die Stoßkraft (dynamische Kraft);
- b3. die Bewegungskraft (kinetische Kraft).

Im folgenden sollen die Fragen untersucht werden, wie sich die festen Gesteine gegenüber diesen Kräften verhalten.

### b1. Wirkung von Druckkraft.

Betrachtet man Abb. 3, S. 14 so ergibt sich 1., daß eine Beanspruchung durch Druck wohl die innere Spannung im System der lose angeordneten Gesteinskörnchen erhöht, daß aber eine dichte Lage damit nicht erreicht wird; denn bei genügend großer Reibung, d. h. allseitig guter Verstützung der Gesteinsteilchen untereinander — auch unter Gewölbewirkung — lassen sie sich nicht zusammendrücken. Die Einzelkörnchen sind im übrigen gerade an Sanden und Kiesen so fest oder so klein, daß sie sich nicht zerdrücken lassen. Sie übertragen daher den Druck außerordentlich gut und verteilen ihn so weit, daß er bereits in geringer

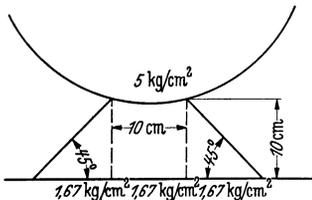


Abb. 19. Beziehung zwischen Walzenwicklung und Boden (Auflagedruck und Druckverteilung).

Tiefe rasch abnimmt, so daß eine Spannung im System in einer gewissen Tiefe kaum noch zu spüren ist. Deshalb können sperrige Gesteine, die leicht Mikrogewölbe in losen Schüttungen bilden, senkrechte Druckkräfte aufnehmen, ohne daß die Hohlräume sich verändern bzw. kleiner werden.

Wie gering die spez. Druckwirkung und -übertragung mit zunehmender Tiefe wird, zeigt deutlich folgendes Beispiel:

Nimmt man an, ein Walzenkörper drücke auf einen einen Meter langen, nur 10 cm breiten Streifen mit einem Gewicht von 5 t (z. B. Tandemwalze von 10 t Gewicht) — fälschlicherweise wird von den Firmen stets ein angeblich sehr hoher Linear- oder Flächendruck für Walzen angegeben — dann ist der spez. Flächendruck unter der Walze bei Annahme gleichmäßiger Druckverteilung  $5 \text{ kg/qcm}$ , aber bereits in 10 cm Tiefe ermäßigt sich der Druck bei einem Druckverteilungswinkel von  $45^\circ$  auf nur  $1,67 \text{ kg/qcm}$  (Abb. 19). Dies ist für eine Dammverdichtung ein sehr niedriger Druck, wenn man bedenkt, daß der Verformungswiderstand an Sanden bei allerdings behinderter Seitenausdehnung  $100\text{--}1000 \text{ kg/qcm}$  beträgt. Es tritt unter diesen Umständen in der Schüttung „Selbstsperrung“ ein, ohne daß sich das labile Gleichgewicht ändert; denn das Höchstmaß an Festigkeit beruht — wie schon ausgeführt — in einer höchstmöglich dichten Packung der Gesteinsteilchen untereinander, die nicht erzielt wird.

Es kommt also darauf an, durch hohe Verlagerungsdichte die Beweglichkeit der einzelnen Gesteinskörnchen gegeneinander zu verhindern. Das kann aber durch Druck nicht erreicht werden, zumal der erhöhte Flächendruck nur für die Zeit der Beanspruchung den höheren Scherwiderstand auslöst und im übrigen das

Gefüge unveränderlich lose bleibt. Wenn aber bereits durch die besondere Kornzusammensetzung der Schüttung eine hohe Verlagerungsdichte gegeben ist, genügt das Andrücken im Sinne eines Anschweißens (vgl. hierzu 14 u. 16).

2. Wirkt eine Komponente des Druckes in einer von der Schwerkraft abweichenden Richtung, wie z. B. bei den Walzen die Resultante der Druckübertragung, dann kann es in einer sehr dünnen Oberschicht zu einer Verschiebung und Verlagerung der Gesteinsteilchen kommen, indem die Reibung der Ruhe durch die horizontale Scherkraft in einer dünnen Schicht überwunden wird (Abb. 20 u. 21), bis das Gleichgewicht hergestellt ist. Eine praktisch wirksame Verdichtung ist aber auch so nicht zu erzielen, im Gegenteil, feine Körnungen weichen infolge ihrer Beweglichkeit leicht aus und machen u. U. (beim Versinken) den Einsatz derartiger Druckgeräte wirkungslos. Es ist wenig zweckmäßig, lose Schüttungen fester Gesteine, angefangen beim Feinsand bis zum groben Felsen, durch Druck zu verdichten, weil eine dichte Packung bei diesen spröden Massen nicht durch Belastung zu erreichen ist. Es ist deshalb auch unwirtschaftlich, diese Kraft einzusetzen, solange nicht abgestimmte Körnungen verwendet werden (wassergebundene Schotterdecke, Teerbetondecke usw.), wo gleichzeitig die Verstützfestigkeit durch besonders gleichmäßige und raue Oberflächen der einzelnen Teilchen gegeben ist (Schotter, Klarschlag, Splitt). Das Andrücken ist hier aber kein Zusammendrücken, sondern ein Verschweißen. Im Dammbau kommen in der Praxis nur sehr selten derartig günstige Gesteinsverhältnisse vor, so daß man einen solchen Einzelfall nur als Ausnahmefall ansehen darf.

#### b2. Die Wirkung von Stoßkraft (dynamische Kraft).

*Begriffliches:* Es soll und muß zwischen „dynamischem“ und „kinetischem“

Kräftepiel unterschieden werden. Man hat darin in der Praxis bisher keinen scharfen Unterschied gemacht. Solange man die verschiedenartige Wirkung der Kraft auf die Schüttung in den Vordergrund stellt und nicht das Mittel, muß man diese klare Scheidung durchführen. Von „dynamischer“ Kraft sollte nur dort gesprochen werden, wo durch unelastische Stoßwirkung Kräfte in erster Linie für Zertrümmerung und Verformung eines Gesteines eingesetzt werden.

Es muß dabei betont werden, daß eine scharfe Grenze zwischen Stoßkraft und Bewegungskraft in diesem Falle nicht zu ziehen ist; denn die Bewegung erfolgt ebenfalls durch Schläge bzw. leichte Stöße, allerdings nur mit dem Ziel der

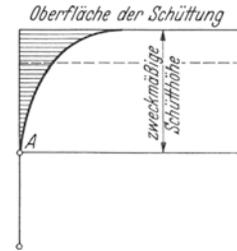


Abb. 20. Schematisches Spannungsdiagramm: Abscheren in der Schüttung bei Einsatz von Walzen.



Abb. 21. Abscheren der obersten Bodenschicht durch Walzen.

Bewegung, nicht der Kornzertrümmerung. Soweit der Stoß infolge der Kornfeinheit nicht imstande ist, eine Zerstörung der Einzelkörnchen zu erzwingen, ist die Kraftwirkung stets eine umlagernde, bewegende, ganz gleich unter welchem Wuchteinsatz und in welchem zeitlichen Wechsel die Stöße erfolgen.

Wendet man diese Unterscheidung praktisch an, dann ist es unzweckmäßig, gedrungene, rollige, gleichförmige, nicht sperrende Gesteine (z. B. Sande und Kiese) durch zerstörende Stoßkraft zu verdichten, sondern nur Schüttungen sperriger Massen, d. h. Gesteine, die in der Schüttung zu gefährlichen Hohlraumbildungen neigen und unter Gewölbebildung ein labiles Gleichgewicht erhalten: kurz alle Gesteine, an denen eine dichte Packung durch andere Kräfte nicht erzielt wird und die Zertrümmerung sperrender Gesteinsteilchen eine wesentliche Vorbedingung für den festen Zusammenhalt der Massen ist. In erster Linie kommen die grobstückigen, schiefrig-felsigen Massen in Frage (Abb. 22). Eine Gefügeverfestigung ist an diesen Gesteinen nur unter Gefügezerstörung der einzelnen Ge-

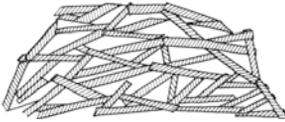


Abb. 22. Schematische Darstellung der sperrigen Anordnung von plattigen Gesteinsteilchen in einer losen Schüttung.

steinsbrocken möglich. Durch die Zertrümmerung werden die Gesteinsteilchen gleichzeitig so fest miteinander verklemmt und verzwickelt, daß die Scherfestigkeit den erforderlichen und bleibenden Wert erhält.

Zerstörung und Verdichtung sind bei diesem Kräfteinsatz untrennbare Begriffe. Der Verdichtungserfolg ist um so größer, je unbeständiger das Gleichgewicht, je sperriger die Schüttung, je größer der Hohlraumgehalt und je geringer die Festigkeit der einzelnen Gesteinsbrocken ist.

Um sich von der Wirkung der Stoßkraft einen Überblick zu verschaffen, seien kurz die Vorgänge und Voraussetzungen einer erfolgreichen Zertrümmerung und Stoßverdichtung dargestellt. Wird ein Massenpunkt „ $m$ “ von einem Stoß getroffen, so würde dieser Punkt in freier Lage eine Beschleunigung erfahren. In der Schüttung kann dieser Punkt dieser Beschleunigung nicht folgen, sondern wird durch die anliegenden Gesteinsteilchen daran gehindert. Je nach der Größe dieser inneren Kräfte (Reibung) und der Massenträgheit der einzelnen Teilchen, die der Beschleunigung entgegenwirken, nimmt die lose Schüttung die Wucht des Stoßes auf, bis die Kraft völlig verbraucht ist. Die Teilchen werden auf Stauchung und Zertrümmerung beansprucht. Der Wirkungsgrad  $\eta$  des Stoßes ergibt sich nach folgender Gleichung  $\eta = \frac{1}{1 + \frac{m}{m^1}}$  und ist somit von dem Verhältnis

der stoßenden Masse „ $m$ “ zu der gestoßenen Masse „ $m^1$ “ abhängig. Es ist zu berücksichtigen, daß die Wucht, ausgedrückt in  $mkg$ , nur durch das Produkt Kraft mal Weg aufgenommen werden kann. Bei plötzlichem Stoß können sich die Gesteinsteilchen infolge ihrer Trägheit nicht ohne weiteres dem Stoß anpassen. Der Weg ist zu kurz, die aufgenommene Arbeitsleistung sehr gering. Dadurch wird die augenblickliche Kraftäußerung des Stoßes sehr groß, die Stoßkraft wird deshalb zur Gefügezerstörung und Zertrümmerung der einzelnen Gesteinsteilchen verbraucht. Als praktische Folgerung ist daraus folgende wichtige Tatsache zu entnehmen: Gleiche Aufschlagwucht entspricht nicht gleichem Verhalten der gestoßenen Gesteinsteilchen, wie die Gleichung zeigt, sondern die Massen müssen

in einem bestimmten Verhältnis zueinander stehen. Die Gesteine müssen also auf die jeweilige Größe der Stoßkraft zwecks wirksamer Verdichtung (gegebenenfalls durch Zerkleinerung) abgestimmt werden.

Mit der Stoßwirkung ist die Erschütterung der Massen als zusätzlicher, weiterer verdichtender Einfluß verbunden, so daß nicht zerstörbare feinkörnige Massen (z. B. Kiessande) allein durch die Stoßerschütterung verdichtet werden können.

Zusammengefaßt kann folgendes gesagt werden: Eine Schüttung aus sperrigen festen Gesteinsteilchen kann nur dann richtig verdichtet werden, wenn die stärksten Kräfte (Stoßkräfte) zur unmittelbaren Zerstörung eingesetzt werden. Außerdem verdichtet die zwangsläufig damit verbundene Erschütterung zusätzlich.

### b3. Die Wirkung kinetischer Kraft (bewegende Kraft).

Das im Betonbau zur Verdichtung hochwertigen Betons übliche Einrütteln mittels hochfrequenter Schwingungen wird neuerdings ebenfalls im Dammbau zum gleichen Zwecke mit großem Erfolge an bestimmten Gesteinen angewandt, nur mit dem Unterschied, daß hier die Scherfestigkeit allein aus dem dichten Gefüge, d. h. ohne Verwendung zusätzlicher Bindemittel erreicht werden muß. Dieses Kräftespiel unterscheidet sich von dem vorhergehenden dadurch, daß grundsätzlich auf jede Zerstörung der Gesteinsteilchen verzichtet wird.



Abb. 23. Schematische Darstellung der plattigen Anordnung von schiefrigen Gesteinen durch einrüttelnde Kräfte.

Bewegungskräfte können deshalb nur dort mit Erfolg angewendet werden, wo gedrungene, feste, aber doch leicht bewegliche Gesteine mit verhältnismäßig geringem technischen Aufwande wirksam verdichtet werden sollen (z. B. Kiese und Sande). Würde man plattige Gesteine einrütteln, dann würden sich die einzelnen Teilchen, der Schwerkraft folgend, unter teilweiser Verminderung der Reibung schuppig übereinander legen, ohne daß dadurch die Scherfestigkeit erhöht würde, im Gegenteil, es würden horizontale Scherflächen entstehen (Abb. 23). Gleichwertige Scherfestigkeit nach allen Richtungen im Damm ist aber die Voraussetzung für ein festes Gefüge. Wohl kann man dabei eine Gewölbebildung in der Schüttung verhindern und ein niedriges Porenvolumen erzielen, niemals aber eine allseitig gleichwertige Verstützungsfestigkeit. Ehe eine derartig schuppige Anordnung der Gesteine erreicht wird, bedarf es eines verhältnismäßig hohen Kräfteaufwandes; denn die sperrenden Teilchen behindern sich in der gegenseitigen Einordnung. Ein durchgreifender Erfolg ist bei stark unterschiedlichen Körnungen sehr in Frage gestellt. Das Hineingleiten feinerer Teilchen in die Hohlräume zwischen den größeren Stücken ist bei einer horizontalen schuppigen Anordnung der Massen sehr schwer möglich, wenn nicht sogar unmöglich, während andererseits bei gedrunghenen Steinen die feineren Teilchen leicht die Lücken zwischen den größeren Körnern ausfüllen, satt schließen können und die Scherfestigkeit in der Schüttung deshalb ungemein vergrößern (Abb. 24).

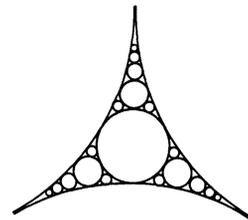


Abb. 24. Dichteste Packung unterschiedlicher kugelförmiger Gesteinsteilchen nach Hertwig (11).

Bei diesem Energieeinsatz erhalten die gedruckenen Gesteinsteilchen eine so günstige und zweckdienliche Verlagerungsdichte im Gesamtverband, die einem Höchstwert von Scherfestigkeit entspricht und für einen Damm völlig ausreichend ist. Eine Lagenveränderung ohne Kornzertrümmerung ist nur möglich, wenn die Reibung durch die Erschütterung (Bewegung) teilweise aufgehoben wird, d. h. die Massen durch Kräfte entgegen der Schwerkraft bewegt werden. Die kinetischen Kräfte bewirken im einzelnen folgendes: Sie lockern durch die Erschütterung das Gefüge der losen Schüttung infolge der meist in rascher Folge aufgezwungenen Schwingungen oder auch Erschütterungen zunächst auf, so daß sich die Gesteinsteilchen in einem gewissen Schwebezustand befinden und sich so unter dem Einfluß der Schwerkraft in eine dichte Packung einregeln können. Dabei lösen sich die einzelnen Körnchen aus ihrem bisherigen Verband, fließen und gleiten unmittelbar in etwaige größere Hohlräume, ohne daß eine schädliche Gewölbebildung möglich ist, vielmehr entsteht ein dichtes Einzelkorngefüge. Eine ähnliche, nur nicht so

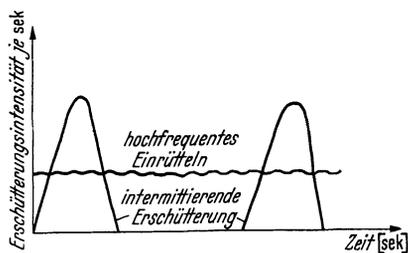


Abb. 25. Schematische Darstellung der Beziehung zwischen Erschütterungsintensität bei intermittierender und harmonischer hochfrequent erfolgender Erschütterung.

tiefgreifende und im Wirkungsgrad dem Kraftaufwand nicht entsprechende Verdichtung erhält man durch Anwendung nicht rhythmischer Erschütterungen (zeitlich unterbrochene Stöße). In diesem Falle hört die Fließbewegung zwischen den einzelnen Stößen auf, die Massen kehren in den Zustand der Ruhe zurück, da ja der Schwingungszustand unterbrochen wird und zwischen jedem Stoß von Null zu einem Höchstwert ansteigt und wieder zu Null abfällt (Abb. 25), d. h.

im Vergleich zu den bei Verwendung rascher periodischer Schwingungen im Fließzustand befindlichen Massen erfahren diese Gesteine hier nach jedem Stoß eine die Verdichtung beeinträchtigende Unterbrechung des Verdichtungs Vorganges. — Beobachtet man die Bewegungsvorgänge an den in rhythmischer, rascher Aufeinanderfolge erschütterten Massen im Dammbau, dann hat man den Eindruck des Zusammenfließens der Massen in die dichteste Packung, ohne sichtbare Anzeichen einer oberflächlichen Auflockerung. Es hat den Anschein, als ob eine Kraft die Massen wie in einen Trichter einsaugt. Das Porenvolumen erhält dabei den kleinsten Wert, die Schüttung ihre größte Dichte und Festigkeit.

Dieser neue Gleichgewichtszustand stellt sich bei gleichförmigen und gleichschweren Körnungen, z. B. an Heide- und Dünenansanden, am schnellsten ein, aber an ungleichförmigen Kiessanden ist er stabiler, da die beweglicheren feinen Sande in die Zwickel zwischen den unbeweglichen schwereren und gröberen Körnungen gleiten und diese ausfüllen. Das Porenvolumen wird kleiner als 25%, die Berührungsdichte und die Scherfestigkeit entsprechend größer als an gleichförmigen Sanden.

Der Erfolg dieses Energieeinsatzes wird im wesentlichen von der Größe, der Dauer und der Art der Erschütterung, der Kornzusammensetzung und der Beweglichkeit der Massen bestimmt. Die Schwingungsauslässe der gleichmäßig im raschen Wechsel erfolgenden Erschütterungen dürfen nicht zu stark sein, damit eine bleibende Auflockerung an der Oberfläche und eine Trennung nach ver-

schiedenen Korngrößen — die schweren unten, die leichteren oben — vermieden wird. Die Auflockerung an der Oberfläche findet allerdings nur in einer dünnen Oberschicht statt, und zwar liegt die Grenze dort, wo die Wirkung der erzwungenen Schwingungen durch das Gewicht der auflastenden Schüttung ausgeglichen werden. Während der ersten Erschütterung ist die Scherfestigkeit in der Schüttung am kleinsten, um von da an stetig zu wachsen (Abb. 26). Die Scherfestigkeit nimmt zu, unterstützt durch Resonanzerscheinungen an der unteren Grenzfläche einer Schüttung, die deshalb in der Tiefe stärker verdichtet werden kann als an der Oberfläche, und die Verdichtung ist dann am größten, wenn Erregerenergie und erregte Masse in Resonanz schwingen. Im Gegensatz hierzu nimmt die verdichtende Wirkung der statischen und dynamischen Kräfte von oben nach unten ab.

Als wesentliche praktische Gesichtspunkte sind folgende kurz zusammengefaßt zu nennen:

1. Druckkraft ist im allgemeinen unzweckmäßig zum Verdichten fester Gesteine und nur beim Andrücken schotterartiger, gleichförmiger, eckig-kantiger Gesteine hoher Reibungsfestigkeit anwendbar.

2. Stoßkraft ist nur dann wirtschaftlich, wenn sperrige und grobstückige Massen zertrümmert werden müssen.

3. Bewegungskraft ist an Massen, die sich leicht bewegen lassen, vor allem an feinkörnigen, nicht zerstörbaren, die durch eine Umlagerung allein das erforderliche Maß an Scherfestigkeit erhalten, vorzuziehen. Deshalb werden die gedrunghenen Steine leichter als eckige und diese leichter als plattige auf diese Weise verdichtet.

#### b4. Das Verhalten der Gesteine gegen naßmechanische Kräfte.

Wasser begünstigt die Verdichtung feinkörniger, fester Gesteine. Es kann ohne und unter Zuhilfenahme zusätzlicher mechanischer Kraft folgendermaßen verdichtend wirken:

- α) statisch (Druck);
- β) kinetisch (Umlagerung, Bewegung);
- γ) statisch-kinetisch mit mechanischen Hilfsmitteln.

a) **Statische Wirkung des Wassers.** Die Schüttung loser und fester Gesteine befindet sich im Zustand der Ruhe. Wasser wird darauf gebracht. Es sickert durch und fließt nach unten ab. Feinste Teilchen der Schüttung werden mitgerissen und in größere Porenräume nahe der Oberfläche eingespült. Die Massen werden aber nur in sehr geringerem Umfang umgelagert. Der Verdichtungsdruck entsteht durch den Kapillardruck des durchströmenden Wassers an den Berührungsstellen der Körnchen. Es wirkt, ohne daß eine Umlagerung in der Schüttung stattfindet. Dieser Vorgang wird deshalb als „statische Druckwirkung“ bezeichnet. Die Zunahme der Scherfestigkeit wird beeinflußt von der Größe der spez. Kornoberfläche (Berührungsdichte) und ist um so größer, je feiner und gleichmäßiger die Massen sind und je dichter das Gefüge in der Schüttung ist. Der Scherwiderstand wird außerdem von dem Sättigungsgrad der Schüttung, dem hydrostatischen Gefälle, d. h. dem Strömungsdruckgefälle beeinflußt und besitzt nur so-

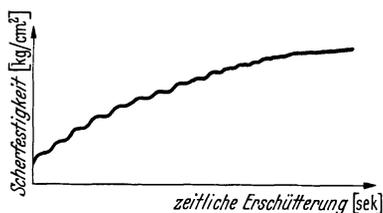


Abb. 26. Beziehung zwischen Zunahme der Scherfestigkeit in einer Schüttung und ihrer zeitlichen Steigerung durch einrüttelnde Kräfte.

lange einen bestimmten Wert, als dieser Spannungszustand an den Berührungstellen herrscht. Schließlich wirkt noch die Gewichtszunahme des Wassers selbst als verfestigender Faktor. Der zusammenpressende Druck sinkt auf einen konstanten Wert herab, sobald das Wasser abgeflossen und die Schüttung nur noch unter der Spannung der Kapillardruckkräfte steht. Er verschwindet schließlich völlig, sobald der Sand wieder ausgetrocknet ist (Abb. 15, S. 17).

Dieses Mittel zur Erhöhung des inneren Gleichgewichtes in einer Schüttung soll zusätzlich verwendet werden, um an der Oberfläche eine Auflockerung beim mechanischen Verdichten zu verhindern. Es kommt in der Regel nur für feinkörnige Sande in Frage. Gegen stärkere Beanspruchungen und Erschütterungen genügen diese kapillaren Druckspannungen nicht und sind im neuzeitlichen Straßenbau als alleiniges Verdichtungsmittel unzulänglich. Dagegen läßt es sich an Staudämmen gut verwenden. In der Praxis nennt man dies Verfahren Einsümpfen. Über die praktische Anwendung vgl. im einzelnen S. 114.

**β) Kinetische Wasserwirkung.** Bei diesem Kräftespiel handelt es sich nicht so sehr um einen senkrechten, sondern vor allem horizontal gerichteten Strömungsvorgang, dem eine Mischung fester Gesteinsteilchen mit Wasser ausgesetzt wird. Die Massen schwimmen im Wasserstrom. Die Reibung der Einzelkörnchen untereinander ist völlig aufgehoben. In diesem Zustand bewirkt der Wasserstrom eine Umlagerung, eine natürliche Einregelung der Gesteinsteilchen in die dichteste Packung. Die kinetische Zugkraft und Einregelungsgeschwindigkeit hängt von der Strömungsgeschwindigkeit, von der Beweglichkeit der Massen, damit vom Verhältnis von Wasser zur festen Masse, dem Druckgefälle, der Kornzusammensetzung und schließlich dem Ablagerungsweg ab. Die Zunahme des inneren Gleichgewichtes wird in doppelter Weise erreicht.

a) durch die horizontale Verfrachtung der Massen, d. h. durch das Fließen von der Kippe zur Ablagerungsstelle im Damm; b) durch das vertikal nach unten abströmende Wasser wie beim Sümpfen, d. h. durch die nach der Ablagerung in den feinen Poren und an den Berührungsflächen der Körnchen geweckten kapillaren Druckkräfte. Beide Vorgänge sind sehr verwickelt und laufen nicht getrennt nebeneinander her, sondern spielen sich gleichzeitig ab. Wesentliche Voraussetzung für den Erfolg eines Verfahrens ist das Bewegungsspiel von der Kippe zur Dammstelle. Ferner spielt die Durchlässigkeit, d. h. die Abströmungsgeschwindigkeit des Wassers eine gewisse Rolle.

Infolge des zusammengesetzten Bewegungsmechanismus (im Sinne von a und b) werden die Gesteinsteilchen fortgespült und fortgerissen. Der Unterschied gegenüber dem mehr als statisches Verfahren zu bewertenden Einsümpfen besteht darin, daß die bewegten, aufgeschlammten, schwimmenden Teilchen durch die Verfrachtung und das gleichzeitige Gefälle sich fest verlagern können. Das Bewegungsspiel ist das Entscheidende und darin liegt der Vorteil und der große Unterschied in der Verfestigung gegenüber dem Einsümpfen.

Diese Art Umlagerung und Verlagerung schafft die günstigsten Bedingungen zu einem dem Kräftezug des abströmenden Wassers folgenden festen und dichten *Einzelkorngefüge*. Somit wirkt auch hier als wesentliches Mittel die kinetische d. h. die bewegende Kraft, die aber im Zusammenspiel mit Wasser viel intensiver als bei der auf trockenem Wege erfolgenden Umlagerung der Massen verdichtet.

Im einzelnen ist folgendes auszuführen:

β1.) **Die Gesteinsmassen.** Die Teilchen lagern sich während des Einspülens dort ab, wo die Schwerkraft größer als die Fließkraft ist. Um deshalb die schädliche Entmischung zu verhindern, sollen in erster Linie gleichförmige Sande (z. B. Dünen sande) eingespült werden. Tonige Partien bleiben aufgeschwemmt und bilden setzungsempfindliche Toneinschlüsse. Jede Entmischung bedeutet dabei eine Verschiebung der Festigkeitseigenschaften und bedingt zugleich ungleichmäßige Scherfestigkeitswerte im Damm.

Eine Aufbereitung (Entmischung) in verschiedene Körnungen muß unbedingt vermieden werden. Diese Gefahr ist bei zu großer Entfernung zwischen Kippe und Ablageplatz im Damm, ferner bei zu geringer Strömungsgeschwindigkeit, bei zu starker Wasserzugabe und zu großer Kornverschiedenheit möglich. Immerhin ist für die Praxis wichtig, daß bei diesem Kräftespiel eine bedeutend bessere Verdichtung und damit stärkere Zunahme der Scherfestigkeit erreicht wird als beim statischen Verfahren. In der dichtesten Lage werden die Gesteinsteilchen durch die kapillaren Druckkräfte wie beim Einsüpfen zusammengepreßt. Dieses Verdichtungsmittel, in der Baupraxis als „Einspül- oder Einschlämmverfahren“ bekannt, galt noch vor kurzem als das beste Verfahren, um bewegliche Massen, vor allem Sande, zu verdichten und hat deshalb eine große Bedeutung gewonnen. Die Verdichtung erfolgt hier im Rahmen der durch Wasser allein möglichen *größten* Wirkung.

Der Erfolg dieses Verfahrens wird von den Vorflutverhältnissen beeinflusst. Es muß unbedingt auf eine gute und rasche Entwässerung, gegebenenfalls durch Gräben längs und außerhalb der Spüldämme, gesorgt werden. Die Dammkrone wird aus trockenen Massen geschüttet, wobei die Massen gleichmäßig abgeglichen werden müssen.

γ) **Die naßmechanische Verdichtung** (Wasser und zusätzliche mechanische Kräfte). Gegenüber diesen beiden Arten der Verdichtung durch Wasser sollen im folgenden andere Kräftespiele besprochen werden, bei denen das Wasser in Verbindung mit mechanischer Energie eine gute Verfestigung der Massen ermöglicht, die noch wirksamer ist als durch Wasser allein.

Folgende Kräftespiele sollen behandelt werden:

γ1. *Beispiel 1. Lose Schüttung beweglicher, fester Gesteine: Wasser fließt von oben nach unten „stationär“, zusätzlich bewegt eine äußere Kraft die Massen gleichförmig durch Einrütteln oder ungleichförmig durch Stampfen.*

In diesem Kräftezusammenspiel wird die bewegende Kraft mit statischen Oberflächenkräften des Wassers vereinigt. Gegenüber dem auf S. 23ff. beschriebenen Verfahren der Lagenveränderung auf trockenem Wege begünstigt der Wasserzusatz von oben die Verfestigung der Massen in folgender Weise: Die Bewegungen der mechanisch bewegten Gesteinsteilchen werden durch die gleichzeitig entwickelten kapillaren Druckkräfte in den feinsten Poren und an den Berührungstellen (Meniskuskraft) gedämpft, insbesondere wird die Auflockerung der Massen an der Oberfläche weitgehend vermieden, da dann die bremsende Kraft (Kapillarkraft) am größten ist.

Für die Größe des Scherwiderstandes ist, wie bereits erwähnt, im einzelnen die Kornzusammensetzung, Kapillarität, Durchlässigkeit, der Wassergehalt, die Art der mechanischen Erschütterung (vgl. S. 24ff.) sowie deren zeitliche Einwirkung ausschlaggebend. Der Wirkungsgrad ist bei rhythmisch, mit hoher Frequenz er-

regten Massen größer als bei stoßweise, d. h. zeitlich unterbrochenen erschütterten Massen (vgl. S. 24). Je dichter sich im Verlauf der Erschütterung die Gesteinsteilchen aneinander lagern, um so größer werden die Haftkräfte des Wassers, um so weniger können sich die einzelnen Teilchen bewegen. Der dichtesten Packung entspricht zugleich der Größtwert an Oberflächenspannung (Abb. 14 S. 17).

*γ2. Beispiel 2. Lose Schüttung beweglicher, fester Gesteinsteilchen; Die bewegende Kraft wirkt von oben, der Wasserstrom dagegen von unten.*

Gegenüber dem vorigen Beispiel beruht der Vorzug in diesem Zusammenwirken von mechanischer Kraft und Wasser darauf, daß das aufsteigende Wasser die Verdichtung, besonders in den unteren Lagen einer Schüttung, begünstigt und erleichtert; denn das Wasser steigt kapillar empor und preßt die sich in den festen Verband einordnenden Gesteinsteilchen durch die Adhäsionswirkung (Kapillardruck, Meniskuskraft) zusammen. Der Trägheitswiderstand wächst von unten nach oben. Dadurch wird die mechanische Einrüttelarbeit erleichtert. Die Verfestigung ähnelt einem von unten nach oben fortschreitenden Setzungsprozeß, wie er in der Aufbereitung bei der naßmechanischen Trennung eine Rolle spielt. Dieses Verfahren ist theoretisch einfach und wirtschaftlich, technisch aber schwierig zu lösen. Im übrigen wird der Erfolg durch dieselben Faktoren maßgebend beeinflusst, die auch die Verdichtung in Beispiel 1 fördern und bedingen.

*γ3. Beispiel 3. Lose, bewegliche, feste Gesteine; Die mechanische Kraft und Wasser sind vereinigt und wirken gleichzeitig von unten nach oben.*

Die stärkste Ortsverlagerung und Verdichtung wird am jeweiligen Einsatzpunkt der Kraft erreicht. Sie kann in den tieferen Lagen insofern besonders wirksam sein, da außer den kapillaren Kräften zusätzlich die Auflast der Schüttung die Massen zusammendrückt. Wenn es gelänge, dieses Kräftespiel an jedem Punkt einer Schüttung gleichmäßig zur Geltung zu bringen, wäre dies der Idealfall einer Verfestigung. Auch hier schreitet die Verdichtung von unten nach oben fort, die Massen fließen von oben in die dichteste Packung.

Zusammenfassend sind folgende praktischen Gesichtspunkte hervorzuheben:

Wasser allein kann nicht die verfestigende Kraft ausüben, die im neuzeitlichen Straßenbau an die Festigkeitseigenschaften eines Dammes gestellt werden. Es ist aber ein unentbehrliches Hilfsmittel überall dort, wo es sich darum handelt, feinkörnige, feste, bewegliche Massen zu verfestigen. Dabei ist theoretisch dem Einrüttelverfahren der Vorzug vor den Stampf- bzw. den Stoßkräften zu geben. Druckkraft ist völlig erfolglos und deshalb unzweckmäßig.

Die technischen Folgerungen für die Praxis sind im einzelnen im Abschnitt 4 dargelegt worden, insbesondere die Beziehungen zwischen Technik, Gesteinsgröße und Schüttungsverhältnissen.

### **c) Die physikalischen Eigenschaften der pseudofesten Gesteine.**

**Grundsätzliches.** Wie bereits früher (vgl. S. 10) angedeutet wurde, gehören zu den pseudofesten Gesteinen alle anorganischen Gesteine der festen Erdkruste, die sich durch den für die Scherfestigkeit maßgebenden Gefügebau und die Kornzusammensetzung, und hier besonders durch den Mangel an grober kristalliner Substanz, im Verhalten als Baustoffe grundlegend von den festen Gesteinen unterscheiden.

Die wichtigste Aufgabe eines erfolgreichen Dammbaus besteht deshalb darin, die Ursachen der pseudofesten Eigenschaften dieser im Dammbau vorherrschenden Stoffe und die daraus für den günstigsten Gleichgewichtszustand maßgebenden Voraussetzungen zu ergründen zu versuchen.

**Geologische Grundlagen.** Geologisch gesehen sind es ausschließlich Gesteine, die als Ergebnisse des Wechselspieles zwischen Stoff und zerstörender Kraft während bestimmter Perioden der Erdgeschichte in mehr oder weniger veränderter Form und Festigkeit als nunmehr pseudofeste, leicht gegen Witterungseinflüsse empfindliche Gesteine vorliegen und sich noch heute überall, vor allem in den Alluvionen der Flußtäler, bilden.

**Geologisches Alter und Widerstandsfähigkeit.** Je höher die geologische Vorbelastung eines Gesteines nach Ablauf eines erdgeschichtlichen Zerstörungsprozesses war oder je höher das Alter überhaupt ist, d. h. je höherem Druck diese Gesteine unter Umständen in der jüngeren Erdgeschichte ausgesetzt waren, um so fester und widerstandsfähiger können sie erscheinen, ohne es in Wirklichkeit zu sein. Z. B. ist ein Tonschiefer, der in den ältesten Zeiten gebildet wurde, meist viel fester als ein ebenso alter, durch Druck unbelasteter, verkitteter Ton, der nur durch Diagenese erhärtet ist. Dieser Ton kann gegen Einfluß von Wasser „an der Luft“ vielleicht länger seine Festigkeit behaupten als der festere Tonschiefer, zumal wenn er mit Schwefelkies imprägniert ist. Ein anderes Beispiel soll diese für Baupraxis ungemein wichtige Tatsache noch mehr beleuchten: Es gibt im mittleren Zeitalter der Erde eisenreiche lettige Sandsteine, die im trockenen Zustande nur als Sprengfels zu gewinnen sind, bei Wasserzutritt sich aber sehr schnell in einen roten Schlamm auflösen. Die jeweiligen Festigkeitswerte eines solchen Gesteins sind somit nicht unveränderlich fest.

#### c1. Die Festigkeitseigenschaften des Einzelkornes.

Um ein Gestein im Dammbau beurteilen und danach die richtigen Dispositionen treffen zu können, müssen die Festigkeitseigenschaften des Einzelkörnchens besprochen werden. — Während am festen Gestein der Kristall oder die festgefügte Kristallstruktur mehrerer Körnchen das unveränderliche Bauelement ist, kann man an den pseudofesten Gesteinen nicht ausschließlich derartig stabile Teilchen beobachten. Ein Gesteinskörnchen kann aus verschiedenartigen feinsten Bauteilchen bestehen, die der Größenordnung nach zwischen der kristallinen und kolloidalen Phase stehen. Diese Grenzzustände sind besonders beachtenswert und sollen deshalb dargelegt werden: *Es gelten zwei wichtige Gesetze:*

a) An jedem kristallinen Körnchen treten von etwa 0,10 mm Größe abwärts stärkere äußere Kräfte in Berührung mit Wasser in Form von Adhäsionswasserhüllen als Folge der Oberflächenspannung (vgl. S. 18) in Erscheinung. Diese beeinflussen das Gleichgewicht im Gestein insofern, als trotz der unveränderlichen, festen Beschaffenheit der Teilchen doch die Festigkeitsverhältnisse im Verband zahlreicher solcher feinsten Teilchen durch die Nahkräfte des Wassers bestimmt werden, wobei das Ausmaß der Affinität zu Wasser bei gleicher Korngröße stark von der chemischen Zusammensetzung abhängt. Sie ist z. B. am Quarz am kleinsten, am Bentonitton am größten (Abb. 18, S. 18).

α) **Das Kolloid**, als physikalische Größenordnung im Sinne von TERZAGHI gesehen, ist deshalb nicht mehr ein einziges festes Bauelement, sondern eine Mischung

von festen Teilchen, dem Dispersoid, in einem flüssigen Stoff, dem Dispersionsmittel. Man kann daher nicht mehr von einem festen für sich allein bestehenden Stoff sprechen, da er untrennbar mit Adhäsionswasser umgeben ist.

Die Zunahme des Wassereinflusses vollzieht sich zunächst unabhängig von den im Stoff begründeten quantitativen Unterschieden. Sie beginnt mit der Adhäsionswasserhülle am Staubteilchen. Die Affinität zu Wasser steigert sich mit abnehmender Korngröße bis zur Tendenz der völligen Verteilung und Auflösung der feinsten Teilchen kolloidaler Größenordnung, indem die stärkeren Wasserhüllen den Abstand der festen Teilchen und damit die instabile Zustandsform eines Gesteins vergrößern.

Die festen Teilchen besitzen in der kolloidalen Größenordnung das ausgesprochene Bestreben zur elastischen Ausdehnung (indem die Wasserhüllen sich verstärken), das einem inneren festen, zusammenhaltenden Kräftespiel wie im Kristallgitter völlig entgegenläuft und aufs allerdeutlichste den pseudofesten Wesenszug dieser Bauelemente in diesem Zustande hervorhebt. Somit ist in dem Bestreben des festen Stoffes zur elastischen Ausdehnung unter Anreicherung von Wasserhüllen und deren zwangsläufiger Folge einer wachsenden Einbuße an Scherfestigkeit durch Abnahme der verdichtenden Nahkräfte, bzw. in der sich steigenden Affinität zu Wasser ein bemerkenswerter und wichtiger Unterschied in den Stabilitätsbedingungen zu den festen Gesteinen begründet. Es fehlt der wasserabweisende Gefügebau und die entsprechende Korngröße. Ausschließlich äußere Zustände und Einflüsse entscheiden über den Wert und die Größe des inneren Zusammenhaltens und Verformungswiderstandes, über die Scherfestigkeit. Die Werte hierfür können zwischen einem bestimmten Höchstwert und Null schwanken.

**β) Die wirksame Stoffgruppe.** Infolge unterschiedlicher Zusammensetzung ist das Verhalten der pseudofesten Gesteine untereinander wie zu den festen Gesteinen sehr verschieden. Bei der großen Verschiedenheit der pseudofesten Gesteine, deren geologischen Erscheinungsformen und Zusammensetzung, ist es eine fast unmögliche Aufgabe, alle diese Gesteine nur annähernd zu beschreiben, um sie unter Berücksichtigung des erdgeschichtlichen Alters systematisch bodenkundlich darzustellen. Ebenso schwierig ist es, einen bestimmten Maßstab für den Begriff „pseudofest“ zu finden. Um indessen gewisse Anhaltspunkte für die besondere Eigenart der pseudofesten Gesteine im Dammbau zu bekommen, kann man, wie etwa beim A. CASAGRANDESchen Kriterium der Frostgefährlichkeit bindiger (pseudofester) Böden<sup>1</sup>, die pseudofesten Gesteine nach dem jeweiligen Gehalt an besonders wasserempfindlichen Feinteilchen beurteilen. Da von ihrem Verhalten zu Wasser auch das der Gesteine im Dammbau abhängt, sollen sie kurz als die „Wirksame Stoffgruppe“ bezeichnet werden. *Die wirksame Stoffgruppe pseudofester Gesteine ist der Anteil an feinsten Stoffteilchen, die durch ihre stärkste Empfindlichkeit gegenüber äußeren Einflüssen des Klimas (Nässe und Trockenheit) das Verhalten der übrigen Teilchen als Baustoffentscheidend beeinflussen.* Dies ist stets der Anteil im Bereich der Mehlsand- (Mo) bis Ton-Teilchengröße (Abb. 7, S. 15), und dabei sind es in erster Linie die quarzfreien Minerale wie Ton (Bentonit) (Abb. 18 S. 18). In der Kornverteilungskurve der Böden ist physikalisch ein wichtiges qualitatives Hilfsmittel für die ungefähre Beurteilung, ob fest oder pseudofest, und auch für den

<sup>1</sup> Das Kriterium der Kornzusammensetzung im Unterschied zum Frostkriterium der Gesteinszusammensetzung des Verfassers. (Vgl. „Der Straßenbau.“ 1. Maiheft 1937.)

Grad der Empfindlichkeit des pseudofesten Gesteins vorhanden. Durch die Sedi-  
mentpetrographie wird das Ursprungsgestein und der chemische Aufbau als ent-  
scheidendes, ursächliches, pseudofestes Merkmal erschlossen. Mit diesem Hilfsmittel  
werden die Schwierigkeiten umgangen, die den Praktiker verleiten könnten, nach  
dem jeweils natürlichen Zustande die Festigkeit eines Gesteins gefühlsmäßig zu  
beurteilen. Da nur die Kornzusammensetzung und der Chemismus der feinsten  
Teile maßgebend ist, spielt das Alter keine Rolle. Da aber die wirksame Stoff-  
gruppe im Verhältnis zur gesamten Kornverteilungskurve und die chemische Zu-  
sammensetzung sehr verschieden sein kann, ist auch das physikalische Verhalten  
der verschiedenen pseudofesten Gesteine wechselnd.

## c2. Das Zweistoffsystem.

Die pseudofesten Gesteine kommen in der Natur in zwei Formen vor:

als Steine: Fest-Luftgemisch als sog. Zweistoffsystem;

als Böden: Fest-Luft-Wassergemisch als sog. Dreistoffsystem.

**Die Steine.** Es handelt sich bei den Steinen um eine mechanische, nicht auf  
molekulare Kohäsion gegründete Vereinigung von Stoffteilchen verschiedener  
Festigkeit. Je feiner die Teilchen in der wirksamen Stoffgruppe und je mehr Ton  
(Bentonit) und Glimmer darin enthalten sind, um so elastischer, biegsamer und  
preßbarer sind sie. Soweit die Bestandteile in kolloidaler Größenordnung vor-  
liegen, ist insbesondere der Charakter des Geles für den Grad der Elastizität ent-  
scheidend. Da ein Gel niemals einen Endzustand darstellt, sondern immer nur  
ein Zwischenstadium zur völligen Auflösung oder zur Rekristallisation verkör-  
pert, ist ein solches Teilchen unbestimmbar in Form, Umfang und Festigkeit. Je  
feiner die Teilchen sind, um so größer sind die Oberflächenkräfte. Sie besitzen  
demzufolge Adhäsionskräfte und können aneinander haften, im Gegensatz zu den  
festen Gesteinen. Trotzdem ist das Gefüge sehr leicht zerstörbar (vgl. S. 41).

**α) Das Gefüge der pseudofesten Steine.** Das im wasserfreien Zustande an den  
Gesteinen vorherrschende Gefüge ist die Einzelkorntextur. Sie kann auch als ver-  
festigte Schlämmtextur bezeichnet werden. In dieser Form stellt sie die dichteste  
Packung pseudofester Gesteine in der Natur dar (Abb. 30, S. 33). Die Einzelteilchen,  
ursprünglich vielfach kugelförmige Kolloide, dann unter wachsender Belastung zu  
linsen- und schließlich zu schuppenförmigen Gebilden verformt, liegen in dich-  
tester Packung aneinander, die aber niemals zu einer derartig dichten Verwach-  
sung wie an den festen Gesteinen führt, sondern nach Maßgabe der Kornzusam-  
mensetzung und des Gehaltes an gröberen kristallinen Körnchen porös sein kann,  
im übrigen aber einen schichtenförmigen Aufbau und Anordnung der Teilchen er-  
kennen läßt. Die Verfestigung erfolgte durch Druck oder durch Altern.

**β) Die Scherfestigkeit.** Trotz lockeren Gefügebaues können die Teilchen sehr  
hart sein und einen hohen Scherwiderstand entwickeln, der an den druckverfestig-  
ten Gesteinen praktisch sehr hoch ist. Die Scherfestigkeit ist verschieden, in Rich-  
tung der Schieferflächen am geschichteten Gestein ist sie kleiner als senk-  
recht dazu. Sie ist aber für die Zwecke des Dammbaues völlig ausreichend und  
wächst wie bei den festen Gesteinen proportional mit Druck und Dichte.

**γ) Das Porenvolumen** ist sehr klein. Die Gesteine ähneln äußerlich sehr den  
festen, sie sind deshalb wenig oder nur sehr schwer verformbar und praktisch nicht  
plastisch. Dadurch unterscheiden sie sich auch von den pseudofesten Böden. Ge-

lingt es, sie in diesem Zustand im Damm fest einzubauen, dann bilden sie einen billigen Baustoff für die Dämme, der für kein anderes Bauwerk so vorzüglich geeignet ist.

d) **Das Verhalten zu Wasser** (vgl. hierzu S. 30). In der wichtigsten Eigenschaft des elastischen Ausdehnungsvermögens ist das Verhältnis zu Wasser, die hohe Oberflächenspannung (Adhäsionskraft bzw. Wasserbindevermögen) und auch die Fähigkeit hoher Oberflächenentwicklung begründet. Derartige Stoffe entfernen sich immer mehr vom Begriff „fest“ und beweisen dadurch aufs allerdeutlichste die Nachteile eines pseudofesten Gesteins unter wechselnden Wettereinflüssen. — Die Teilchen saugen — wie ein Magnet die Eisenfeilspänchen — Wasser an. Wasser zerstört das Gefüge des Feinbaues und vernichtet die Gefügefestigkeit. Der zeitliche Verlauf dieses Vorganges ist von der Feintextur, dem Verhältnis von grobkristalliner zu mikroskopisch feinkristalliner „wirksamer Stoffgruppe“, der chemischen Zusammensetzung beider Gruppen, der spezifischen inneren Oberfläche und von der Dichte der Poren und deren

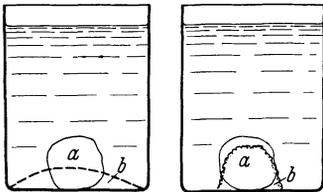


Abb. 27. Schematische Darstellung der Wasser-Wetter-Beständigkeitsprüfung an pseudofesten Gesteinen. Links ein sehr empfindliches, wenig geeignetes Gestein, rechts ein widerstandsfähigeres, besser verwendbares Gestein.

Feinheit abhängig. Kommt ein derartiges feinpores Gestein in Berührung mit Wasser, dann dringt Wasser unter deutlich hörbarem Entweichen der Luft von allen Seiten ein und sprengt die Teilchen auseinander, die sich in einen Schlamm auflösen und nie wieder ein festes Gefüge bilden, wie der Verfasser gelegentlich seiner Arbeiten im Erdbaulaboratorium in Freiberg an einem Lettensandstein feststellen konnte (vgl. Abb. 40 S. 41). Die Adsorption und Kapillarität ist sehr groß, während die Durchlässigkeit entsprechend gering ist. Diese Tatsache ist von un-

gemein wichtiger Bedeutung für die Praxis. Gelingt es doch damit, die Eignung dieser sonst unbrauchbaren Gesteine untereinander zu beurteilen, indem man sie nach ihrem Verhalten (Auflösen) im Wasser unterscheidet (Abb. 27).

Zusammenfassend kann gesagt werden: Die pseudofesten Gesteine bestehen zwar auch aus kristalliner Substanz wie die festen, doch ist diese sehr wasserempfindlich. Der die Gefügefestigkeit bestimmende empfindliche Anteil wird als wirksame Stoffgruppe bezeichnet.

### c3. Das Dreistoffsystem (die pseudofesten, „bindigen“ Böden).

a) **Die Gefügeformen.** Diese Gesteine bestehen aus einer festen, flüssigen und gasförmigen Stoffgruppe<sup>1</sup>. Die in der Dammbaupraxis wegen der Kostenfrage, Massenbeschaffung und Gewinnung wichtigen pseudofesten Gesteine weisen große Unterschiede in ihrem physikalischen Verhalten auf. Die physikalischen Eigenschaften werden in erster Linie von den Gefüge- und den jeweiligen Strukturverhältnissen der einzelnen Bestandteile, ob kantig, schuppig, gedrunken oder stengelig ausgebildet, beeinflusst. Es können folgende wichtige Gefügeformen unterschieden werden:

<sup>1</sup> Statt des verschiedentlich angewandten Ausdruckes „Phase“, wodurch nur der jeweilige Zustand eines bestimmten Stoffes: ob fest, flüssig oder gasförmig, angegeben wird, schlägt der Verfasser die Bezeichnung „Stoffgruppe“ vor.

- $\alpha 1$ . Das Einzelkorn-Schlammgefüge,  
 $\alpha 2$ . das Wabengefüge,  
 $\alpha 3$ . das Flocken- oder Krümelgefüge.

Die Entstehungsbedingungen dieser Gefügeformen. Bei der Entstehung der pseudofesten Gesteine auf sedimentärem nassem Wege unterliegen die einzelnen sedimentierenden Gesteinsteilchen im Verlauf der Ablagerung folgendem Kräftespiel. Zunächst sinken sie im Sedimentationsstrom der Schwerkraft folgend ab (Zustand  $a$  Abb. 28). Am Ort  $b$  entscheidet für die Gefügestaltung das Größenverhältnis von Schwerkraft zur Adhäsionswirkung (Nahkraft). Überwiegt z. B. die Schwerkraft bei größeren Teilchen, dann bildet sich das sog. Einzelkorn- oder das Schlammgefüge, das an festen Gesteinen stets auftritt (Abb. 28 u. 30). Wirken sich aber die Adhäsionskräfte stärker aus, so kann sich ein Teilchen an einem anderen, bereits abgelagerten seitlich anlagern (Abb. 29), ohne daß es zu Boden sinkt. Es unterliegt gewissermaßen einer magnetischen Zugkraft, und zwar wirkt sich diese Kraft um so stärker aus, je feiner die Teilchen sind, wobei der Elektrolytgehalt der Lösung eine Rolle spielt. Dabei entsteht die Flocken- oder Wabentextur.

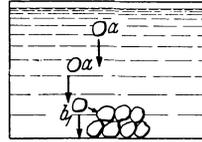


Abb. 28. Darstellung des Sedimentationsvorganges. Die Schwerkraft überwiegt die Adhäsion.

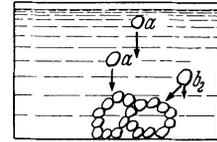


Abb. 29. Adhäsion überwiegt bei der Sedimentation.

$\alpha 1$ . Das Einzelkorn-Schlammgefüge (Abb. 30). Die Teilchen bilden die praktisch dichteste Packung und Gefüge der natürlichen Böden. Diese Textur unterscheidet sich von der der Steine nur durch die lockere Gefügebearbeitung und die Anwesenheit von Wasser. Das Porenvolumen ist am kleinsten. Es schwankt zwischen 20—40%. Der Scherwiderstand ist im Vergleich zu den anderen Gefügeformen unter sonst gleichen Bedingungen am größten. Die Adhäsionskräfte im System während der Sedimentation waren am kleinsten. Als „sekundäres Einzelkorngefüge“ entsteht durch gewaltsame Umlagerung (Gebirgsdruck) eine gepreßte sog. Schiefertextur (z. B. an Letten und Schiefertönen).

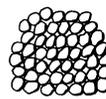


Abb. 30. Das Einzelkorn-Schlammgefüge.

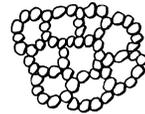


Abb. 31. Das Wabengefüge.

$\alpha 2$ . Das Wabengefüge (Abb. 31). Die einzelnen Teilchen umschließen wie Teile einer Zellenwand größere Poren und besitzen daher ein größeres Porenvolumen als in der Schlammtextur. Die Teilchen können mit Gewölbewirkung um kleine Hohlräume wie die Wandungen einer Wabe gruppiert sein. Dementsprechend ist die Scherfestigkeit geringer als beim Einzelkorngefüge.

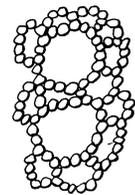


Abb. 32. Das Flocken- bzw. Krümelgefüge.

$\alpha 3$ . Das Flocken- bzw. Krümelgefüge (Abb. 32). In dieser auch Wabentextur 2. Ordnung genannten Gefügegruppierung sind einzelne Zelleneinheiten so angeordnet, daß von ihnen Hohlräume eingeschlossen werden, die größer als die Zelle selbst sind. In diesem in der Natur losesten Gefügeverband, wie ihn z. B. der Löß aufweist, sind die Festigkeitseigenschaften am kleinsten, sofern die einzelnen

Teilchen nicht durch eine besondere Masse verkittet sind. Das Porenvolumen schwankt zwischen 40—60%.

β) Die Wasserführung des Dreistoffsystems. In der Natur kommen diese Stoffe praktisch niemals wasserfrei, wenigstens nicht in unseren Breiten, vor. Wasser tritt im Gegensatz zu den festen Gesteinen in verschiedenartiger und dabei zugleich verschieden fester Bindung an den festen Teilchen auf. Je feiner diese Teilchen sind, um so weniger enthalten die Poren Luft. Man nimmt an, daß in Tonböden sämtliche Poren wegen der Feintextur und der Affinität zu Wasser mit Wasser gefüllt sind. In den lockeren Gefügeverbänden gröberer Gesteine ist zusätzlich Luft enthalten, die die Meniskusbildung an den Grenzflächen zwischen den festeren Teilchen bedingt und die Scherfestigkeit vergrößert. Wasser kann in folgender Form im Dreistoffsystem enthalten sein:

- β1. als Porenwasser,
- β2. als Adhäsionswasser,
- β3. als Kolloidwasser,
- β4. als osmotisches Wasser,
- β5. als Hydratwasser und molekulares Wasser.

Je nach dem Wassergehalt wird das physikalische Verhalten der Gesteine im Gegensatz zu den festen Gesteinen beeinflußt.

β1. Porenwasser. In der losesten und damit beweglichsten Bindung findet sich Wasser als Porenwasser. Es verdunstet rasch und versickert auch ziemlich schnell.

β2. Das Adhäsionswasser. Es ist physikalisch am wichtigsten. Adhäsion bzw. Adsorptionskraft ist gleichbedeutend mit Benetzbarkeit (Hygroskopizität). Infolge der Affinität zu Wasser gruppieren sich Wasserfilme und Hüllen um die Bodenteilchen. Zunächst haftet Wasser bei gröberen Körnchen nur an einigen Punkten, allmählich bildet sich ein feiner Adsorptionswasserfilm, der die festen Stoffteilchen in wechselnder Stärke völlig einhüllt, wodurch die Berührung der festen Teilchen untereinander aufgehoben wird. Der Abstand der festen Teilchen wird durch die Stärke der Wasserhüllen bestimmt. Von den zahlreichen Wassermolekülschichten dieser Wasserfilme und -hüllen ist die innerste am stärksten an den festen Teilchen gebunden, so daß schließlich ein Übergang zum halbfesten Zustand zwischen festem und flüssigem Stoff besteht. Wasser haftet im halbfesten Zustand am Gesteinsteilchen. Praktisch werden die Teilchen von einer von der Größe der Teilchen umgekehrt proportional starken Wasserhülle umschlossen. Das Wasserbindevermögen wächst mit zunehmender Feinheit und hier unterschiedlich nach der chemischen Beschaffenheit (vgl. auch S. 18). Bei der hohen Adhäsionswirkung in der Nähe der festen Teilchen, die nach Ansicht verschiedener Autoren in den Körnungen zwischen 0,0—0,075 und auch zwischen 0,075—0,2 mm Wasser in einen halbfesten Zustand überführt, ist eine scharfe Trennung zwischen Poren- und Adhäsionswasser nicht möglich, da sich der Übergang allmählich vollzieht und äußere Umstände, atmosphärischer Druck und Belastungsdruck, maßgebend hierfür sind. Eine Änderung tritt nur in dem Maße ein, als der wirksame kapillare Druck die Stoffteilchen zusammenpreßt, der bereits bei nicht völlig gesättigten Poren einsetzt und mit der Wasserabnahme wächst.

β3. Das Kolloidwasser. Je niedriger bei gleichem Oberflächenausmaß der Wassergehalt und je feiner die Bodenteilchen bei gleichem Feuchtigkeitsgehalt

werden, um so größer wirkt sich die verfestigende Kraft des in der Hülle gruppierten Wassers aus.

Untergeordnet für die bodenphysikalischen Verhältnisse sind die übrigen Erscheinungsformen des osmotischen, Hydrat- bzw. Molekularwassers ( $\beta 4$  und  $\beta 5$ ). — Das Wasser, das einem Boden bei einem bestimmten Spannungszustand entspricht, ist der sog. „natürliche Wassergehalt“. Er tritt als Poren- und Haftwasser auf. Dieses Wasser entweicht zum größten Teil bei einer Temperatur von  $105^{\circ}\text{C}$ .

$\gamma 1$ ) Die physikalischen Eigenschaften des Dreistoffsystems. Wegen des überragenden Einflusses des Wassers auf die Eigenschaften der wirksamen Stoffgruppe der Steine und der pseudofesten Böden muß bei deren Besprechung von vornherein das Verhalten des Stoffes zu Wasser berücksichtigt werden. Am wichtigsten ist — wie bereits erwähnt — das Adhäsionswasser, das ausschlaggebend die physikalischen und mechanischen Verhältnisse beeinflusst.

$\gamma 1$ . Die Durchlässigkeit beeinflusst den zeitlichen Verlauf des Wasserverlustes im Boden. Sie ist im allgemeinen sehr gering und läßt sich auf mechanischem Wege durch Druck und Bewegung nicht so steigern, daß Wasser schneller entweicht, im Gegenteil, die Durchlässigkeit nimmt dabei ab. Bei einem mechanischen Eingriff vermischen sich beide Stoffgruppen fest und flüssig, so daß infolge der erzeugten hydrostatischen Spannungen die Scherfestigkeit bis zu Null abnimmt. Es bilden sich weiche, gummiartige bis fließgefährliche Stellen in der Schüttung, die eine Rutschgefahr für den Damm bedeuten können. Die Scherfestigkeit wächst infolge der Abnahme der geringen Durchlässigkeit bei Belastungssteigerung sehr langsam.

$\gamma 2$ . Kapillarität. Die Kapillarität ist sehr groß und schwankt in großen Grenzen zwischen wenig Meter und über 100 Meter. Sie ermöglicht beim Wechsel von festen mit nassen Baustoffen eine gleichmäßige Durchfeuchtung der Massen entgegen der Schwerkraft unter allmählichem Ausgleich etwaiger hydrostatischer Spannungen.

$\gamma 3$ . Die Plastizität. Die Grenze, innerhalb der sich pseudofeste Stoffe ohne Volumenveränderung verformen lassen, heißt die Plastizitätsgrenze. Sie wird im einzelnen begrenzt durch den Wassergehalt der Stoffprobe bei der Ausrollgrenze und der Fließgrenze. Die Stoffteilchen gleiten im plastischen Zustande infolge der Wasserfilme bei Druckbeanspruchung aneinander vorbei. Plastische Verformung ist praktisch nur auf die pseudofesten Böden beschränkt. Sie beruht auf der Benetzbarkeit der festen Teilchen und setzt einen bestimmten inneren Gleichgewichtszustand zwischen fester und flüssiger Stoffgruppe voraus. Aus diesem Grunde ist sie an quarzreichen Stoffen, z. B. Lößlehm, geringer als an Tonen. Innerhalb des durch den jeweiligen Wassergehalt bestimmten Plastizitätsgrades — weich bis steif-plastisch — ist der Zusammenhalt bei Beanspruchung im Stoff gewahrt. Die Fließgrenze gibt den Grenzzustand an, bei dem der Wassergehalt so hoch ist, daß die Schwerkraft die Adhäsionswirkung zwischen zwei benachbarten Stoffteilchen überwindet und die Teilchen auseinanderzufließen beginnen. Unter Konsistenz ist der Widerstand gegen Fließen zu verstehen. Sie drückt den Wassergehalt der Plastizitätsziffer aus. An der unteren Grenze, der Ausrollgrenze, verliert der Boden beim Zusammendrücken (mechanischer Beanspruchung) den Zusammenhalt und bildet Risse.

Die Plastizität ist bei gleicher Größe ihrem inneren Werte nach sehr verschieden. Plastische Böden mit Ziffern von 10—30 sind rutschgefährlicher als

solche zwischen 20—70, und diese wieder sind gefährlicher als die zwischen 50—100. Deshalb ist ein Ton mit hoher Plastizitätsziffer, z. B. 50—100, im Vergleich zu Lößlehm mit 10—30 weniger rutschgefährlich (Abb. 33 u. 34).

Die Plastizitätsziffer vermittelt einen rohen Überblick über die Empfindlichkeit der Böden gegen Rutschung. Je niedriger der Wassergehalt ist, um so günstiger ist der Stoff für die sofortige Verwendung als Dammbaustoff, da er hierbei einen zusätzlichen Scherwiderstand entwickelt. Infolge dieser Beziehungen gibt

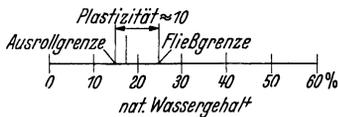


Abb. 33. Plastizitätsziffer an Schluff (Lößlehm).

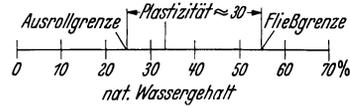


Abb. 34. Plastizitätsziffer an Ton.

die Plastizitätsziffer einen ungefähren Anhaltspunkt für die Beurteilung der relativen Festigkeitswerte und Eignung eines Gesteines für den Dammbau.

$\gamma_4$ . Die Elastizität und Preßbarkeit (Abb. 38 u. 39, S. 37) wird dem Grad nach durch den Gehalt feinsten Tonminerale bestimmt. Der *Verformungswiderstand* vom Ton liegt bei seitlich verhinderter Ausdehnung in den Grenzen zwischen 10 bis 120 kg/cm<sup>2</sup> (vgl. Abb. 8, S. 15).

$\gamma_5$ . Die Scherfestigkeit. *Grundsätzliches*. Die wichtigste Eigenschaft der pseudofesten Böden ist für die Zwecke des Dammbaues, wie an den festen Gesteinen und an den Baustoffen, die Scherfestigkeit. Grundsätzlich ist folgende bemerkenswerte Tatsache vor auszuschicken, die die Bedeutung einer eingehenden Behandlung der wechselnden Bedingungen für den Wert der Scherfestigkeit nachdrücklich begründet.

Die Scherfestigkeit steigt nicht proportional dem Belastungsdruck wie bei den festen Gesteinen. Sie ist zunächst um so größer, je größer die spez. Berührungsdichte der Teilchen untereinander ist — in Folge der an den Berührungspunkten wirksamen Nahkräfte (Adhäsion) — und solange zusätzliches Wasser die Berührungsdichte der Teilchen nicht verändert. Die Teilchen besitzen dadurch eine mehr oder weniger große Haftfestigkeit, die in den losen Schüttungen fester Gesteine nicht in dem Maße vorhanden ist bzw. ganz fehlt. Diese Haftfestigkeit ist eine ihrem Wesen nach auf Adhäsion beruhende Erscheinung, ein Kräftezug, der auf Verschmelzung der Teilchen gerichtet ist. In der Praxis wird diese Eigenschaft, dem Vorschlag TERZAGHIS folgend, „Kohäsion“ genannt. Wird das Gefüge des Bodens zerstört, dann geht ein Teil der Haftfestigkeit, die dem Boden anhaftende „echte“ Kohäsion, verloren. Sie unterliegt dann nur dem Einfluß der umkehrbaren, sog. scheinbaren Kohäsion.

Außer durch die Haftfestigkeit wird der Zusammenhalt durch die innere Reibung bedingt. Diese ist in Folge der Kornfeinheit niedriger als an den festen Gesteinen. Sie ist ferner je nach dem jeweiligen Gefügebau verschieden.

$\gamma_{5a}$ . Die Veränderung der Scherfestigkeit pseudofester Böden. Die Scherfestigkeit kann ihren Wert verändern.

a) Mit Anwachsen des äußeren Druckes erhöht sich die Berührungsdichte und damit die innere Festigkeit. Allerdings nimmt die Scherfestigkeit nicht im gleichen Maße zu; denn bei Zunahme des Druckes wächst der von der Kohäsion abhängige

Teil des Scherwiderstandes nur mit der ersten Potenz (für die Böschungen hoher Dämme wichtig), d. h. geradlinig, während alle anderen Massenkräfte mit der zweiten Potenz anwachsen (Abb. 35 u. 36).

b) Die Scherfestigkeit verändert ferner ihren Wert mit Ab- und Zunahme des Wassergehaltes.

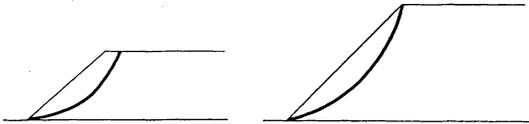


Abb. 35. Rutschsichere Böschung.

Abb. 36. Kritischer Böschungswinkel bzw. Dammhöhe.

Abb. 35 u. 36. Beziehung zwischen Böschungswinkel und Rutschgefahr an pseudofesten Böden.

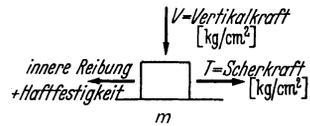


Abb. 37. Schematische Darstellung der Beziehung zwischen Vertikal- und Scherkraft an einem Masseilchen „m“.

$\gamma$ 5b. *Scherfestigkeit und Belastungszustände.* Die Scherfestigkeit wächst nicht unmittelbar mit der Zunahme der Belastung bei wassergesättigten Poren. Um diese Verhältnisse näher darzulegen, muß von obenstehender Abb. 37 ausgegangen werden. Auf ein Stoffteilchen „m“ wirkt ein äußerer Vertikaldruck  $V$ , an diesem Teilchen greift ferner eine horizontale Scherkraft  $T$  an, die das Masseilchen zu bewegen sucht. Gegen das Verschieben, d. h. Abscheren, wirkt die Haftfestigkeit und der Reibungswiderstand, der im wesentlichen proportional dem Vertikaldruck ist. Die Haftfestigkeit wächst ebenfalls durch äußere Kräfte und, wie bereits angedeutet, durch die Kapillardruckkraft der Menisken an den Porenwänden, während an den festen Gesteinen fast nur die innere Reibung des Materials für die Größe der Scherfestigkeit entscheidend ist und die kapillaren Druckkräfte ihr gegenüber zurücktreten.

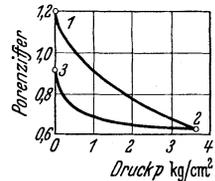


Abb. 38. Schematische Darstellung der Zusammen-drückbarkeit und Schwellfähigkeit eines pseudofesten Bodens bei Belastung und Entlastung.

Nun gilt folgendes Gesetz: Jedem Bodenteilchen kommt eine bestimmte, nur von der jeweiligen Vorbelastung und damit vom Wassergehalt abhängige Scherfestigkeit zu, wie sich im einzelnen nach nebenstehender Abb. 38 ergibt. Diese Abbildung stellt das Druckporenzifferdiagramm eines geologisch unbelasteten (gestörten) Bodens dar: Jedem Gleichgewichtszustand der Belastung entspricht bei gesättigten Poren eine bestimmte Porenziffer, infolgedessen auch ein bestimmter Wassergehalt und damit schließlich ein bestimmter Scherfestigkeitswert. Im Zustand 1 des völlig gestörten Materials, d. h. im Fließzustand, ist er Null. Er steigt bei allmählicher Laststeigerung bis zu einem Punkt 2 an, um bei Entlastung infolge der Druckverfestigung nur um einen bestimmten Betrag am Punkt 3 wieder abzunehmen. Trägt man die entsprechenden Scherfestigkeitswerte im Diagramm auf (Abb. 39), dann erhält man für den Punkt 1 den Scherwert Null, für 2 den größten und für 3 trotz völliger Entlastung einen bestimmten Wert, der

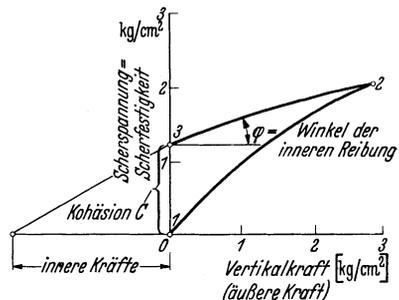


Abb. 39. Darstellung der Veränderung der Scherfestigkeit durch die Zusammendrückung und nach der Entlastung eines pseudofesten Bodens unter Bezugnahme auf Abb. 41.

die gewonnene Kohäsion unter Druckverfestigung darstellt. Dieser wichtige Vorgang wird in der Auswirkung von dem zeitlichen Verlauf der Laststeigerung beeinflusst. Bei rascher Belastung steht das Porenwasser unter einem zusätzlichen Druck, da es sich bei der geringen Durchlässigkeit dem Spannungszustand durch Entweichen nicht angleichen kann. Dieser Zustand hält an, bis der natürliche Wassergehalt erreicht ist, d. h. bis das überschüssige Wasser abgeströmt ist (vgl. hierzu (34) S. 325, Abb. 223). Das Wasser nimmt somit zunächst an der Druckübertragung teil und entlastet die festen Teilchen, die nur *einen* Teil der Last aufnehmen. Dieser Zustand tritt praktisch bei Verwendung zu nasser Massen und schnell anwachsender Dammhöhe ein und ist sehr ungünstig. Die Scherfestigkeit ist im Zustand der Wasserübersättigung geringer als im Zustand des natürlichen Wassergehaltes. Deshalb muß man vermeiden, derartige Massen mit unnatürlich hohem Wassergehalt (weichplastische Massen) im Damm einzubauen, um Rutschgefahren auszuschließen und Setzungen zu verhindern. Über die technische Lösung der Frage vgl. S. 80. Ehe die hydrostatischen, d. h. die der Verdichtung entgegenstehenden Spannungen des überschüssigen Porenwassers in verdichtende Spannungszustände des Adhäsionswassers umgeschlagen sind, vergeht eine Zeit, die im Rahmen eines neuzeitlichen Straßenbaues meist zu lange dauert. Die rutschgefährliche Eigenschaft dieser Stoffe trägt einen Teil Schuld daran, daß man diese Böden früher nicht im Damm verwendete.

Den Böschungen muß bei derartig wechselnden Massenverhältnissen besondere Beachtung geschenkt werden, da der „natürliche“ Böschungswinkel stets vom Gleichgewichtszustand des Stoffes abhängt, d. h. von dem Verhältnis der Beanspruchung des Stoffes im Damm zu dem Scherfestigkeitswert, der dem Zustand des Stoffes, d. h. der Lage im Druckporenzifferdiagramm, entspricht. Bei diesen Stoffen ist es deshalb für die Scherfestigkeit sehr wichtig, auf welchem Teil des Verfestigungszustandes des Druckporenzifferdiagramms er sich vor dem Einbau befindet und ob der Spannungszustand kleiner, gleich oder größer (ungünstiger) wird.

Bei Entlastung, also im Punkt 3, ist das Gleichgewicht zwischen Druck und Wasserbindevermögen gestört. Es entsteht ein Unterdruck, Wasser wird angesaugt, der Boden schwillt. Falls kein Wasser nachströmt, pressen die nunmehr wirksamen kapillaren Druckkräfte die einzelnen Bodenteilchen fester zusammen. Die Scherfestigkeit ist größer als bei natürlichem Wassergehalt. Praktisch löst man dies Problem dadurch, daß man den Boden austrocknen läßt.

Eine Tatsache steht unveränderlich fest: Man kann bei gleichem Material im Gegensatz zu den festen Gesteinen niemals mit gleichen Festigkeitswerten als Grundlage der Stabilität rechnen; denn nach den bisherigen Ausführungen ist das Verhältnis von Wasser zu Stoff und damit die Stellung im Druckporenzifferdiagramm zur tatsächlichen Druckbeanspruchung für die Festigkeitseigenschaften im Damm maßgebend, d. h. je nachdem im Bodenteilchen ein Unter- oder Überdruck in den Poren herrscht, schwankt die Scherfestigkeit. Diese wichtige Tatsache gilt es bei der Beurteilung und dem Einbau dieser Böden zu beachten. Der Betrag der veränderlichen und somit umkehrbaren Festigkeit ist eine Folge des Kapillardruckes auf die verformbaren, elastischen Teilchen und somit eine auf die Oberflächenspannung zurückzuführende Kraftwirkung. Je steiler die Zusammendrückungs- und Schwellkurve ist, um so preßbarer und elastischer ist ein Stoff. Zwischen den

Grenzstoffen, unelastischem Sand und völlig elastischem Schwamm, stehen die pseudofesten Böden.

γ5c. *Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von den Wassergehaltsschwankungen.* Es handelt sich bei diesem Abschnitt nicht um äußere Beanspruchungen, sondern um Vorgänge, die sich unter Ausschluß von mechanischen Kräften abspielen können. Weist die Plastizitätsziffer in ihrem verschiedenen Wert auf verschiedene physikalische Zustandsbedingungen der Stoffe hin, so gewinnen diese Erscheinungen für den Dammbau größte Bedeutung, soweit sich diese Vorgänge unterhalb der Plastizitätsgrenze, also an einigermaßen trockenen Böden abspielen können. Die physikalischen Vorgänge, die den wechselnden Einflüssen des Wassers unterliegen, geben praktisch wertvolle Hinweise für die Brauchbarkeit, Eignung und zweckmäßige Behandlung der pseudofesten Böden im Dammbau. Es soll daher, ohne die Gefügeformen der Böden zu berücksichtigen, die Wirkung des schwankenden Wassergehaltes auf die Scherfestigkeit dargelegt werden.

Oberhalb der Fließgrenze besitzen die Stoffteilchen keinen inneren Zusammenhang. Die Scherfestigkeit ist Null, die Stoffe sind zäh bis leichtflüssig, sie sind in diesem Zustande für den Dammbau unbrauchbar. Die Oberflächenkräfte sind ebenfalls Null. Im plastischen Zustande bedingen die Adhäsionskräfte die Volumenbeständigkeit. Die Scherfestigkeit ist dann im allgemeinen gering. In der Regel besitzen diese Stoffe kein festes Gefüge im Damm, wie die bereits erwähnten gummiartigen Stellen beweisen, die eine unangenehme Erscheinung und Folge örtlich zu hohen Wassergehaltes sind. Sie lassen sich nur mangelhaft — infolge hydrostatischen Überdrucks im Stoffsystem — verdichten. Bei starker Verbreitung können sie im Damm zu Schäden führen und sollten in der Regel durch trockneres Material ersetzt werden.

γ5c1. *Das Schrumpfen.* Sinkt der Wassergehalt unter den der Ausrollgrenze, dann wird bei einem bestimmten Grenzwert die Schrumpfgrenze erreicht. Die Scherfestigkeit wächst hierbei proportional den geweckten kapillaren Druckkräften. Der Boden verkleinert sein Volumen bekanntlich nur bis zur Schrumpfgrenze. Schrumpfen beruht also nur auf Wasserabgabe. Um diesen Vorgang, der für den setzungsfreien Einbau dieser Böden von größter Bedeutung ist, zu verstehen, muß die Wirkung des Wasserverlustes näher dargestellt werden.

In den Poren steht Wasser, das das Bestreben hat, sich mit dem Meniskus auszudehnen. Die konkaven Menisken streben danach, sich gerade zu biegen und üben eine Saugwirkung aus, die einem Druck auf die festen Teilchen entspricht, der gleich dem Kapillardruck ist. Dadurch herrscht am Meniskus ein gewisser Unterdruck. Während nun die Wasserhüllen (Adhäsionswasser) um den festen Teilchen das Bestreben haben, sich einer Gummihülle vergleichbar auszudehnen, stellt sich in den Poren folgendes Gleichgewicht ein: Durch das Bestreben der Menisken, das Wasser nach außen wegzuziehen, wird die kapillare Druckkraft ausgelöst und die festen Teilchen werden zusammengepreßt. Das kapillar gehobene Wasser wirkt bekanntlich wie eine zusätzliche Belastung auf den Boden. Wenn nun Wasser an der Oberfläche des Bodens verdunstet, beulen sich die Menisken nach innen. Der Kapillardruck wird erhöht. Die festen, aber doch in gewissem Umfange biegsamen Teilchen werden aneinandergepreßt. Die spezifische Berührungsdichte wächst. Die Scherfestigkeit nimmt zu. — Dieser Vorgang führt in seinem weiteren Verlauf dazu, daß die Adhäsionswasserhüllen kleiner werden, die inneren Zugkräfte

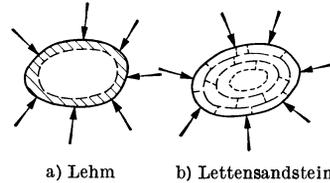
wachsen und die Kohäsion ebenfalls größer wird. — Sobald dieser Kapillardruck von etwa 3—12 at in den Poren die Kapillarität übersteigt, ist die sog. Schrumpfgrenze erreicht. Eine weitere Volumenverkleinerung und Zunahme der Scherfestigkeit ist nur noch bei höheren Temperaturen möglich. Der Kapillardruck ist beträchtlich. Nach FREISSINET a. a. O. ergibt sich bei einer spezifischen Längenänderung  $d$  0,0005 mm vom Zustand der Sättigung  $e_0 = 1$  bis zu einem Zustand  $e_1 = 0,4$  ein Schwinddruck von etwa  $50 \text{ kg/cm}^2$  auf das feste Stoffsystem, ein außerordentlich hoher zusammenpressender Druck, der in dieser gleichartigen Wirkung durch keine noch so hohe statische Belastung erreicht werden kann und auch hier bereits auf die geringe Verwendungsmöglichkeit von Druckgeräten bei derartigen Zustandsformen der Stoffe für die Verdichtung hinweist. — Zwei Vorgänge sind also beim Schrumpfen ausschlaggebend für die Zunahme der Scherfestigkeit: a) der Wasserverlust und b) der Druck auf die Festsubstanz.

γ5c2. *Das Schwellen.* Die hohen Adhäsionsbeziehungen zwischen Wasser und fester Stoffgruppe bewirken, daß die festen Teilchen sowohl schwellen als auch schrumpfen können. Sie sind also nicht volumenbeständig. Taucht man nämlich einen ausgetrockneten Bodenbrocken ins Wasser, dann vergrößert er durch Wasseraufnahme sein Volumen, indem die Adhäsionswasserhüllen an Stärke zunehmen und der Abstand zwischen den festeren Teilchen wächst. Dieser Vorgang wird Schwellen genannt und ist die Umkehrung des Schrumpfens. Die Scherfestigkeit nimmt wieder bis zu Null ab. Die Schwellfähigkeit hat ihre Grenze dort erreicht, wo die Tendenz der unter Anlagerung von Wasserhüllen sich vollziehenden elastischen Ausdehnung durch den Einfluß der Schwerkraft begrenzt wird. — Das Schwellen geht viel langsamer vonstatten als das Schrumpfen. Deshalb ist der Vorgang auf die Zeiteinheit nicht völlig umkehrbar. Ein Stück Ton z. B. kann durch Trocknen bei einem inneren Druck von  $\frac{1}{10}$  at Druck fast augenblicklich zusammengepreßt werden, da an den Porenmündungen ein Kapillardruck von 100 at erreicht und das Wasser bei einem Druckabfall von 100 at/cm schnell aus den Poren herausgepreßt werden kann (10). Wenn man ein Stück Ton ins Wasser legt, wird das Wasser zunächst mit dem entsprechenden Druck angesaugt. Aber der Druck nimmt sehr rasch ab und nähert sich, bevor das ursprüngliche Spannungsverhältnis wieder hergestellt wird,  $\frac{1}{10}$  at. Die große Wassermenge wird bei viel geringerem Druckgefälle bewegt, d. h. besonders langsam. In der Praxis gewinnt diese Tatsache deshalb an Bedeutung, als völlig ausgetrocknete Stoffe nicht bei einem starken Regenguß sofort und völlig erweichen, sondern nur allmählich und in einer dünnen Schicht an der Oberfläche.

Abweichend von den pseudofesten Böden verhalten sich die pseudofesten Mischgesteine, d. h. Mischungen von Böden mit Steinen. Sie unterscheiden sich zunächst insofern im Verhalten zu Wasser, daß sie nicht wie die pseudofesten Böden dem Elastizitätsgesetz vollkommen folgen, das besagt: „Einem bestimmten Spannungszustand entspricht nicht nur ein bestimmter Verformungsweg, sondern auch jedem Verformungsweg ein bestimmter Spannungszustand.“ Lösen sich die pseudofesten Steine im Wasser auf, dann zerfallen sie nach Maßgabe der spezifischen Oberflächendichte verschieden rasch unter Wasser und erhalten auch beim Austrocknen niemals wieder die ursprüngliche Festigkeit. Die inneren Haftkräfte sind bedeutend kleiner, die kapillare Druckkraft wirkt stürmischer, da die Durchlässigkeit größer ist. Die Festigkeitsgrenze ist dort erreicht, wo der Schwelldruck

die Adhäsionsfestigkeit (scheinbare Kohäsion) zerstört. Die festen größeren Teilchen verhindern ein gleichmäßiges Schrumpfen. Zwischen wirksamer Stoffgruppe und Steinen besteht nur ein einseitiges Adhäsionsverhältnis, nicht aber ein Kräftezug zwischen zwei gleichwertigen Teilchen wie im pseudofesten Boden, so daß hierin die größere Wasserempfindlichkeit begründet sein dürfte (Abb. 40) (vgl. S. 32).

Für die Praxis ergibt sich daraus die zwangsläufige Folge, derartige Gesteine dem Zutritt des Wassers keinesfalls solange auszusetzen wie die Böden, da sie nicht im gleichen Maße *regenfest* werden können, wie die Tone oder Lehme durch Austrocknungskrusten. Im gestörten Zustand sind die pseudofesten Böden allerdings ebenfalls sehr wasserempfindlich und müssen deshalb durch sofortigen Einbau, Verdichtung und Glättung dem Einfluß des Wassers entzogen werden. Dann schadet auch einmal ein kräftiger Regen nicht viel; denn, wie ausgeführt wurde, erweicht der Boden durch Schwellen verhältnismäßig langsam, langsamer jedenfalls, als er austrocknet.



a) Lehm      b) Lettensandstein  
Abb. 40. Schematische Darstellung der Auflösungs geschwindigkeit von Wasser am pseudofesten Boden und pseudofesten Mischgestein (z. B. Lettensandstein). Pfeilrichtung: Richtung des angreifenden Wassers.

#### d) Die mechanischen Eigenschaften der pseudofesten Gesteine.

(Das Verhalten der pseudofesten Gesteine gegen trocken mechanische Kräfte.)  
Grundsätzliches.

Im vorhergehenden Abschnitt ist die überragende Bedeutung des Wassereinflusses bei den verschiedenen hydrostatischen Gleichgewichtsbedingungen auf die pseudofesten Böden dargelegt worden. Wie festgestellt wurde, bestimmen die jeweiligen Gehalte an Poren- und Adhäsionswasser die wechselnden Festigkeitseigenschaften dieser Böden (Abb. 41).

Wenn somit in einem ganz bestimmten Verhältnis von Wasser zum Gestein die Voraussetzungen für eine hohe Scherfestigkeit im Gestein begründet liegen, so gewinnt das bodenmechanische Verhalten der Gesteine unter Einwirkung äußerer Kräfte ebenfalls eine große Bedeutung, da diese Kräfte die Scherfestigkeit erhöhen und die Bedingungen und Voraussetzungen für die Vergrößerung der Stabilität durch

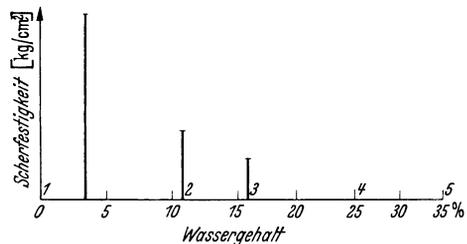


Abb. 41. Schematische Darstellung der Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Veränderung des Wassergehaltes in einem pseudofesten erdigen Boden. 1. Zustand der Schrumpfgrenze, 2. Ausrollgrenze, 3. Plastizitätsgrenze unteres Drittel, Nähe der Ausrollgrenze, 4. Fließgrenze = Scherfestigkeit = 0.

die inneren Kräfte des Systems Stoff-Porenwasser schaffen können. Bereits jetzt steht erfahrungsgemäß fest, daß auf diesen zusätzlichen Kräfteinsatz im neuzeitlichen Straßenbau nicht mehr verzichtet werden kann, um lose geschüttete Massen in kürzester Frist in ein möglichst unveränderliches, dichtes Gefüge zusammenzuschweißen; denn die inneren Kräfte wirken ja nur in Poren vom Durchmesser feiner Kapillaren, die losen Massen weisen dagegen in der Mehrzahl erheblich größere, für die Auslösung kapillarer Kräfte ungeeignete Hohlräume auf.

Folgendes Beispiel möge dies näher erläutern: Nebenstehende Abb. 42 zeigt einen Ausschnitt aus einer Schüttung ausgetrockneter, lose aneinander lagernder, bröckeliger Erdschollen. Die feinen Pünktchen stellen die Poren kapillaren Durchmessers dar. Beim Austrocknen schrumpfen diese Schollen weiter zusammen, die Lücken zwischen ihnen werden größer. Tritt nun Wasser hinzu, so weichen sie auf und bilden u. U. einen Schlamm. Aufgabe des Einsatzes äußerer Kraftmittel ist es, derartige Gefahren zu verhindern. Es muß eine homogene, d. h. gleichmäßig

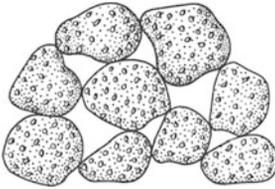


Abb. 42. Darstellung der Anordnung sperrig gelagerter pseudofester Bodenschollen mit groben Poren und feinsten Kapillaren.

dichte Masse geschaffen werden; denn ungleichmäßige (große und kleine) Hohlräume und Lücken sind bedeutend gefährlicher als die feinen, gleichmäßig entwickelten Poren. Diese Poren kapillaren Durchmessers müssen dagegen erhalten bleiben und können auch bei der Feinheit der Stoffteilchen durch äußere Kräfte niemals beseitigt werden (Abb. 43).

Die Bedeutung des Einsatzes äußerer Kraftmittel beruht deshalb in erster Linie darin, ein dichtes Gefüge zu schaffen, um die im Stoff „latent“ vorhandenen Nahkräfte im Sinne einer hohen Verfestigung im Gestein auszulösen, damit die Nahkräfte zusätzlich die Scherfestigkeit erhöhen.

Die bodenmechanischen Eigenschaften der Stoffe, d. h. ihr Verhalten gegen die verschiedenen mechanischen Kräftespiele sollen im folgenden dargestellt werden. Es sind im Zusammenhang damit einige grundsätzliche Voraussetzungen zur Beantwortung der Frage des zweckmäßigen Kräfteinsatzes zu klären: Äußere Kraftmittel können nur dann richtig eingesetzt werden, wenn deren Wirkungsweise und das Verhalten des Stoffes bekannt ist. So darf in den Poren kein gespanntes Wasser anwesend sein. Die Massen müssen sich je nach Korngröße, Zusammensetzung und Wassergehalt in ein festes Gefüge bringen lassen. Die Kraft soll so bemessen sein, daß mit dem kleinsten Aufwand die größte Wirkung im Sinne eines hohen Scherwiderstandes erzielt wird, sie muß auf die Beschaffenheit der Massen

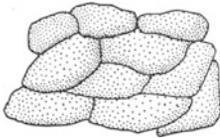


Abb. 43. Völlig dichtes Einzelkorngefüge pseudofester Bodenschollen, die groben Poren und großen Hohlräume sind beseitigt, nur die feinen Kapillaren sind noch vorhanden.

abgestimmt sein.

Bei der fast unendlichen Vielfältigkeit der Gesteine ist auch deren bodenmechanisches Verhalten sehr wechselnd. Dies im einzelnen darzustellen, ist völlig unmöglich. Es sollen daher nur einige für den Dammbau besonders bemerkenswerte Zustandsformen als typische Beispiele herausgegriffen und deren bodenmechanisches Verhalten zu den verschiedenen Kraftmitteln im einzelnen beschrieben werden.

Folgende äußere Kräfte kommen zunächst bei der Erörterung des mechanischen Kräftespiels in Frage:

- d1. der Druck (statisches Verfahren),
- d2. der Stoß (dynamisches Verfahren),
- d3. die Bewegung (kinetisches Verfahren).

Diesen Kräften gegenüber können sich die pseudofesten Gesteine — im Gegensatz zu den festen (vgl. S. 20ff.) — folgendermaßen verhalten:

- a) sie werden zertrümmert, zermalmt (die Steine),

- b) sie werden zertrümmert und verformt (die Mischgesteine, Schiefer, harte Bodenschollen),
- c) sie werden verformt (bildsame Böden),
- d) sie werden eingerüttelt (feinkörnige Steine),
- e) sie weichen aus (weichplastische, flüssige Böden).

Im folgenden werden nur die bodenmechanischen Verhältnisse der Zustände a—d berücksichtigt, e entfällt, da es unmöglich ist, einen festgefügtten Damm aus nur weichplastischen Massen zu bauen. Wie diese gelegentlich auftretenden Massen im Dammbau zu behandeln sind, ist Sache der Verdichtungstechnik und wird im Abschnitt 5 im einzelnen besprochen.

Folgende Gesteinsverhältnisse sollen bodenmechanisch im Wechselspiel mit den drei verschiedenen Kräftewirkungen erörtert werden:

- $\alpha$ ) die Steine,
- $\beta$ ) die Mischgesteine (Böden und Steine: sog. steiniger Boden),
- $\gamma$ ) die harten, ausgetrockneten Bodenschollen,
- $\delta$ ) die weichen, krümeligen Böden.

#### d1. Das Verhalten gegen Druck.

Formänderungsarbeit durch Druckkraft mit dem Ziel einer Vergrößerung der Scherfestigkeit ist nur möglich, wenn sich die Gesteine nach Härte, Lagerung, Gefüge und Wassergehalt zusammendrücken lassen.

$\alpha$ ) **Die Druckwirkung auf die Steine.** Die pseudofesten Gesteine bestehen hauptsächlich aus Schiefergesteinen. Diese lagern in der Schüttung im allgemeinen sehr sperrig. Belastet man eine derartige Schüttung, dann wird der Druck durch viele Einzelteilchen aufgenommen mit dem Erfolg, daß der labile Gleichgewichtszustand nur in einer dünnen Oberschicht verändert wird. In dieser Schicht werden die Teilchen aneinandergedreht, bis ein Gleichgewicht *während* der Belastung herrscht. In den tieferen Schüttlagen ist aber das Gefüge weiterhin locker und instabil. Der Druck genügt nicht, um sperrige Schiefermassen und Steine in ein unveränderliches Gleichgewicht zu bringen. In der Wirkung unterscheidet sich das Verhalten dieser Gesteine von dem der festen nur durch die infolge der geringeren Härte etwas stärkere Zusammendrückung.

$\beta$ ) **Mischgesteine** (lehmig-felsige Massen: steiniger Boden). Da weniger harte Teilchen dem Druck entgegenwirken, ist die Zusammendrückbarkeit im allgemeinen etwas größer als an den Steinen. Im einzelnen hängt die Tiefe der Druckspur (als Maß der Zusammendrückung) von dem Mischungsverhältnis von Steinen zum Boden sowie der Härte beider Stoffe ab. Ein labiles Gleichgewicht bleibt trotz teilweiser Vergrößerung der Scherfestigkeit erhalten. Die Massen sind unvollständig verdichtet. Sie müssen aber völlig dicht zusammengefügt werden, um stabil zu sein.

$\gamma$ ) **Die pseudofesten Böden, ausgetrocknete Bodenschollen, Wassergehalt unter Schrumpfgrenze.** Trockene Bodenschollen (bröckelige, harte Böden, z.T. Stocklehm) lagern sich ganz unregelmäßig und enthalten deshalb meist sehr viele Hohlräume (vgl. Abb. 42, S. 42). Berücksichtigt man die hohe Oberflächenpressung bis zu 100 at/cm<sup>2</sup> unterhalb der Schrumpfgrenze an jedem Brocken, so sind diese Schollen in der Widerstandsfähigkeit gegen Druckkräfte den weichen Steinen fast gleichzustellen. Sie nehmen den Druck gleichmäßig auf und verteilen ihn rasch

in die Tiefe, ohne daß eine Gefügeveränderung, eine dichte Masse, erreicht wird. Wie labil und gefährlich dieser Zustand für einen Damm ist, wurde S. 41 dargestellt.

**d) Weiche, krümelige Böden (z.B. Löß, Lößlehm, schwach lehmige Sande).** Diese Böden liegen in der Schüttung mit gestörtem Gefüge vor. Sie besitzen dann meist keinen oder nur geringen inneren Zusammenhalt (scheinbare Kohäsion). Deshalb können sie sich gegenseitig nicht so wirkungsvoll abstützen und versteifen wie die trockenen Erdschollen. Innere, der Druckbeanspruchung entgegenwirkende Kräfte, wie an den Steinen und harten Erdschollen, fehlen. Deshalb lassen sich diese Stoffe sehr gut zusammendrücken. Das Maß der Verfestigung wird durch den Wassergehalt bestimmt. Überschüssiges Wasser darf nicht vorhanden sein, andernfalls gleiten die Massen bei Einsatz der Hilfsmittel dieser Art Verfestigung, den Walzen, aneinander vorbei. Unter Umständen versinken die Walzen und die Massen werden ausgequetscht oder wellenförmig zusammengeschoben.

*Für die Praxis gilt zusammengefaßt:* Es ist zumeist eine Fehlmaßnahme, Druckkräfte für die Verfestigung pseudofester Gesteine einzusetzen. Nur an weichen, krümeligen pseudofesten Böden, die keine inneren Widerstandskräfte entwickeln, ist bei einem beschränkten Wassergehalt eine Erhöhung der Scherfestigkeit durch Druck möglich. Ob die Ausrollgrenze in diesem Zusammenhange mit der Grenze der plastischen Verformung durch Druckkräfte übereinstimmt, ist noch nicht erwiesen. Man kann als gewisse Faustregel angeben: Bodenbröckchen, die sich nicht zwischen den Fingern zerdrücken lassen, warnen vor der Verwendung von Druckkraft.

## d2. Verhalten gegen Stoß.

### *Die Wirkungsweise des Stoßes.*

Es wird nur die unelastische Stoßkraft berücksichtigt; denn nur sie kann pseudofeste Massen wirksam verfestigen. Bezüglich des Wirkungsgrades des Stoßes gelten grundsätzlich die Ausführungen auf S. 21 ff. Folgende bodenmechanische Veränderungen können die Gesteine unter Stoßkraft erleiden:

- α) Zertrümmerung (Zermalmung),
- β) Verformung,
- γ) Erschütterung.

Kornzusammensetzung, Korngröße, Festigkeit des einzelnen Teilchens, Wassergehalt und Gefügebau entscheiden im einzelnen darüber, ob die Massen zertrümmert oder erschüttert werden, oder ob beides stattfindet.

**α) Die Zertrümmerung.** Was geschieht bei der Zertrümmerung? Entweder wird das Gestein zerdrückt, d. h. plastisch verformt unter gleichzeitiger Volumenbeschränkung, oder es wird ebenfalls unter größtmöglicher Raumverkleinerung zermalmt. Im ersteren Falle werden die Gesteinsteilchen in einen dichteren Verband, z. B. aus der Krümeltextur in das Einzelkorngefüge gebracht. Die einzelnen Körnchen bleiben dabei im großen und ganzen unversehrt. Im andern Falle werden die Gesteinsteilchen zerkleinert und verdichtet. Ziel jeder Zertrümmerung ist die dichteste Packung, das Einzelkorngefüge. Nur so können die inneren Scherwiderstände wachsen und die Scherfestigkeit im gesamten Stoffsystem (Schüttung) zunehmen (vgl. S. 15).

**β) Plastische Verformung.** Die plastische Verformung bedingt zunächst die Verkleinerung größerer Hohlräume und Poren (z. B. bei Flockentextur). Es sind zwei Arten plastischer Verformung zu unterscheiden: die erstere, bei der die Gleichgewichtsbedingungen in einer Schüttung vergrößert und die Massen dichter gelagert werden und die andere, wobei infolge des zu großen Wassergehaltes die Scherfestigkeit durch Stoßbeanspruchung abnimmt. Dieser Fall tritt an weichen bildsamen Böden ein.

An oberflächlich ausgetrockneten Böden wird durch die zwangsläufige Durchknetung die Feuchtigkeit im Stoff gleichmäßig verteilt, wobei die Scherwiderstände gleichmäßig geweckt werden können.

**γ) Die Erschütterung.** Jeder Stoß erzeugt gewisse Schwingungen, die die Massen zu erschüttern suchen, das Gefüge beanspruchen und die Kohäsion zu vernichten drohen. Je größer die inneren Scherwiderstände sind, um so größer die Massenträgheit, um so geringer infolgedessen die Erschütterungswirkung auf die Massen. Im allgemeinen genügt deshalb eine Erschütterung als Mittel zur Erhöhung des inneren Gleichgewichtes in der Schüttung pseudofester Gesteine nicht.

Die Wirkung des Stoßes auf:

γ1. Die Steine (vgl. hierzu auch S. 22). Die zumeist sperrig und unterschiedlich harten, spröden und pseudofesten Steine werden durch die unelastische Stoßkraft nach Maßgabe des Wirkungsgrades  $\eta = \frac{1}{1 + \frac{m}{m_1}}$  zermalmt, zertrümmert, zer-

kleinert und dabei teilweise verformt, da ja keine ausschließlich spröde kristalline Masse vorhanden ist. Sperrige Lagerungen der Gesteine mit Gewölbebildung in den Schüttungen werden vernichtet, die Massen werden dicht verklemmt, verdichtet. Die Gefügezerstörung der Einzelteilchen ist eine notwendige Voraussetzung für die Gefügeverfestigung der Gesteinsschüttung, d. h. aller Teile. Im übrigen gelten die Ausführungen für die festen Gesteine auf S. 22. Während jedoch dort die Zerstörung des Gefüges nicht zweckmäßig und oft unwirtschaftlich ist, im Gegenteil nur eine dichte Verklemmung und gegenseitige Verspannung erreicht werden soll, müssen die pseudofesten Gesteine zum Zwecke einer größtmöglichen Verdichtung zertrümmert werden, da sich im einzelnen nicht voraussehen läßt, ob nicht unvorhergesehene Wassereinflüsse die Massen nachträglich verändern können, wofür an früheren Dämmen zahlreiche Beispiele vorliegen.

γ2. Die Mischgesteine. An den Mischungen lose geschütteter, fester Steine mit pseudofesten Böden wirkt die Stoßkraft nachhaltiger, da weniger feste Steine vorhanden sind und der Scherwiderstand im allgemeinen kleiner ist. Diese Gesteine sind sehr empfänglich für die Verdichtung durch die Stoßkraft. Man kann ohne weiteres sagen, daß sie nur mit Hilfe des Stoßes wirksam verdichtet werden können. Wegen der Wasserempfindlichkeit der pseudofesten Böden müssen diese Gesteine gewissermaßen zusammengeschweißt werden, wobei der Boden zugleich Füller und Binder (Adhäsionswirkung) ist. Eine Gefahr für die Gefügefestigkeit kann dann entstehen, wenn einzelne sperrig gelagerte Massen nicht völlig zusammengedrückt werden und Angriffsflächen für Wasser bilden. Dafür sind diese Mischgesteine besonders empfindlich (vgl. S. 41). Auch hier ist das dichte Gefüge zugleich Abwehr schädlicher klimatischer Einflüsse wie Voraussetzung hoher Scherfestigkeit.

Ist dieses Gefüge erreicht, dann bilden diese Massen einen natürlichen Erdbeton, wie er sich besser nicht denken läßt und der unter Umständen echtem Beton an Festigkeit nahe kommt. Wie die Verdichtungstechnik bei regennassen oder sonst erweichten Massen zu gestalten ist, ist auf S. 80 ff. im einzelnen dargestellt.

γ3. Die pseudofesten Böden: Wassergehalt unter Ausrollgrenze. Gegenüber der Stoßkraft verhalten sich diese meist bröckeligen Massen weniger widerstandsfähig als gegen Druck. Sie werden nach Maßgabe der Härte und der Wucht des Stoßes zermalm, durchknetet, verformt und zu einem dichten Einzelkorngefüge zusammengestampft. Der Zuwachs an innerer Festigkeit hängt von dem Verhältnis von Wasser zu Porenraum ab. Der Stoß verteilt, wie bereits ausgeführt, das Wasser gleichmäßig und ermöglicht eine gleichmäßige Schrumpfung der gesamten Masse an Stelle einzelner Bröckchen. Wo deshalb Erdschollen, d. h. harte Brocken von Ton, Lehm und Schluff, verfestigt werden sollen, muß das am besten auf diese Weise erfolgen.

γ4. Weiche, krümelige Böden (Löß und Lößlehm, anehmige Sande). Hier genügt eine geringe Stoßkraft, um die Massen zusammenzupressen. Sie werden dabei im bestimmten Umfange eingerüttelt. Infolge der außerordentlichen Kornfeinheit können einzelne Teilchen nicht zerstört werden. Geringe innere Widerstände in der Schüttung werden völlig beseitigt. Somit eignet sich dieses Mittel auch zur Vergrößerung der Scherfestigkeit in losen, krümeligen, weichen Böden.

*Für die Praxis gilt abschließend und zusammengefaßt:* Je härter ein Gestein, je ungleichmäßiger das Gefüge unterschiedlich zusammengesetzter Massen ist, je größer die Hohlräume sind, d. h. je mehr Zerkleinerungsarbeit und Verschweißarbeit zu leisten ist, um so mehr muß das stärkste Hilfsmittel zur Verfestigung loser Massen, die Wucht in Form der zertrümmernden Stoßarbeit eingesetzt werden. Sie ist aber im gleichen Maße auch an weichen Böden von guter Wirkung, so daß man sagen kann: Die Stoßkraft ist das Universalmittel, um alle pseudofesten Gesteine mit einem Wassergehalt, der die Verdichtung nicht hindert, auf die wirkungsvollste und beste Weise zusammenzufügen, d. h. zu verdichten.

### d3. Das Verhalten gegen kinetische Kräfte (Bewegungskräfte).

Jede Bewegung erschüttert das Gefüge loser Schüttungen. Im Gegensatz zum Sand, an dem durch die Bewegung die Dichte, damit der Winkel der inneren Reibung vergrößert wird, nimmt die Kohäsion ab; denn das Gefüge wird zerstört, die Festigkeit wird geringer, ohne daß im weiteren zeitlichen Verlauf ein sofortiger Scherfestigkeitszuwachs zu erwarten ist. Deshalb ist dieses Kraftmittel nur empfehlenswert, wenn eine dichte unveränderliche Kornpackung wie an den festen Gesteinen erreicht werden kann. Wendet man dieses Mittel auf die vier besprochenen Beispiele an, dann ergibt sich im einzelnen folgendes.

α) Die Steine. Sperrige, blättrig, schiefrig entwickelte Gesteinsteilchen lassen sich schwerer bewegen als gedrungene, rollige Sande. Eine natürliche Einordnung in die dichte Packung erfordert erheblich größere Kräfte. Ist dies Verfahren erfolgreich, dann regeln sich — wie die Erfahrung bestätigt hat — die Gesteinsteilchen senkrecht zur bewegenden Kraft, d. h. horizontal schuppenförmig ein. Es entstehen Flächen geringerer Scherfestigkeit gegenüber solchen hohen Scherwiderstandes. Die Berührungsdichte im Sinne eines Einzelkorngefüges wird zwar

vergrößert, doch fehlt den Steinen die unveränderliche Gefügesteifigkeit, zumal wenn unerwartet Wasser eindringt.

**β) Mischgesteine.** Dieses in Mittelgebirgsgegenden vorherrschende Schüttmaterial durch reine Bewegungskräfte zusammenzuschweißen, ist fast unmöglich, da die Kornformen und Unterschiede in der Größe einer gleichmäßigen Verdichtung durch Bewegung entgegenstehen. Außerdem wächst der Massenträgheits-einfluß in dem Maße, als die Massen austrocknen. Deshalb scheidet reine Bewegungskraft zur Verfestigung dieser Gesteine mit Rücksicht auf unvorhergesehene gefährliche Wassereinflüsse aus.

**γ) Harte, pseudofeste Erdschollen.** Wie die Mischgesteine verhalten sich die trockenen Erdschollen. Wohl lassen sie sich leichter bewegen, niemals läßt sich aber ein dichtes, in sich homogenes Gefüge durch Bewegungskraft erzielen. Äußerlich täuschen derartige Schollen einen festen Stoff vor, innerlich sind sie vielfach noch feucht und weich. Erschütterung und Bewegung können diese gegen Stoß so unempfindlichen Massen nicht verdichten, dies ist aber bei diesen Gesteinen aus mehrfach erwähnten Gründen notwendig.

**δ) Weiche, krümelige Böden (Löß und Lößlehm, anlehmmige Sande).** Erschütterung genügt nicht, um die im gestörten Zustand vorliegenden Massen dichter zusammenzufügen, da hierbei feinste Wasserfilme oder Struktur- und Gefügewiderstände hinderlich sind. Sie müssen durch den unelastischen Stoß oder durch Druck verdichtet werden.

*Für die Praxis gilt:* Durch bewegende Kraft kann an pseudofesten Gesteinen infolge der widerstrebenden Gefügestrukturen, des gefährlichen Hohlraumgehaltes und der hohen Empfindlichkeit gegen Wasser nicht ein unveränderliches Gefüge erzielt werden, das nur durch ein Verschweißen aller Teile einigermaßen gewährleistet ist. Im neuzeitlichen Straßenbau scheidet daher Bewegungsenergie als alleiniges Mittel zur Erhöhung der Scherfestigkeit in einer losen Schüttung pseudofester Gesteine als unzuverlässig und unzulänglich aus.

Zusammenfassend kann über das bodenmechanische Verhalten der pseudofesten Gesteine gesagt werden: Zur Erhöhung der inneren Festigkeit, der Stabilität in einer Schüttung pseudofester Gesteine müssen zwei Bedingungen erfüllt sein:

a) Die Berührungsflächen und -punkte der Gesteine untereinander müssen auf ein Höchstmaß vergrößert werden.

b) Der natürliche Wassergehalt muß bei gleichmäßiger Verteilung imstande sein, ein hohes Maß an Nahkräften zu entwickeln, um die inneren Widerstandskräfte bis auf einen Höchstwert zu steigern.

#### d4. Das Verhalten der pseudofesten Gesteine gegen naßmechanische Kräfte.

Infolge der hohen Wasserempfindlichkeit pseudofester Gesteine, insbesondere der Böden, kann Wasser nur bei der Verdichtung von Steinen verwendet werden, da diese im allgemeinen nicht so schnell zersetzt werden. Hierher gehören hauptsächlich die Schiefergesteine. In Verbindung mit Stoßkraft ist ein Zusatz von Wasser an trockenen Steinen dann empfehlenswert, wenn es möglich ist, die inneren Scherkräfte zu steigern; denn dadurch werden zusätzlich Nahkräfte (Haftkräfte) ausgelöst. Die Steine vertragen einen kräftigen Regenguß viel eher als Mischgesteine und pseudofeste Böden.

*Für die Praxis gilt:* Wasser ist bei beschränkter Zugabe ein durchaus geeignetes Mittel zur Erhöhung der Scherfestigkeit an pseudofesten Gesteinen und kann deshalb im neuzeitlichen Straßenbau an diesen Steinen (allen Schieferarten) nur empfohlen werden.

### e) Das Verhalten pseudofester Gesteine gegen klimatische Einflüsse.

Aus dem wechselnden Verhalten der pseudofesten Gesteine gegen Einflüsse des Wassers ist zu entnehmen, daß diese Gesteine ebenfalls gegen klimatische Einflüsse verschieden empfindlich sind.

#### e 1. Nasses Wetter.

Je nach der Größe der Benetzbarkeit (Hygroskopizität) müssen die Gesteine in verschieden starkem Grade gegen den Zutritt von Wasser geschützt werden. Die Mischgesteine und Böden sind besonders empfindlich gegen Wasser. Sie lösen sich leicht zu Schlamm auf. Im einzelnen bestimmt die Stärke der Niederschläge und deren zeitliche Dauer, ob und wie ein Stoff im Dammbau zu verwenden ist. So konnten in einem Falle Moränenkiessande mit einem Gehalt von 5% wirksamer Stoffgruppe nicht geschüttet werden, da diese die Verdichtung bei starkem Regen vereitelte. Die Massen wurden ausgesetzt.

*Begründung.* Die Mischgesteine bestehen aus wasserabweisenden und wasseransaugenden, schwellfähigen Bestandteilen (wirksame Stoffgruppe). Tritt Wasser hinzu, dann trennt es die verschiedenen verkitteten Teile auf Grund verschiedener Oberflächenwirkung. Als Folge hiervon gleiten feste Teilchen mit dünnen Wasserfilmen zwischen den aufgeweichten Teilchen mit stärkeren Wasserhüllen. Die pseudofeste Stoffgruppe bildet gewissermaßen ein Schmiermittel. Reibung und Kohäsion gehen verloren. Die festen Körnchen schwimmen in einer fließgefährlichen Masse und verhindern die Verdichtung. Es ist deshalb nicht richtig, zur Erhöhung der Stabilität für durch Regen aufgeweichte pseudofeste Massen vorzuschreiben, diese mit festen Massen gut zu vermischen. Man vergrößert dadurch nur die Rutschgefahr.

#### e 2. Frost.

Die bei frostfreiem Wetter vorhandene starke Affinität zu Wasser wird durch die Eislinsbildung besonders stark betont und führt erfahrungsgemäß dazu, gefrorene Massen vom Dammbau auszuschließen, da beim Tauen gefährliche Setzungen nicht unmöglich sind oder Rutschungen auftreten können.

#### e 3. Trockenes Wetter.

Bei trockenem Wetter sind die pseudofesten Gesteine ohne besondere Vorichtsmaßregeln als Schüttstoffe zu verwenden, soweit der natürliche Wassergehalt einer unmittelbaren Verwendung nicht hinderlich ist. Ebenso sind bei „natürlichem“ Wassergehalt die Böden, die unter höherem Druck gestanden haben, besonders geeignet (geologische Vorbelastung). Schlamm- und weichplastische, nicht verfestigte, weiche Tone der Talauen sind dagegen nicht einbaufähig. Bei trockenem Wetter sind die Mischgesteine ihrer größeren Porosität entsprechend härter als die eigentlichen Böden (Lehm, Ton, Schluff), die schwerer austrocknen.

*Für die Praxis gilt:* Die pseudofesten Gesteine sind ohne Ausnahme brauchbare und besonders als Mischgesteine geeignete Massen für den Dammbau und lassen sich unter genauer Beachtung der physikalischen Eigenschaften im neuzeitlichen Straßenbau mit seinen strengeren Anforderungen an die Gesetze der Bodenmechanik gut einbauen, und zwar im Sommer besser, als im Winter; denn im Sommer verdunstet überschüssiges Wasser leicht, die scheinbare Kohäsion nimmt, zumal bei lagenweisem Einbau, rasch zu. Es

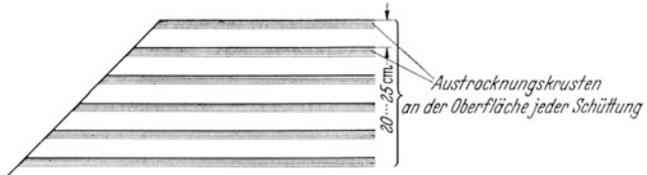


Abb. 44. Darstellung der Austrocknungskrusten an pseudofesten Böden bei entsprechend trockenem Wetter.

bilden sich Austrocknungskrusten an jeder Schicht (Abb. 44), die stabilisierende Momente gegen Scherkräfte wecken. Im Winter dagegen verdunstet Wasser nur im geringen Maße. Außerdem besteht die Gefahr, daß das bewegliche Porenwasser gefriert und dann Frostballen entstehen.

Trockenheit fördert die Scherfestigkeit. Nässe bedeutet ihren Verlust. Wie diese Massen bei nasser, kalter Jahreszeit zweckmäßig zu behandeln sind, wird im Abschnitt 5 ausgeführt.

### f) Die Prüfung der Dammbaustoffe.

Im Sinne der Ausführungen (S. 7 ff.) ist die Prüfung der Gesteine, d. h. die Frage, wonach muß man im Einzelfall Gesteine, die irgendwo gewonnen und als Dammbaumaterial dienen sollen, beurteilen und prüfen, um keinen Mißerfolg befürchten zu müssen, sehr wichtig. Diese Frage ist im Schrifttum noch niemals zusammenhängend behandelt worden und doch ist sie die Kardinalfrage für jeden Dammbau überhaupt. Wenn die bisherigen Ausführungen die wissenschaftlichen Grundlagen hierfür liefern sollten, so sollen nunmehr in aller Kürze einige Hinweise gegeben werden, die ein Hilfsmittel für die Beantwortung dieser Frage bilden können. — Man hat in Amerika auf diesem Gebiete bereits sehr beachtliche Erfolge beim Bau von großen Erddämmen für Stauseen zu verzeichnen, indem man die Massen auf den jeweilig zweckmäßigen Wassergehalt abstimmt (Abb. 45). Auch in Deutschland liegen vereinzelt Ansätze in dieser Richtung vor, z. B. beim Bau der Talsperren im Harz. Es gibt also gewisse Hilfsmittel, die im Zweifelsfalle Aufschluß geben können. Man darf zunächst die Erfahrungstatsachen der betreffenden Gebiete nicht außer acht lassen. So sind in Sachsen die Letten des Rotliegenden, in Württemberg die Knollenmergel berüchtigte Baustoffe. Doch

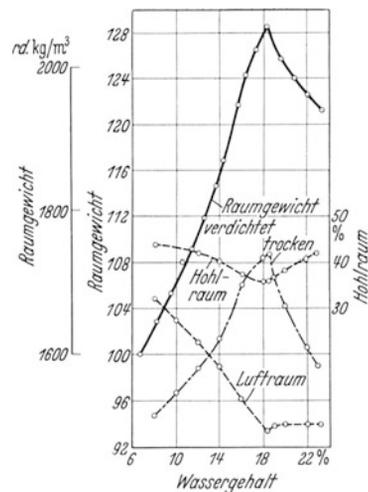


Abb. 45. Beziehung zwischen Wassergehalt und Verdichtbarkeit an einem Boden nach ENR. (25).

gibt es auch Fälle, wo diese Erfahrungen nicht in dem Maße vorliegen und wo deshalb im Einzelfall eine Prüfung stattfinden muß.

### f1. Die festen Gesteine.

Völlig unbedenklich sind zunächst die festen Gesteine, diese bedürfen keiner weiteren Prüfung, soweit erwiesen ist, daß es reine, grobkristalline Gesteine sind. Dieser Nachweis muß indessen erbracht werden.

### f2. Die pseudofesten Gesteine.

Für die Einbaufähigkeit ist der natürliche Wassergehalt und die Plastizitätsziffer ein Gradmesser hinsichtlich der Empfindlichkeit gegen Stabilitätsverlust (Abb. 46). Je niedriger der Wassergehalt unter der Ausroll- oder in Nähe der Ausrollgrenze liegt und je größer die Plastizitätsziffer ist, um so baureifer ist ein Boden. Je kleiner die Plastizitätsziffer und je näher der Wassergehalt an der Fließgrenze

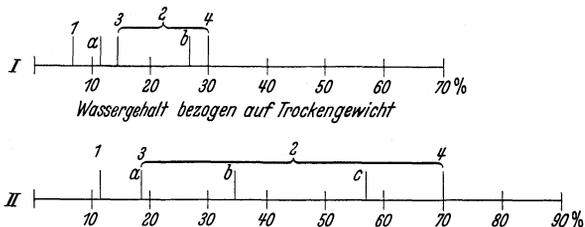


Abb. 46. Beziehung zwischen Wassergehalt und Verdichtbarkeit an verschiedenen Böden. I. Lößlehm, Zustand a) sehr gut und trockener Boden, Zustand b) weich, läßt sich aber bei trockenem Wetter verwenden, II. a) Boden ist steifplastisch (Ausrollgrenze) und als Dammstoff sehr gut, b) der Boden ist bereits mittel- bis weich-plastisch, trocknet nur sehr langsam aus und ist deshalb weniger geeignet als der entsprechende unter I. Völlig ungeeignet ist dagegen c. Mit einem Wassergehalt von etwa 57% läßt sich kein Ton einbauen (ohne Filterschichten).

1 = Schrumpf-, 3 = Ausroll-, 4 = Fließgrenze, 2 = Plastizitätsziffer.

die Amerikaner gefunden (Abb. 45, S. 49). Bei den Steinen und festen Mischgesteinen kann man diese Verfahren nicht anwenden. Hier gibt es ein sehr einfaches und sehr aufschlußreiches Mittel: Man prüft das Verhalten der Gesteinsproben unter Wasser (Abb. 27, S. 32). Je empfindlicher ein Gestein ist, um so schneller zerfällt es und löst sich in Schlamm auf. Es kommt bei diesem gewöhnlichsten Baustoff keinesfalls auf bestimmte Normen an, vielmehr liegt es ganz im Sinne des Bauzweckes, daß man nur allgemeine Anhaltspunkte über die Empfindlichkeit dieser Baustoffe gewinnt und danach die technischen Maßnahmen wählt.

### g) Aussetzen der Gesteine.

Aussetzen der Massen verteuert den Dammbau, da Massen entfernt und durch andere ersetzt werden müssen. Es sind doppelte Förder- und Gewinnungskosten aufzuwenden. Man sollte zu diesem letzten Ausweg nur dann schreiten, wenn man gezwungen ist, in einer sehr kurzen Zeit einen Damm bei ungünstiger Jahreszeit mit sehr empfindlichen, weichen Massen auszuführen, deren Verdichtung unmöglich ist. Trotzdem soll man niemals noch so ungeeignet erscheinende Massen als Baustoff ablehnen, solange man es durch Massenverteilung ermöglichen kann, eine Verfestigung in der Zeit des Dammbaus zu erreichen (vgl. hierzu S. 121). Gegebenenfalls kann man sich durch zwischenzeitliches Aussetzen helfen,

wie der Verfasser mit bestem Erfolge an einem fließgefährlichen, tonigen Schluff beobachten konnte. Dieser wurde nach einer gewissen Zeit als fester Baustoff mit vollem Erfolg im Dammkern eingebaut und verdichtet. Man spart dabei zumindest einen Teil der Kosten im Vergleich zu den Ausgaben beim Aussetzen.

#### h) Vergleich mit den Baustoffen anderer Bauwerke.

Bei einem Vergleich der Gesteine, insbesondere der pseudofesten Baustoffe, mit den Stoffen anderer Bauwerke ist der Beton das beste Vergleichsbeispiel. In beiden Fällen werden anorganische Stoffe auf künstlichem Wege unter Mitwirkung bindiger Bestandteile dicht zusammengefügt. Der Beton erhält seine hohe Festigkeit durch Verdichtung (Einstampfen, Einrütteln) qualitativ genau untersuchter und abgewogener Stoffe: Zement, Zuschlagstoffe und Wasser. Die Zusammensetzung erfolgt im Sinne einer größtmöglichen natürlichen Dichte (Fullerkurve) und eines darauf abgestimmten Wasserzementfaktors, der die Güte des Zementleimes bedingt. Der Zementleim verkittet die Zuschlagstoffe hohen Reibungswertes, indem er sie mehr oder weniger gleichmäßig ummantelt und die feinsten Lücken ausfüllt. Das Abbinden des Betons ist ein chemischer Prozeß, ein endothermer Vorgang, wobei Wärme frei wird. Dieser ergibt bekanntlich die stabilsten chemischen Verbindungen (z. B. die kristallinen Gesteine aus dem Magma). Dieser Vorgang ist nicht umkehrbar. Der Beton erhält seine Festigkeit auf dem Wege eines physikalisch-chemischen Prozesses und damit ähnelt er einem natürlichen Gestein.

Bei den pseudofesten Gesteinen kann ebenfalls von drei Stoffen gesprochen werden: den festen Bestandteilen, der wirksamen „bindigen“ Stoffgruppe und dem Wasser. Wasser wirkt nur physikalisch als „Wasserbindungsfaktor“. Im Verein mit der wirksamen Stoffgruppe, dem Gehalt an „bindigen“ Bestandteilen, die ebenfalls die festen Gesteinsteilchen ummanteln, werden die Stoffe nach Maßgabe des günstigen Wasserbindungsfaktors (größte Adhäsionskraft) so, wie sie in Natur geschüttet werden, miteinander auf rein physikalischem Wege beim Erhärten und nach der Verdichtung verbunden. Da dabei Wärme verbraucht wird (Verdunsten überschüssigen Wassers), ist das Endprodukt nicht so fest wie der Beton. Es handelt sich nur um eine un stabile Verschiebung des physikalischen Gleichgewichtes. Während Wasser beim Beton zum Abbinden verbraucht wird und in die Verbindung eingeht, ist es bei den pseudofesten Gesteinen mehr oder weniger Vermittler, d. h. seine Anwesenheit ermöglicht unter der Voraussetzung des entsprechenden hydrostatischen Gleichgewichtes die Zunahme der Scherfestigkeit, ohne daß es im Stoffsystem verbraucht wird. Die Umkehrbarkeit des Vorganges kennzeichnet aufs deutlichste den labilen Gleichgewichtszustand. Die Massen sind und bleiben pseudofest.

Da es schwierig und fast unmöglich ist, die zufälligen Mischungsverhältnisse der pseudofesten Gesteine (Mischgesteine) bei den zahlreichen Dämmen, z. B. der Reichsautobahn, zu erforschen und darauf den Wasserverbindungsfaktor abzustimmen, ist auch das Gleichgewicht in einem ausgetrockneten Stoffgemisch verschieden und erhält niemals die in bestimmten Grenzen festzustellenden Festigkeitswerte eines Beton. Allerdings kann die Kohäsion im Umfang von  $D$  bis  $3D$  zunehmen, wobei  $D$  das Gewicht des Bodens in  $\text{kg/m}^3$  ist (6).

Wenn auch keine Normung im Sinne eines Betons möglich ist, kann der

Ingenieur doch weitgehend durch entsprechende Zugaben von Wasser bei trockenem Wetter die Scherfestigkeit der Gesteine erhöhen.

### i) Die Gewinnbarkeit der Gesteine.

Die Gesteine werden nach dem Grade ihrer gewinnungstechnischen Schwierigkeit erfahrungsgemäß in bestimmte Gewinnungsklassen eingeteilt, wobei allerdings die bisherigen Grundsätze als nicht den bodenmechanischen Gesichtspunkten entsprechend anzusehen sind (z. B. Angabe des Böschungswinkels) als Schwierigkeitsgrad der Gewinnbarkeit von Gesteinen. Diese Frage soll hier unerörtert bleiben. Es gibt ferner zähe kaolinartige Verwitterungstone fester Gesteine, die weder zu sprengen noch mit Spaten oder Schaufel gut zu gewinnen sind, die nach der gewinnungstechnischen Schwierigkeit zu den sprengfesten Gesteinen zu zählen sind, ohne es indessen wirklich zu sein.

Hier soll nur die Frage berührt werden, inwiefern der Gewinnungsgrad eine Beurteilung der Gesteine nach ihrem bodenphysikalischen Verhalten gestattet und wie unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse bei der Bodenuntersuchung diese Frage für die bautechnischen Maßnahmen am besten geregelt wird.

#### 11. Die festen Gesteine.

Die Festigkeitseigenschaften der festen Gesteine sind für den Dammbau gesehen unveränderlich. Diese Gesteine bilden im frischen Zustand Sprengfels (fester Fels) und Stich- bzw. Schöpfungsboden (Schwimmsande).

#### 12. Die pseudofesten Gesteine.

Zwischen diesen am schwersten und am leichtesten zu gewinnenden festen Gesteinen reihen sich die Glieder der pseudofesten Gesteine (leichter Sprengfels, Keilfels, Hackfels, schwerer, leichter Hackboden bis Stechboden) ein.

Die Härte und Zähigkeit dieser Gesteine ist ein Gradmesser der gewinnungstechnischen Schwierigkeit. Diese Eigenschaften werden bedingt durch die Kornzusammensetzung, den Gehalt an festen Gesteinsteilchen, durch die Größe der wirksamen kapillaren Druckkräfte, den Gefügebau und durch den Gehalt an wirksamer Stoffgruppe und deren physikalischer Zustandsform. Für das Verhalten nach der Gewinnung bis zum Einbau sind die klimatischen Einflüsse und der Gefügebau, insbesondere der Gehalt an wirksamer Stoffgruppe, maßgebend.

*Der Einfluß des Gefügebaues.* Das Gefüge der Gesteine. Anzahl und Feinheit der Hohlräume (große Poren und Kapillaren) geben einen Anhaltspunkt für die Größe der inneren Oberfläche, diese ist aber wieder ein Maßstab für die Benetzbarkeit. Die Größe der Benetzungsfläche schafft die Grundlage für die Schnelligkeit des Zerfalls. Da die Mischgesteine vielfach eine große innere Oberfläche besitzen, sind sie besonders wasserempfindlich und verhalten sich meist, wie die Erfahrung bestätigt, ungünstiger als gleichförmig zusammengesetzte Böden, deren innere Oberfläche kleiner ist (s. S. 40).

Kalkmergel der Kreide mit hohem Gehalt an wirksamer Stoffgruppe (Ton), harte Sandsteine des Keupers, Lettensandsteine des Rotliegenden, die Knollenmergel des Jura sind einige der bemerkenswertesten, in der Baupraxis berücksichtigten Vertreter ausgesprochen harter bis sprengfester, aber hochempfindlicher Gesteine. Von den künstlichen Gesteinen sind die sog. „Zerfallschlacken“, kalk-

reiche Hochofenschlacken, zu nennen, die mit dem Namen „Zerfallschlacken“ aufs deutlichste ihr pseudofestes Wesen betonen (vgl. S. 10).

Die Härte bei der Gewinnung ist daher keinesfalls gleichbedeutend mit Widerstand gegen Zerfall.

Werden solche Gesteine bei der Bodenuntersuchung festgestellt, so muß der untersuchende Bodeningenieur neben den gewinnungstechnischen Fragen und Schwierigkeiten vor allem die Wasserempfindlichkeit berücksichtigen und auf die geringe Stabilität an der Luft hinweisen. Er muß auf entsprechende rasche Gewinnung (möglichst durch Bagger) und sofortigen festen Einbau und restlose Verdichtung in derselben Arbeitsschicht bestehen.

Eine oberflächliche Beurteilung der Gesteine an längere Zeit offenen Schurfgruben bei Streckenführungen vermittelt keinen richtigen Einblick in die Gewinnbarkeit der pseudofesten Gesteine.

#### Vierter Abschnitt.

### Grundlagen des Dammbaues.

#### 1. Der Einbau ohne Verdichtung.

Man kann, wie das bodenphysikalische und bodenmechanische Verhalten der Gesteine erkennen ließ, die Dammbaustoffe auf trockenem und nassem Wege einbauen und zwar wird dabei unterschieden zwischen unverdichtetem und verdichtetem Dammbau. Zunächst soll hier kurz die alte Bauweise, d. h. der Einbau ohne Verdichtung besprochen werden.

Früher wurden die Dämme ausschließlich — nicht zuletzt mangels geeigneter Geräte und infolge Unkenntnis der bodenmechanischen Eigenschaften der Gesteine — ohne Verdichtung ausgeführt. Die Massen wurden lose geschüttet und um das nötige Sackmaß überhöht. Fast sämtliche Eisenbahndämme verdanken dieser Bauweise ihre Entstehung.

##### a) Die Schüttung.

Folgende drei Ausführungen der Schüttung kommen in Betracht:

- a 1. Die Vorkopfschüttung (Gerüstschüttung),
- a 2. die Seitenschüttung,
- a 3. die Lagenschüttung.

Räumlich gesehen kann man diese drei Schüttarten als Lagenschüttung mit verschiedener zur Dammachse und Horizontalen geneigten Schüttfläche ansehen.

##### a 1. Die Vorkopfschüttung.

Bei der Vorkopfschüttung werden die Massen quer zur Dammachse und unter einem steilen Winkel entweder von einem Gerüst — deshalb auch Gerüstschüttung genannt — oder unmittelbar vom Gleiskopf aus geschüttet.

##### a 2. Die Seitenschüttung.

Bei der Seitenschüttung erfolgt die räumliche Anordnung der Massen parallel zur Dammachse unter ähnlichen Verhältnissen wie bei der Vorkopfschüttung.

### a3. Die Lagenschüttung.

Bei der Lagenschüttung werden die Gesteine in einer nur wenig von der Horizontalen abweichenden Ebene geschüttet. Sie galt bisher im unverdichteten Dammbau als die einzige Schüttart, um auf trockenem Wege die Massen in Verbindung mit dem Überwintern am sichersten im Damm einzubauen (Eisenbahnbau).

Im folgenden sollen die Vorzüge und Nachteile der verschiedenen Schüttarten unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsverhältnisse der Massen beschrieben werden.

#### b) Das Verhalten der Gesteine beim Einbau.

##### b1. Die Vorkopfschüttung.

Der Damm wird in voller Breite und Höhe geschüttet und schiebt sich bei schmalen Dämmen mit einer kegelmantelförmigen Böschung in Richtung der Dammachse vor. Die Massen rollen auf diesem Hang abwärts (Abb. 47). Beim Schütten fallen die Massen, der Schwerkraft folgend, unmittelbar neben die bereits vorhandene Schüttung.

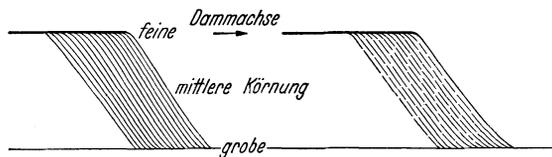


Abb. 47. Die Vorkopfschüttung, links unter Angabe der Trennung des Schüttgutes in grob (unten), mittel (in der Mitte) und fein (oben), rechts Anordnung schiefriger Massen bei Vorkopfschüttung mit Rutschflächenbildung.

Das Schüttmaterial erfährt eine gewisse Trennung nach verschiedenen Korngrößen. Die gröberen Teile lagern sich am Dammfuß, die feineren in Nähe der Dammkrone ab. Das Ausmaß der Trennung nach bestimmten Korngrößen

hängt von der Kornzusammensetzung, Kornform (sperrig oder gedrunken), von der Dammhöhe (Fallhöhe und Geschwindigkeit), der Art der Massen (fest, nichtbindig, pseudofest, bindig) und von dem Winkel der inneren Reibung ab. — Rollige Schüttmassen entmischen sich bei entsprechender Schütthöhe am stärksten, da sie am beweglichsten sind.

Bei der Schüttung verschieben sich unter dem Einfluß der Schwere die zu oberst angeschütteten Massen etwas und werden durch den Baubetrieb (Gleisverlegen, Bauzüge usw.) in geringem Maße verdichtet. Im übrigen sind die Massen aber verhältnismäßig lose gelagert und befinden sich im veränderlichen Gleichgewichtszustand.

Die Gefahr der Gleitflächenbildung ist an rolligen Massen weniger vorhanden als an schiefrigen; denn die Scherfestigkeit nicht gedrungener Körnchen ist in Flächen parallel zur Dammböschung besonders gering (Abb. 47). Deshalb können Dammrutschungen entstehen. Pseudofeste Böden lagern sich mit großen Hohlräumen, besonders wenn sie ausgetrocknet sind, ab. Infolge der Möglichkeit weitgehender Veränderung und Auflösung dieser Massen unter Einfluß des Wassers bedeutet eine derartige Schüttung eine starke Gefahr für die Stabilität des Dammes.

Die endgültige Gleichgewichtslage und Festigkeit hängt im weiten Umfange davon ab, wie und ob Wasser das Gefüge verändern kann. Mit plötzlichen Rutschungen ist deshalb auch noch jahrelang nach der Dammschüttung zu rechnen, ganz besonders dann, wenn die Dammkrone nicht, wie im Eisenbahnbau, durch eine wasserundurchlässige Decke geschützt ist.

Zweckmäßigerweise werden deshalb Dämme nur aus gleichförmigen, rolligen Massen geschüttet, um größere Gefahren für die Zukunft auszuschließen und durch die Schüttung bereits ein hohes Stabilitätsmoment zu erreichen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Anwendung der Vorkopfschüttung sich nach der Dammgröße, seiner Höhe und Form, nach dem Verkehrszweck, sowie nach dem Deckenbelag richtet. Immerhin muß berücksichtigt werden, daß die Setzungen als Folge der inneren Verfestigung des Dammes sich verschieden auswirken können. Jedoch werden sie bei gleichförmigen Stoffen und bei gleichmäßiger Dammhöhe ohne wesentliche Nachteile ablaufen. Unzweckmäßig ist sie jedoch für alle Straßen, bei denen sich der Verkehr in der Nähe der Dammschultern abspielt und eine Beseitigung schädlicher Verlagerungen nur mit außerordentlich hohem Kostenaufwand verbunden ist.

### b2. Die Seitenschüttung.

Von der Vorkopfschüttung unterscheidet sich diese Schüttart nur darin, daß die Massen nicht senkrecht, sondern parallel zur Bahnachse und zum Gleisstrang geschüttet werden (Abb. 48). Sie wird in Praxis nur dort angewandt, wo eine Straße gleichzeitig im Damm und Einschnitt verläuft oder wo eine Straßenverbreiterung zur seitlichen Anschüttung zwingt. In diesem Falle kommt zu den bei der Vorkopfschüttung angegebenen Gefahrenquellen die besondere Schwierigkeit, den Übergang setzungs- und rutschfrei zu gestalten. Auch bei bester Ver-

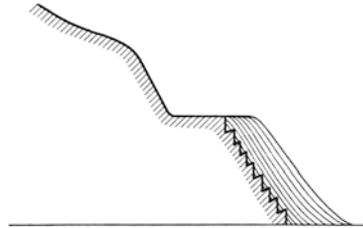


Abb. 48. Die Seitenschüttung.

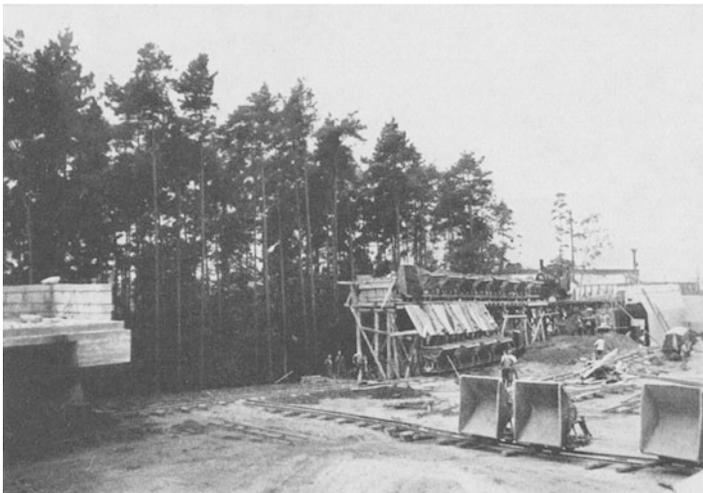


Abb. 49. Die Gerüstschüttung. Die Massen werden vom Gerüst durch Wagen zur Einbaustelle gebracht (starrer Förderbetrieb).

zahnung von alter mit neuer Schüttung bzw. des Einschnittes mit der Anschüttung besteht die Gefahr unterschiedlicher Setzungen im Straßenkörper. Der Übergang bildet die empfindlichste und rutschgefährlichste Stelle in der Straße.

Es empfiehlt sich, die Seitenschüttung vor allem nur bei niedrigen Dämmen und bei festen rolligen Gesteinen anzuwenden. Im allgemeinen sollte man aber im neuzeitlichen Straßenbau auch bei untergeordneten Straßen diese Schüttart ablehnen.

Eine Abart der Vorkopf- bzw. Seitenschüttung ist die sog. *Gerüstschtüttung* (Abb. 49). Die Massen werden hierbei von einem Gerüst geschüttet, das entweder (früher) in der Schüttung verbleibt und verloren geht oder rechtzeitig entfernt wird. Man bezweckt mit dieser Gerüstschtüttung, abgesehen von förder-technischen Gesichtspunkten, eine zusätzliche Verfestigung der Massen. Bleiben die Massen an Ort und Stelle liegen, wo sie hinfallen, dann werden sie auf Zertrümmerung beansprucht. Bei seitlicher Ablenkung wird nur ein Bruchteil der kinetischen

Energie in Zertrümmerung und Verdichtungsarbeit umgesetzt. Neuerdings wendet man dieses Verfahren in Verbindung mit der Lagenschtüttung an hohen Dämmen wieder an, wobei das Gerüst stets an einer der beiden Dammseiten ausgeführt wird.

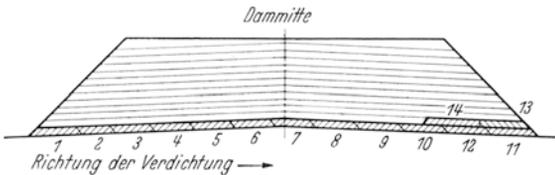


Abb. 50. Die Lagenschtüttung unter Numerierung der parallel zur Achse verlaufenden Schüttstreifen in ihrer richtigen Anordnung an der Dammschulter, um die Schüttung stets von außen nach innen verdichten zu können, die die sicherste Verdichtung u. a. ermöglicht.

### b3. Die Lagenschtüttung (Abb. 50).

Der grundsätzliche Unterschied zwischen den bisher besprochenen Schüttarten und dieser Schüttung besteht darin, daß die Gesteinsmassen so, wie sie ausgeschüttet werden, unverändert, ohne Entmischung eingebaut werden. Gleit-

flächen können sich nicht bilden. Soweit diese möglich sind, liegen sie in der Horizontalen, d. h. in einem toten Winkel zur Wirkungsfläche gefährlicher Kräfte. Darin besteht schüttungstechnisch eine große Sicherheit für den Damm. Gleichzeitig wird jede Schüttlage für sich nach Maßgabe der Beanspruchung durch den Baubetrieb (Bauzüge und Gleisrückarbeiten) im Gegensatz zu sämtlichen anderen Schüttarten etwas verdichtet. Aus diesen Gründen ist sie die zweckmäßigste und sicherste Schüttung.



Abb. 51. Der Bodenverteiler (Planieraupe) von MENCK & HAMBROCK befördert Sand aus einem Einschnitt und verdichtet gleichzeitig den Untergrund. Diese Aufnahme läßt deutlich die tiefen Druckspuren erkennen.

Sie läßt sich bei allen Massen fester und pseudofester Zusammensetzung anwenden, die sich nach Beendigung der Dammschtüttung nicht mehr so verändern, daß Schäden durch Ausquetschen entstehen können.

Im Zuge der Entwicklung neuzeitlicher Fördergeräte (Bodenverteiler und Pla-

nieraupen) kann man aus einer Gerüstschüttung eine gleichmäßige Lagenschüttung entwickeln. Der Vorteil beruht darin, daß die zeitraubenden, kostspieligen Gleisarbeiten wegfallen und die Massen während der Verteilung durch das Gewicht des Verteilerwagens zusammengepreßt werden (Abb. 51). Dieses neuere Verfahren hat sich sehr bewährt.

## 2. Der Einbau mit Verdichtung.

### Geschichtliches.

Der Einbau von Gesteinen in Dämme unter Anwendung der künstlichen Verdichtung, gekennzeichnet durch den planmäßigen Einsatz von zum großen Teil neuartigen Geräten zur Verfestigung der Schüttmassen, ist nicht nur im Dammbau, sondern überhaupt im Erdbau noch sehr neu. Noch vor 10 Jahren war die Ansicht verbreitet, daß man mit Stampfern oder Walzen keine hinlängliche Festigkeit, etwa die des gewachsenen Bodens, erreichen könne. Deshalb wurde Überhöhen der Dämme bei gleichzeitigem Überwintern weiterhin als bestes Mittel angesehen, um die „unvermeidlichen“ Setzungen zu beschleunigen.

Vor wenigen Jahren wurde beim Bau der Sösetalsperre das Problem der künstlichen Verdichtung im großen Maßstab auf ganz neuartiger und zugleich in der Gerätefrage richtunggebender Weise angepackt und zu einem vollen Erfolge gestaltet, obgleich die vorgeschriebene Verdichtung nicht nach den strengeren Auffassungen der neuzeitlichen Verdichtungstechnik erfolgte. Ganz ungeahnten Auftrieb und Befruchtung erfuhr das Verdichtungsproblem von Erdmassen schließlich durch den Bau der Reichsautobahnen.

Bis vor nicht zu langer Zeit galt die Walze noch als das universelle Verdichtungsmittel. Jetzt stehen die Stampfgeräte und schweren Rammen im Vordergrund.

Die Wege, um das schwierige Ziel der künstlichen Verdichtung zu erreichen, sind neu und vielfach noch nicht klar erforscht, insbesondere werden die Anforderungen an eine richtige Dammbauweise unter Anwendung künstlicher Verdichtung noch nicht überall voll gewürdigt. Zum Beispiel kann man nicht alles vom Gerät verlangen. Es versagt jedes Gerät, wenn die Massen zu weich sind. Die bodenmechanischen Gesetze und auch die Verfahren werden nicht immer planmäßig angewandt, so daß Fehler in der Ausführung heute noch unausbleiblich sind. Vielleicht geschieht dies auch mangels allgemein bekannter, die besonderen Verhältnisse berücksichtigender Verhaltensmaßregeln.

Es gibt aber auch immer noch „Männer vom Fach“, die sich zu sehr als Praktiker fühlen und mit einer gewissen Starrheit an veralteten Methoden festhalten, z. B. die Walze als das Universalmittel auch im Dammbau verwenden möchten und angeblich ihre Urteilskraft unter völliger Verkennung bodenmechanischer Gesetze auf jahrzehntelange Praxis stützen.

### Begriff, Ziel und Vorteile der künstlichen Verdichtung.

*Begriff.* Die künstliche Verdichtung ist die Bezeichnung für die verlagerungssichere Verbindung der einzelnen Gesteine als Bauelemente untereinander durch technische Hilfsmittel.

*Ziel.* Das erste Gesetz der Verdichtung lautet:  $n$ -unverdichtete Schüttung größer als  $n$ -verdichtete Schüttung, wobei  $n$  dem Hohlraumgehalt der Schüttung ent-

spricht. Die andere Bedingung, daß die Massen dabei ein festes Gefüge erhalten, ist in diesem Gesetz nicht zwangsläufig enthalten. Wird z. B. großporiger Löß oder Lößlehm verdichtet, dann wird die Gefügesteifigkeit unter Verlust der Kohäsion völlig zerstört, die Scherfestigkeit nimmt zunächst um diesen Wert ab, obwohl die Berührungsdichte größer geworden ist. Das Ziel jeder Verdichtung ist indessen, ob sie auf künstlichem oder natürlichem Wege erfolgt, und damit zugleich *das zweite Gesetz*: Vergrößerung der Scherfestigkeit in einem praktisch größtmöglichen Ausmaß.

Welche Bedeutung der Verdichtung z. B. im Mineralbereich zukommt, zeigt folgendes Beispiel: Bei dichtgepacktem, allseitig hartem Diamant sind in einem Kubikzentimeter dieses Edelsteines an 180 000 Trillionen Kohlenstoffatome gegen nur 1,3 Trillionen im C-Dampf bei 5500° enthalten.

Diese Erkenntnisse der im molekularen Aufbau begründeten physikalischen Auswirkungen einer dichten Packung haben in der Praxis des Betonbaues längst Eingang gefunden (vgl. S. 51). Genau dieselben Ziele des Betonbaues verfolgt der Dammbau neuzeitlicher Verkehrsstraßen. Durch die künstliche Verdichtung werden die Berührungspunkte und -flächen der Gesteinsteilchen untereinander soweit wie möglich vergrößert. Dadurch sollen die an diesen Stellen hervorgerufenen Nahkräfte wachsen und zwangsläufig die Scherfestigkeit erhöhen.

Die natürliche Verdichtung überläßt die Gefügesteifigung den Einwirkungen des Klimas, der Zeit (Überwintern) und dem Einfluß der Verkehrserschütterungen.

In folgenden Ausführungen sollen nur die Fragen der künstlichen Verdichtung behandelt werden.

*Vorteile.* Jede auf künstlichem Wege erzielte Verdichtung und Verfestigung einer Schüttung von Gesteinen, insbesondere pseudofester Böden, erhöht die Widerstandskraft der Dämme. Alle Gefahren: Setzungen, Rutschungen und vor allem die zerstörenden klimatischen Einflüsse (Aufweichen, Auswaschungen) werden vermindert. Die Massen werden im gewissen Sinne „*regenfest*“. Wasser kann nur langsam und schwer in den Damm eindringen. Der Verfasser konnte in diesem Zusammenhange feststellen, daß ein Niederschlag von 30 mm in 24 Stunden verdichteten Lößlehm nur in etwa 5 cm Tiefe aufgeweicht hatte, während der gewachsene Lößlehm etwa 30 cm tief durchfeuchtet war. — Durch die künstliche Verdichtung wird der Vorgang eingeleitet, der in der Gesteinslehre als „*Diagenese*“ bezeichnet wird und als Erhöhung der Scherfestigkeit anzusprechen ist.

Da im neuzeitlichen Dammbau Mittel zur Verfügung stehen, den Damm in kürzester Frist zu verdichten, ist es unverzeihlich, dieses Mittel als Schutz gegen die Gefahren und Schäden gerade an den stark wasserempfindlichen pseudofesten Gesteinen nicht zu verwenden.

### a) Grundsätzliche Fragen der Verdichtungstechnik.

In der grundsätzlichen Zielsetzung der künstlichen Verdichtung: Verkleinerung des Rauminhaltes der Schüttung und dadurch zwangsläufig Vergrößerung der Lagerungsdichte mit dem Ziel einer Erhöhung der Scherfestigkeit, sind Fragen der Verdichtungstechnik enthalten, z. B.: Wie soll man verdichten und wann kann man überhaupt verdichten?

Die Voraussetzungen für eine richtige Verdichtung liegen in der Abstimmung der drei Eckpfeiler des neuzeitlichen Dammbaues:

1. der Massen,
2. der Schüttung,
3. der Geräte,

so aufeinander, daß unter den jeweiligen Verhältnissen das Höchstmaß an Verdichtung erreicht wird. Die Massen sind der Stoff, der behandelt und geformt werden muß. Die Lagenschüttung ist die Form, in die die Massen zwecks erfolgreicher Verdichtung gebracht werden müssen. Die Geräte sind die Hilfsmittel, um die Massen in diese Form fest einzupassen. Alle etwaigen Verlagerungen im Damm (Setzungen und Rutschungen) bilden ein Kriterium für die Güte und den Erfolg der Verdichtung.

#### a1. Die Massen.

Im vorhergehenden Abschnitt sind die Voraussetzungen einer zweckmäßigen Beschaffenheit und Behandlung der Massen und deren bodenmechanischen Eigenschaften dargestellt worden, so daß in diesem Zusammenhang darauf verwiesen werden darf.

#### a2. Die Schüttung.

Im Sinne des Wirkungsgrades  $\eta = \frac{1}{1 + \frac{m}{m_1}}$  kommt es bei der Schüttung darauf

an, stets das richtige Verhältnis von Gerät zu den Massen in der richtigen Schütthöhe bei entsprechender Kornzusammensetzung und Korngröße zu finden. Das Gesetz der Schüttung baut sich auf der Regelmäßigkeit der Massenverteilung und der Gleichmäßigkeit der Kornzusammensetzung auf. Nur in der Lagenschüttung lassen sich nach S. 56 diese Bedingungen erfüllen, da hierbei keine Entmischung in verschiedene Körnungen stattfinden kann und dann eine geregelte und sichere Verfestigung im Gegensatz zu den anderen Schüttarten erreicht wird.

#### a3. Die Geräte.

Es gibt für jedes Gestein bei Verwendung eines bestimmten Gerätes nur eine günstigste Verdichtungsmöglichkeit, und zwar nur bei einer bestimmten Schütthöhe. Jedes Abweichen hiervon ist technisch fehlerhaft und wirtschaftlich nachteilig. Es ist bei der großen Verschiedenheit der Schüttstoffe nun nicht möglich, auf der Grundlage der Druck- und Stoßübertragung oder der Bewegung für jedes Gestein ein besonderes Gerät zu entwickeln. Der zweckmäßigste Geräteeinsatz ist deshalb eine Frage der bestmöglichen Angleichung eines Gerätes an das Schüttmaterial (Zusammensetzung und Konsistenz) sowie an die Schütthöhe und Korngröße.

#### a4. Die Verdichtung.

Es kann als bekannt vorausgesetzt werden, daß jedem Druck ein Gegendruck, jedem Stoß ein Widerstand entgegenwirkt, dessen Größe jedesmal dem Ergebnis der Verlagerung der Massen bei der Verdichtung entspricht (Ausweichen und Zusammendrückung). Es bestehen grundsätzlich zunächst drei Möglichkeiten für das Verhalten der Massen bei einer Verdichtung:

- a) sie lassen sich nicht verdichten,
- b) sie werden verdichtet, oder
- c) sie weichen aus.

Diese drei Möglichkeiten entsprechen jeweils einem bestimmten Kraftverhältnis zwischen Stoff und Geräten.

Der Gesamtwirkungsgrad eines Verdichtungsverfahrens setzt sich zusammen aus dem Wirkungsgrad des Gerätes, der Massen (Verdichtbarkeit: Widerstand oder Ausweichen) und der Schütthöhe. Der Wirkungsgrad der Schütthöhe kommt in der Überverdichtung, Unterverdichtung oder schließlich in der fehlerfreien, d. h. wirtschaftlichen Verdichtung zum Ausdruck.

**α) Die Überverdichtung** (Abb. 52). Die Schütthöhe und die Körnung sind so beschaffen, daß sich die volle Wirkung des Verdichtungsgerätes nicht in der obersten zu verdichtenden Schüttung selbst, sondern in der darunterliegenden Schüttung zeigt. Sie ist un-

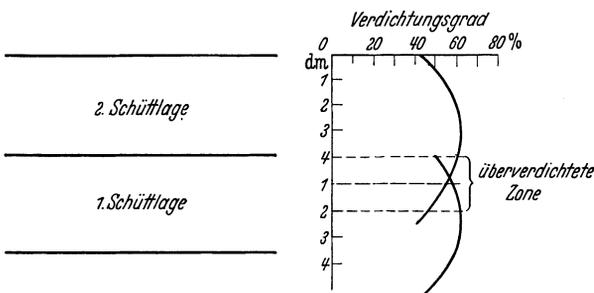


Abb. 52. Schematische Darstellung der Überverdichtung. Die Grenzschichten zwischen zwei benachbarten Schüttungen werden mehr als nötig verdichtet.

wirtschaftlich, da mit zunehmender Dammhöhe die Anzahl der Schüttungen und damit die Mehrleistung an Verdichtungsenergie wächst. Auch ist der Arbeitsaufwand bei etwaiger Vorzerkleinerung zu groß. Diese Verdichtung empfiehlt sich nur dort, wo mit Rücksicht auf sehr ver-

kehrsempfindliche Setzungen, z. B. Dammanschlüsse an Widerlagern, auf jeden Fall eine verlagerungsfeste Verdichtung erreicht werden muß. Eine gewisse Auflockerung der Oberfläche jeder Schicht ist nicht zu vermeiden. Diese Auflockerung kann Ursache von Setzungen sein, die nur durch die Verdichtung aus-

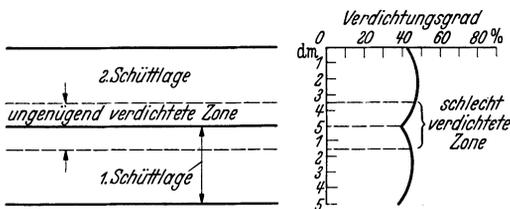


Abb. 53. Die Unterverdichtung: Die Grenzschichten zweier übereinanderliegender Schichten werden unvollständig verdichtet.

gemerkt werden kann (betr. Überverdichtung durch Resonanzwirkung vgl. S. 62).

**β) Die Unterverdichtung** (unvollständige, sog. Zwischenverdichtung, Abb. 53—55). Man spricht von einer Unterverdichtung dann, wenn die Massen nicht genügend verdichtet sind. Die Verdichtung ist unvollkommen und oft auch ungenügend. Es bilden sich Stellen in der Schüttung, an denen die Gesteinsmassen den späteren Verkehrsbeanspruchungen nicht genügend Widerstand bieten. Dabei kann die unvollkommene Verdichtung über die gesamte Schütthöhe und auch örtlich verschieden in derselben Schütthöhe auftreten. Die Schütthöhe, die Korngröße, der Wassergehalt der Massen können der Anlaß einer unvollständigen und ungleichmäßigen Verdichtung sein. So ist es z. B., wie der Verfasser bereits früher betont hat (14), unzuweckmäßig, weiche, plastische Lößlehm Massen bei einem zu hohen Wassergehalt (Verhältnis von Porenvolumen

zu Wassergehalt größer als 2:1) zu verdichten. Die feinsten Adhäsionswasserfilme zwischen den einzelnen Körnchen verhindern die Verdichtung. Die Massen werden nur teilweise verdichtet. Auf die Gefahr dieser sog. „Zwischenverdichtung“ wies der Verfasser bereits in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ 1935,

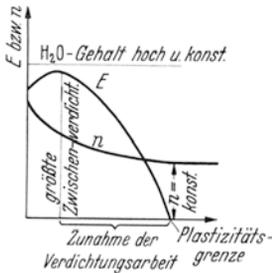


Abb. 54. Beziehung zwischen  $E, n$  und Verdichtung innerhalb der Zone der Zwischenverdichtung (14), ( $E$  = Elastizitätsmodul,  $n$  = Porenvolumen).

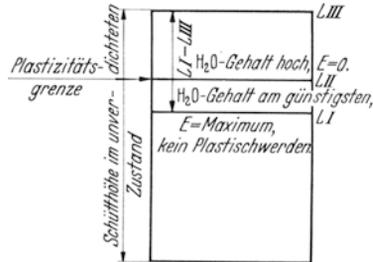


Abb. 55. Abhängigkeit des Verdichtungsgrades von der Plastizität und dem Wassergehalt (14). L I bis L III = Zone der Zwischenverdichtung, abhängig vom Wassergehalt; je höher der Wassergehalt, um so geringer der Verdichtungserfolg und um so höher die Setzung im Damm.

S. 387—389, hin. Es ist nicht richtig, die Verdichtung und Verfestigung der Dammassen auf dem Wege der Unterverdichtung lösen zu wollen, indem man z. B. zu leichte Geräte bei weichen, feuchten, schwer zu verdichtenden Massen verwendet.

Eine ähnliche fehlerhafte Verdichtung tritt bei zu großer Schütthöhe an der unteren Grenze der Schüttung auf. Sie ist aber auch an der Oberfläche einer Schüttung (Abb. 56) bei Anwendung von zu starker Verdichtungsenergie nicht nur bei schwachen, sondern auch zu hohen Schüttungen zu beobachten, so daß gleichzeitig an der Oberfläche wie an der Unterfläche der Schüttung die Massen mangelhaft verdichtet sein können. Die Unterverdichtung ist somit die Folge des zu schwachen oder auch zu schweren Geräteeinsatzes, abgesehen vom Wassergehalt und der wirksamen Stoffgruppe im Boden.

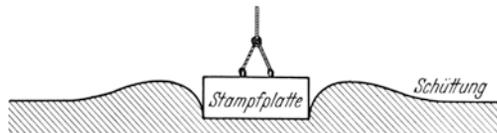


Abb. 56. Wirkung der Schiebewellen bei zu starker plötzlicher Stoßverdichtung (Auflockerung des Gefüges am stärksten am Gerät und klingt rasch ab).

γ) Fehlerfreie (richtige) Verdichtung. Die fehlerfreie Verdichtung vermeidet, soweit dies technisch und klimatisch möglich ist, die vorgenannten Mängel und Merkmale der Über- oder Unterverdichtung. Sie setzt eine gute Abstimmung der Massen nach Kornzusammensetzung, Wassergehalt und Korngröße in einer zweckmäßigen Schütthöhe für ein bestimmtes Schüttgerät voraus. Diese Verdichtung wird mit dem relativ geringsten Aufwand an Kraft und Kosten erreicht. — Diese Frage ist nicht so einfach zu lösen, wie die vielfachen Untersuchungen gerade auf diesem Gebiete zeigen. Sie kann nur durch Versuche geklärt werden.

γ1. Die technischen Voraussetzungen einer fehlerfreien Verdichtung. Das schwierigste Problem zwischen den Beziehungen von Gerät zu Stoff und Schütthöhe ist: Jede Energiezufuhr unter Ausschaltung von Verlusten oder Verlustquellen in der richtigen Verdichtung der Massen auszunutzen.

Zur Wahl eines Gerätes ist zu sagen, daß die Verdichtung nach der Tiefe zu nicht linear abnimmt. Untersuchungen des Verfassers, die bereits 1934 durchgeführt wurden, haben gezeigt, daß der Scherwiderstand mit zunehmender Tiefe rascher wächst (vgl. Straßenbau (13) und Abb. 57). Später ist LOOS auf anderem Wege durch Nachprüfung der Verdichtungsziffer mittels Volumenmessungen zu ähnlichen Ergebnissen gelangt (20—23) (Abb. 58 u. 59). Die Verdichtung nimmt mit wachsender Tiefe etwa quadratisch ab, jedenfalls stärker als in der ersten Potenz. Ebenso ist die seitliche Aufwölbung nur im Umkreis des Gerätes wahrnehmbar. Die Abnahme der Verdichtungswirkung, abweichend von der ersten

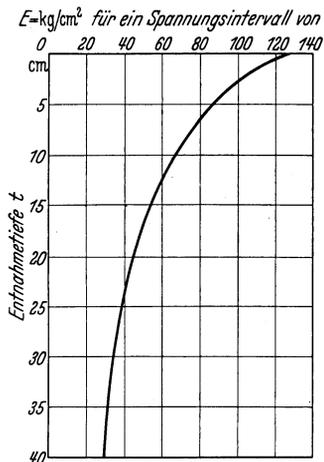


Abb. 57. Abhängigkeit der Verdichtungsziffer von der Entnahmetiefe der Proben (13).

Potenz, d. h. nicht linear, besagt, daß die Widerstandskräfte gegen die Verdichtung ebenfalls nicht gradlinig, sondern im Sinne von Wirkung = Gegenwirkung stärker wachsen. Die Widerstandskräfte einer losen Schüttung verhindern eine spontane Verdichtung, nicht aber die zeitlich langsam fortschreitende Verfestigung: das Setzen (vgl. S. 67 ff.).

Die größtmögliche Verdichtung, insbesondere bei Stoßkraft, erstreckt sich auf eine gewisse Zwischenzone in der Schüttung. Mit wachsender Tiefe verhindern Reibungskräfte und Trägheit der Massen eine vollwirksame Verdichtung. In Richtung der Schwerkraft werden die Massen verdichtet, in Richtung der Horizontalen dagegen werden die Massen an der Oberfläche aufgelockert. Nach oben stellt sich in bezug auf die Auflockerung das Gleichgewicht dort ein, wo die Auflast der Massen den zurückstrahlenden, senkrecht wirkenden Erschütterungswellen das Gleichgewicht hält. In der Tiefe erhöhen die Resonanzerschütterungen die Verdichtungswirkung. Am stärksten ist die Auflockerung stets in der Nähe des Gerätes. (Abb. 56 S. 61).

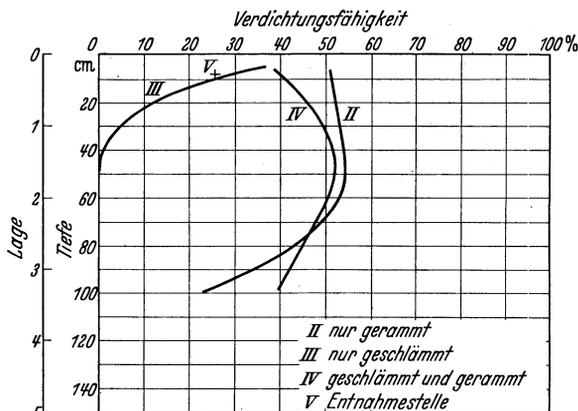


Abb. 58.

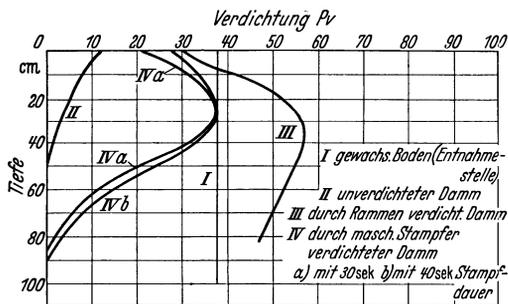


Abb. 59.

Abb. 58 u. Abb. 59. Verdichtungskurven an sandigen Böden (20 u. 22). Pv = Verdichtungsziffer Vz.

Die horizontal verlaufenden, sog. Schiebe- oder Transversalwellen sind am unangenehmsten, da sie die Verdichtung hemmen. Um diese Auflockerung zu beschränken und die Scherfestigkeit zu steigern, den Wirkungsgrad der Verdichtung letzten Endes zu erhöhen, muß man die Technik der Verdichtung gleichlaufend in Richtung einer größtmöglichen Beschränkung des Einflusses auflockernder Schiebewellen gestalten.

Wie kann man nun durch technische Mittel den Wirkungsgrad der Verdichtung erhöhen, ohne daß dabei erhebliche Mehrkosten entstehen ?

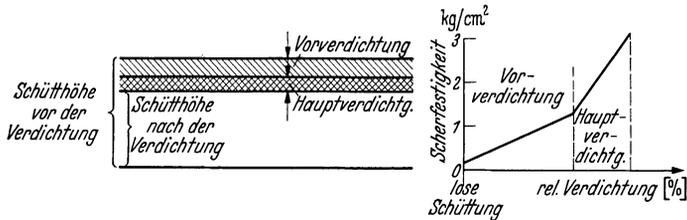


Abb. 60. Darstellung der stufenförmigen Verdichtung in der Wirkung auf die Zunahme der Verdichtung (Abnahme der Schütthöhe). Rechts schematische Darstellung der Zunahme der Scherfestigkeit durch die Vor- und die anschließende Hauptverdichtung.

Es ist klar, daß die Beweglichkeit der Massen verschieden ist und das Ausmaß der Auflockerung von der Zusammensetzung und dem Gerät abhängt. Ausweichen und Auflockern besagt im Sinne von  $\eta = \frac{1}{1 + \frac{m}{m_1}}$ , daß die Scherwiderstände der

zu verdichtenden Massen in keinem Verhältnis zur Verdichtungsenergie stehen, d. h. daß die Verdichtungsenergie zu groß ist. Diese Widerstände gilt es durch entsprechende Maßnahmen der Verdichtung zu wecken und zu steigern, wobei die Trägheit der Massen gegen die schädliche und störende Auflockerung ausgenutzt werden muß. Dies ist nur möglich, wenn die Verdichtung allmählich erfolgt, d. h. die Scherwiderstände allmählich wachsen. Man kann dieses Verdichtungsspiel etwa mit der Wirkung von Bremsen

vergleichen: Volle Ausnutzung der Bremsen ist nur dann möglich, wenn sie allmählich und immer stärker angreifen. Hat die lose Schüttung eine gewisse Scherfestigkeit durch eine erste oder sog. „Vorverdichtung“ erfahren, sind somit die wirk-

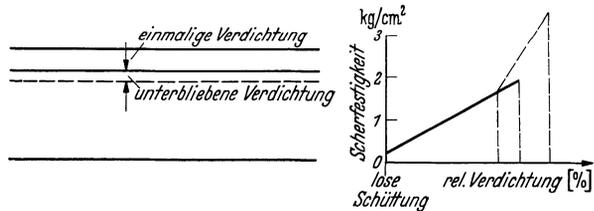


Abb. 61. Darstellung der nicht-stufenförmigen Verdichtung links in der Verkleinerung der Schütthöhe, rechts in der Zunahme der Scherfestigkeit unter Andeutung der Scherfestigkeitswerte bei stufenförmiger Verdichtung.

samen Nahkräfte (Reibung und Kohäsion) an den Berührungsflächen vergrößert, dann können die Massen bei der anschließenden vollen oder Hauptverdichtung sich nicht mehr dem Einfluß der vollwirksamen Verdichtungsenergie entziehen und ausweichen. Diese grundsätzliche Klarstellung zeigt mit aller Deutlichkeit, daß durch eine geringfügige Maßnahme der Verdichtungsenergie erheblich gesteigert werden kann. Ein sofortiger Einsatz der vollwirksamen Verdichtungsenergie ist, bei den Stoß- und Druckgeräten zumindest, auf jeden Fall zu vermeiden (Abb. 60 u. 61).

γ2. Die Vor- und Hauptverdichtung. Durch die erste oder *Vorverdichtung* werden die Massen nur teilweise verdichtet. Diese Verdichtung nimmt einen Teil der *Gesamtverdichtung* vorweg, um die Energie der Vollverdichtung stärker wirksam werden zu lassen. Sie ermöglicht an allen Dammstellen, Kern wie Schultern, eine befriedigende und fehlerfreie Verdichtung. Sie weckt die Trägheits- und Verformungswiderstände in einem viel stärkeren Maße, als die Scherfestigkeit bei der Vollverdichtung gemessen an der Verdichtungsziffer zunehmen kann. Jede Vorverdichtung hat ihre Grenzen in der Vergrößerung der Massenträgheit, wie schließlich jede Gesteinsschüttung nur einen bestimmten Wert an Scherfestigkeit erhalten kann. Z. B. kann eine Tonscholle niemals die Festigkeit eines Granites erreichen. Bei der raschen Abnahme der Verdichtung mit wachsender Tiefe ist es deshalb falsch, durch größere Energiezufuhr auch in der Vollverdichtung die Verdichtungsleistung steigern zu wollen, wenn nicht gleichzeitig bei wenig verspannten oder weichen Massen die zwangsläufige Auflockerung vermieden werden kann, oder der Elastizitätswert vergrößert wird.

Zusammenfassend kann gesagt werden: Die Verdichtung muß von einer Anfangsverdichtung zur allmählichen Vollverdichtung fortschreiten. Dadurch lassen sich die schädlichen Wirkungen der Auflockerung an der Oberfläche und nach den Seiten vermeiden. Es kommt darauf an, die Massenträgheit so zu vergrößern, daß bei der Voll- und Hauptverdichtung durch die bereits geweckten Scherwiderstände gegen Auflockerung die Scherfestigkeit zu einem Höchstwert anwächst. Die Verdichtung führt über die stufenförmige Verdichtungszunahme zu der technisch vollkommenen Verdichtung bei fast gleicher Wirkung in der Horizontalen wie in der Vertikalen.

γ3. Die genügende und gleichmäßige Verdichtung. Unter gleichmäßiger Verdichtung ist grundsätzlich die Verdichtung zu verstehen, die an jeder Dammstelle denselben Festigkeitswert ergibt. Die Gleichmäßigkeit hängt von der Beschaffenheit der Schüttung: Höhe und Massenzusammensetzung, ab. Sind z. B. Felsen und Lehm ungleichmäßig verteilt, dann ist die gleichmäßige Verdichtung sehr schwierig. Genügende Verdichtung wiederum besagt, daß keine Schäden eintreten können. Sie ist gleichbedeutend mit fehlerfreier Verdichtung, schließt aber gleichmäßige, verkehrsungefährliche Verlagerungen nicht aus.

Die richtige Verdichtung ist, abschließend und zusammengefaßt gesagt, stets eine Frage der zulässigen Veränderung im Damm, etwa durch Setzen, nach Verkehrsübergabe einer Straße. Es sollen dabei keine verkehrsschädlichen Veränderungen der Gradienten wie der Kurvenüberhöhung vorkommen, und Stufenbildungen sowie Setzungsmulden an Brückenwiderlagern ausgeschlossen sein.

Im einzelnen ist zur Frage der gleichmäßigen Verdichtung für die extremen Dammstellen, Kern oder Schulter, im Sinne der allmählichen Steigerung der Verdichtung von der Vorverdichtung zur Vollverdichtung folgendes zu sagen:

γ4. Die Dammschulterverdichtung. Die Stoffteilchen an den Dammschultern sind gegen Beanspruchung durch angreifende Kräfte nur einseitig gesichert. Sobald die Massen an den Dammschultern verdichtet werden sollen, ergibt sich ein Kräfte-dreieck mit der kleinsten Widerstandskraft in Richtung nach außen. Die Massen erhalten hier sehr schwer den erforderlichen Verdichtungsgrad. Sie können somit dem Verdichtungsimpuls durch Ausweichen nach der Seite entgehen. Dies muß verhindert werden, da sonst überhaupt keine Ver-

festigung zu erzielen ist. Da aber der Verkehr sich gerade an den Dammschultern abspielt, muß der Verdichtung besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Hierbei hilft nun die Vorverdichtung in ganz ungeahntem Maße. In den Abb. 62 u. 63 sind die Kräfteverhältnisse schematisch dargestellt, die bei der Vorverdichtung und Hauptverdichtung oder nur bei unmittelbarer Vollverdichtung (Abb. 64) in Erscheinung treten können und die Widerstandskräfte an den Dammschultern wecken

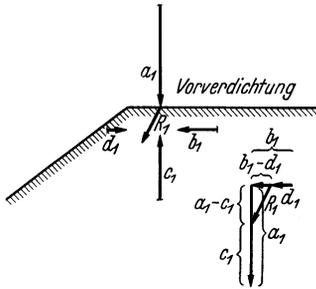


Abb. 62.

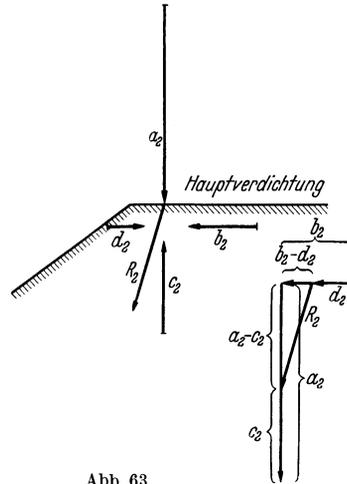


Abb. 63.

Abb. 62 u. 63. Darstellung der Kräftespiele an den Dammschultern bei stufenförmiger Verdichtung. Wesentlich ist, daß die  $d$ -Kraft zunimmt und dadurch die Hauptverdichtung erfolgreich ist, indem die Resultierende mehr nach dem Kern zu verläuft.

oder verhindern. Ohne Vorverdichtung ist an den Dammschultern keine fehlerfreie Verdichtung, keine setzungssichere Verbindung der einzelnen Gesteinsteilchen möglich. Die Frage der Vorverdichtung wurde bisher in den zahlreichen

Veröffentlichungen über die Dammsverdichtung niemals in den Vordergrund der Erörterungen gestellt bzw. gewürdigt. Und doch ist sie Voraussetzung jeder erfolgreichen Verdichtung. Im allgemeinen wunderten sich die Praktiker, daß z. B. eine 4,5 t schwere Stampfplatte weniger leistete als eine 2—3 t schwere. Andererseits wurde rein gefühlsmäßig für die Dammschulter-

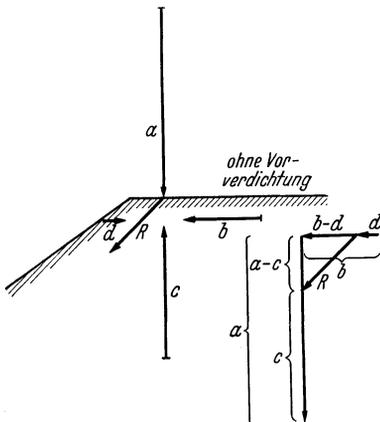


Abb. 64. Darstellung der nicht-stufenförmigen Verdichtung und der Wirkungslinien der resultierenden Kraft an der Dammschulter bei stoßartiger Verdichtung. Gegenüber Abb. 62 u. 63 drückt die Kraft nach außen ab und verhindert eine erfolgreiche Verdichtung dieser empfindlichen Dammstelle.

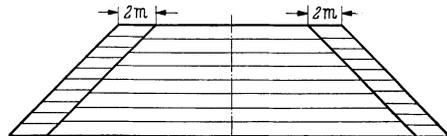


Abb. 65. Dammschulterverdichtung unter Ermäßigung der Schütthöhe in einem etwa 2 m breiten Randstreifen, um die Dammschultern durch mittelschweres Gerät verdichten zu können.

verdichtung die Verwendung mittelschwerer Geräte bei ermäßigter Schütthöhe (Abb. 65) vorgeschlagen. Beide Beispiele zeigen in aller Deutlichkeit die Notwendigkeit, die Verdichtungsarbeit planmäßig zu gestalten. Es bleibt aber dem Einzelfall der Dammhöhe, Lage des Damms in der Geraden oder Kurve usw.

überlassen, wie der Damm verdichtet werden soll. Denn auch hier gibt es wieder, ohne im einzelnen noch die Massenzusammensetzung zu berücksichtigen, feinere Unterschiede der Verdichtungsausführung.

γ5. Die Verdichtung im Kern. Dem Verdichtungsimpuls, z. B. bei der Verdichtung mit Stoßkraft, wirkt der Scherwiderstand der Massen mit dem Erfolg entgegen, daß die Teilchen in der Nähe des Gerätes an der Oberfläche am stärksten

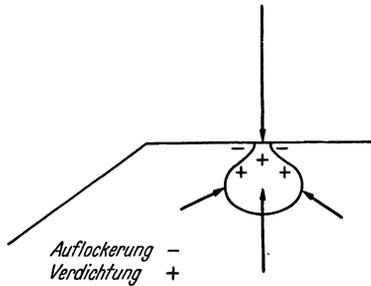


Abb. 66. Verdichtungswirkung im Kern. Analog zu Abb. 62 bis 64 ist die Auflockerung zwangsläufig neben dem Gerät am größten.

aufgelockert werden (Abb. 56 S. 61 u. Abb. 66). Diese Auflockerung ist gleichbedeutend mit Energieverlust und wird nach den Skizzen (Abb. 62 u. 63) ebenfalls durch eine sinnge-  
mäßige Vorverdichtung vor der Hauptverdichtung weitgehend eingeschränkt.

Zusammengefaßt läßt sich sagen: Im Dammkern verhindern mit Ausnahme an der Oberfläche die allseitig anlagernden Massen eine Verschiebung und auch weitgehend die Auflockerung. In der Nähe der Dammschul-  
tern ist die besondere Schwierigkeit einer

den Verkehrsbeanspruchungen entsprechende Verdichtung durch die in den Skizzen dargestellten Kräftespiele deutlich gezeigt. Insbesondere geben die verschiedenen Kräfteverhältnisse bei Vollverdichtung, ohne und mit Vorverdichtung, ein klares Bild über den möglichen Verdichtungserfolg an diesen empfindlichen Dammstellen.

γ6. Verdichtung und gewachsener Boden. Es herrschte bisher die mehr oder weniger gefühlsmäßige Einstellung, daß eine Verdichtung genüge, wenn sie die Dichte des gewachsenen Bodens erreicht habe. Diese Ausführung wurde z. B. bei der Verdichtung der Massen an der Sösetalsperre vorgeschrieben. Es wird aber auch behauptet, es sei unmöglich, die Dichte des gewachsenen Bodens zu erreichen, während andere wiederum betonen, man müsse noch dichter, als der gewachsene Boden ist, verdichten. Wer hat recht und wo liegt die richtige Verdichtung? Es kommt stets darauf an, welcher Bodenzustand als Vergleichsmaßstab gewählt wird. Bei festem, gewachsenem Felsen ist es z. B. unmöglich, durch die Verdichtung die ursprüngliche Dichte wieder zu erreichen. Man wird stets mit einer bleibenden Auflockerung von 5—15% rechnen müssen. Bei guter Verdichtung kann man an Dünenansanden dagegen wegen der lockeren Ablagerungsverhältnisse dieser Sande mit einer Verdichtung von 10—20% und bei Löß sogar von 30—35% der ursprünglichen Dichte, d. h. des gewachsenen Zustandes, rechnen. An dem Schlammgefüge des Geschiebelehmes beträgt die Verdichtung nur 10%, an tonigen Kiessanden aus dem Tertiär verhalten sich die Porenvolumina der gewachsenen zu den der verdichteten Massen etwa gleich. Bei losen, pseudofesten Mischgesteinen, z. B. Steinbruchsabraum, kann man schließlich damit rechnen, daß die Massen zwischen 25—40% an Rauminhalt durch die Verdichtung verlieren. Es kommt also für das Maß einer richtigen Verdichtung stets auf die ursprüngliche Dichte der Massen im natürlichen Zustande an. Der gewachsene Boden (Stein und Boden) ist daher kein unveränderlicher und sicherer Gradmesser für die Frage der richtigen Verdichtung und sollte deshalb auch nicht angewandt werden. Für die Massenbedarfsfrage und für die Abrechnung der Erdarbeiten sind obige Verdichtungsziffern von großer Bedeutung.

γ7. Verdichtung und Wetter. Der Erfolg der richtigen Verdichtung unterliegt dem Einfluß des Wetters. Trockenem Wetter ist an pseudofesten Gesteinen die günstigste Voraussetzung für das Gelingen einer sonst richtig organisierten Verdichtungstechnik. Die Niederschläge schaden den festen Gesteinen nicht.

Bei regenschweren, nassen Massen ist die Grenze der Verdichtungsmöglichkeit dort gesetzt, wo die Geräte sich nicht mehr von selbst fortbewegen können, sondern stecken bleiben oder gar zu versinken drohen. Daß in diesem Falle schon die richtige und fehlerfreie Verdichtung nicht mehr erreicht werden kann, sondern Verlagerungen im Damm unausbleiblich sein werden, dürfte ohne weiteres einleuchten. Frostwetter behindert den Einbau und die Verdichtung pseudofester Böden nur dann, wenn die Bodenschollen gefroren sind.

### b) Die Dammsetzungen.

Der Erfolg einer jeweiligen Verdichtungstechnik zeigt sich im setzungsfreien Verhalten eines Dammes, wie an jedem anderen Bauwerk die Stabilität sich in einem unveränderlichen Gefüge offenbart. Während jedoch hier bereits die Stabilitätsansprüche durch die Güteeigenschaften der gewählten Baustoffe vollkommen erfüllt werden, sind derartige Kriterien an den Dammbaustoffen nicht möglich. Der Erfolg jeder Verdichtungstechnik spiegelt sich deshalb in der Größe und dem Umfang der Verlagerungen, in den Gefügeveränderungen des Dammes wider, die er während und nach der Bauzeit erleidet. Auch bei einer völlig einwandfreien Bauweise ist es nicht immer möglich, einen vollkommen verlagerungs-sicheren Damm zu erzielen. Die häufigsten und zugleich unbedenklichsten Verlagerungen, die Setzungen, treten vielfach mit mehr oder weniger störenden Begleiterscheinungen für den Verkehr auf. Sie rechnen in der Regel, soweit sie nicht eine Verkehrsgefahr heraufbeschwören, nicht zu den Schäden eines Dammes, im Gegensatz zu den eigentlichen Schäden, den Dammrutschungen.

Da es sich bei der Ausführung der Dammschüttungen unter Anwendung neuerzeitlicher Verdichtungsverfahren darum handelt, die Setzungen möglichst auszuschalten, müssen zunächst die Voraussetzungen, die Ursachen, ferner die Wirkungen und Einflüsse der Setzungen auf den Verkehr besprochen werden. Nur so ist es möglich, die Setzungen als Wertmaßstab für die Güte der Verdichtungstechnik in ihren Folgeerscheinungen für die Verkehrssicherheit auch beim praktischen Dammbau richtig einzuschätzen und danach die Ausführung des Dammes wirkungsvoll zu gestalten.

Wenn in dieser Darstellung zunächst der Untergrund nicht berücksichtigt wird und er als zunächst passiver Teil des Dammbaues, als Baugrund, nicht in den Kreis der Erörterung gezogen wird, so liegt dies darin begründet, daß vorerst die Frage geklärt werden soll, inwieweit ein Schüttstoff setzungsfrei im Damm eingebaut werden kann. Auf die wichtigen Beziehungen der Setzungen im Untergrund ist im Abschnitt 10, der die Beziehungen zwischen Damm und Untergrund behandelt, ausführlich eingegangen, so daß an dieser Stelle darauf verwiesen werden darf, während schließlich die praktischen Folgen der Setzungen, ihre Bekämpfung und ihre Beobachtung auf S. 133 ff. dargestellt sind.

*Begriffliches.* Unter Setzungen oder Senkungen im Damm versteht man alle allmählich sich auswirkenden räumlichen Veränderungen eines Dammes bzw. seiner Teilchen. Diese setzen gewöhnlich mit Beginn der Dammschüttung ein,

dauern oft lange Zeit nach Vollendung des Dammes an, um erst allmählich auszuklingen. Diese Setzungen führen im allgemeinen nicht zu Störungen des inneren Zusammenhaltes im Damm. Infolgedessen werden der ganze Damm oder größere Dammabschnitte mehr oder weniger gleichmäßig nach Maßgabe der setzungsempfindlichen Beschaffenheit der einzelnen Bestandteile davon betroffen.

Die Setzungen sind die Folge des Schwerkrafteinflusses bei unausgeglichenen Stabilitätsbedingungen im Damm, mögen sie sich auch an den Dammschultern und -böschungen in einer von der Schwerkraft abweichenden Resultierenden auswirken, die in Form von Aufwölbungen und Aufbauchungen sichtbar in Erscheinung treten können. Jede Setzung bedeutet somit Formänderung gegenüber dem ursprünglichen Zustande. Setzungen können nur auftreten, wenn die angreifenden Kräfte stärker sind, als die durch die Verdichtung erreichte Dammfestigkeit Widerstand zu bieten vermag.

### b1. Ursachen der Setzungen.

Es werden nur die Ursachen einer nicht fehlerfreien Verdichtungstechnik berücksichtigt, dagegen bleiben geologisch-tektonische Einflüsse, die auf Bewegungen in der Erdkruste zurückzuführen sind, außer Betracht der Erörterungen.

Als Ursachen für die Dammsetzungen sind zu nennen: a) mangelhafte Verdichtung (falsches Gerät, falsche Schütthöhe, zu grobe Körnung), b) Einbau ungeeigneter Massen (nasse pseudofeste Böden mit zu hohem Schwellwert, mit geringem Elastizitätswiderstand, geringer Durchlässigkeit und hohem Wassergehalt), c) störende Wetterverhältnisse beim Einbau und bei der Verdichtung (Aufweichen durch längere Regenfälle, Eindringen von Nässe in aufgelockerte, schlechtverdichtete, poröse Böden, in Trockenrisse oder auch in Wühllöcher von Tieren sowie zu tiefe Humuskoffer an Dammschultern). Setzungen können somit Fehler in der Verdichtungstechnik, Materialfehler sowie Folgen klimatischer oder gar tierischer Einflüsse sein. Ungünstige Witterung ist die häufigste Ursache von Setzungen; denn man kann während des Dammbaues technisch nicht immer den plötzlichen Wettereinflüssen wirkungsvoll begegnen und muß gewisse Verlagerungen in Kauf nehmen. Man kann dann durch noch so gute Verdichtungsarbeit nicht das schädliche Wasser beseitigen und ebensowenig durch Drainagearbeiten. Dieser Gesichtspunkt ist deshalb von gewisser Tragweite, als damit zugegeben werden muß, daß bei störenden Niederschlägen im Gegensatz zu sämtlichen anderen Kunstbauwerken, auch bei sonst völlig einwandfreier Verdichtungstechnik, nicht immer mit einem setzungsfreien Damm zu rechnen ist, wenn man nicht umständliche und kostspielige Gegenmaßnahmen treffen will, z. B. Einbau von Filterschichten u. a.

### b2. Die Wirkungen der Setzungskräfte.

Die Kräfte, die die Setzung auslösen, sind die Auflast der höheren Dammlagen auf die unteren Dammteile und die Verkehrseinwirkungen auf die höheren Dammabschnitte. Infolge der Auflast werden die Massen zusammengepreßt, wobei eine geringe Verbreiterung des Dammquerschnittes eintritt. Sie fällt aber gegenüber der bei unverdichteten Dämmen auftretenden Verbreiterung nicht ins Gewicht.

Der Scherwiderstand ist bei statisch ruhender Auflast größer als unter Einfluß bewegender Kräfte. Deshalb beeinflussen die Verkehrserschütterungen die Setzungserscheinungen stärker und nachhaltiger als statische Auflasten. Jede Er-

schütterung bedeutet Gefügebeanspruchung bzw. Verminderung der Kohäsion und leitet zu einem, wenn auch nicht sichtbaren, Fließprozeß unter Verbreiterung der Dammböschungen über. Somit ist statisch festes Gefüge nicht gleichbedeutend mit gleichgroßem Widerstand gegen kinetische und dynamische Kräftewirkungen. Während statische Beanspruchungen einen stetigen Setzungsverlauf auslösen, können Verkehrserschütterungen auch zu spontanen Setzungen mit Übergang zu unmittelbaren Dammrutschungen führen. Die kinetischen, als am stärksten gefügeverändernden Kräfte bilden für die beweglichen Gesteine einen Maßstab für die Frage der Setzungsgefahr. Jedoch ist bei jahrzehntelanger einwandfreier Dammlage mit guter Decke eine dann auftretende Setzung oder Rutschung nur selten auf innere Verfestigung oder Gefügeveränderung im Damm durch Verkehr und Witterung zurückzuführen. Hier bilden tektonische Bewegungen der Erdrinde den Anlaß des Schadens.

### b3. Die Wirkung der Setzungen auf das Gefüge.

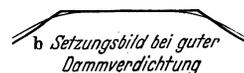
Außer den soeben dargelegten räumlichen Verlagerungen bringt eine Setzung unvermeidlich eine Veränderung des Gefüges zuwege. Die festen Teilchen werden teilweise umgelagert, die pseudofesten vor allem plastisch verformt.

### b4. Die Bedeutung der Setzungen für den Verkehr.

Hinsichtlich der Verkehrsbeeinflussung müssen die Setzungen in Längs- und Quersetzungen (15) unterschieden werden. Ein Damm setzt sich niemals ebenflächig, sondern mehr oder weniger an geraden Damnstrecken nach einer gekrümmten Fläche, d. h. in der Längsrichtung gleichmäßiger als in der Querrichtung bei gleicher Dammhöhe und gleichmäßiger Verdichtung der Massen (Abb. 67). Die Verkehrssicherheit verlangt aber nun in erster Linie ein stabiles Querprofil (Kurvenüberhöhung usw.), während eine Setzung in Richtung der Dammachse nur sehr selten den Verkehr stören kann, solange nicht unterschiedliche Setzungen sich auf die Decke auswirken (Stufenbildung). Die Ursache der unterschiedlichen Setzungen im Querprofil liegen in der verschiedenen Widerstandsfähigkeit und Scherfestigkeit der Massen auch bei gleichartiger Zusammensetzung gegen seitliche Verlagerung begründet. Mit der Annäherung an die Dammböschung nimmt die Scherfestigkeit, und zwar nicht linear, sondern stärker ab. Im einzelnen wird das Ausmaß der Setzungen von den Dammassen, Höhe und Breite, sowie Verkehrsbeanspruchung und Kurvenlage unterschiedlich beeinflusst (Abb. 68). Je niedriger und breiter ein Damm ist, um so weniger fallen Setzungen auf. Die Dammschultern an Innenbögen unterliegen infolge des Einflusses der Schwerkraft stärkeren Setzungen als Außenbögen, während sich bei geraden Damnstrecken im allgemeinen der Setzungsverlauf harmonisch im Querprofil



a *Setzungsbild bei schlechter Verdichtung der Dammschüttung*



b *Setzungsbild bei guter Dammverdichtung*

Abb. 67. Darstellung der Quersetzungen an schlecht und gut verdichteten Dämmen (15).



Abb. 68. Setzungsverlauf an einem Damm in der Kurve.

auf. Die Dammschultern an Innenbögen unterliegen infolge des Einflusses der Schwerkraft stärkeren Setzungen als Außenbögen, während sich bei geraden Damnstrecken im allgemeinen der Setzungsverlauf harmonisch im Querprofil

auswirkt. Die Setzungen im Querprofil sind der beste und empfindlichste Maßstab für das Verhalten der Dämme und damit ein weiteres Kriterium für die Güte der Verdichtung (15).

#### b5. Einfluß der Verkehrslage.

Im Gegensatz zum Eisenbahnbetrieb eingleisiger Strecken liegt das Schwergewicht des Straßenverkehrs, insbesondere der neuzeitlichen Autobahnen mit trennenden Mittelstreifen, in der Nähe der Dammschultern. Infolge der einseitigen Verstüpfbarkeit der Massen müssen sich stärkere Verkehrserschütterungen besonders ungünstig auswirken und evtl. Dammschultersetzungen nachteilig beeinflussen. Auch hier sind die Innenbögen von Kurven gefährdet und zwar um so mehr, je kleiner der Krümmungshalbmesser ist. Erhöht wird die Gefahr noch, wenn die Straße im Gefälle liegt und Oberflächenwasser über die Bahn nach der Böschung abströmen kann.

#### b6. Gefährliche und ungefährliche Setzungen.

Die Frage, ob eine Setzung gefährlich oder ungefährlich für den Verkehr wie für die Sicherheit des Dammes ist, hängt zunächst von der Stetigkeit der Dammführung, d. h. von der Beziehung zwischen Damm und Oberfläche und Geländeverlauf an der Dammsohle ab. Wird ein Damm von einem Bauwerk unterbrochen, dann bildet jeder Übergang vom Damm zum Bauwerk eine besonders setzungsempfindliche Stelle. Verkehrsstörende Setzungsmulden an elastischen Decken oder verkehrsstörende Stufen an starren Decken gehören zu den nachteiligsten Folgen. In einem zügigen Damm fallen dagegen einige Zentimeter Setzungen niemals störend auf.

Zweiter Teil.

## **Praktischer Dammbau.**

Fünfter Abschnitt.

### **Der Einbau der Gesteine.**

#### **1. Die Anföderung der Massen und Ausführung der Schüttung.**

Die Massen können auf verschiedene Weise zur Dammbaustelle gebracht werden. Grundsätzlich müssen zwei Förderarten, der starre und der bewegliche Förderbetrieb, unterschieden werden. Auf der Dammbaustelle selbst hat sich in letzter Zeit durch Einsatz von Bodenverteilergeräten die Verteilung der Massen immer mehr von dem starren Gleisbetrieb gelöst und ist dadurch viel flüssiger geworden.

##### **a) Starrer Förderbetrieb.**

Die Anfuhr der Schüttmassen erfolgt ausnahmslos auf dem Schienenwege. Die Verwendung von Gleisanlagen gibt der Schüttung, dem Massentransport und seinem zeitlichem Verlauf ein starres, nicht flüssiges, gebundenes Gepräge. Je nach dem Umfang der Massenföderung werden im neuzeitlichen Straßenbau Gleise mit Spurweiten von 60—90 cm verwendet. Die Spurbreiten von 75 und 90 cm kommen fast ausnahmslos für größere Massenbewegungen, z. B. von 100 000 m<sup>3</sup> und mehr, ferner bei erheblichen Förderwegen (von mehreren Kilometer Länge) in Frage. Die 60 cm-Spur hat sich für die geringeren Massentransporte bewährt. Die Föderung mittels schmalspuriger Wagen erleichtert das Verschwenken der Gleise und ebenso das Gleisrücken auf der Dammbaustelle. Bei nasser Witterung wird der Förderbetrieb in den wetterempfindlichen pseudofesten Böden weniger gefährdet, als bei Verwendung von großspurigen schwerem Fördergerät. Die Wahl der Spurbreiten, damit des Gewichtes der Förderlast, hängt somit außer von den bautechnischen Belangen wesentlich von den Bodenverhältnissen und den Wetterverhältnissen ab. Dies muß man für eine erfolgreiche Gestaltung der Massenföderung bedenken. Die großen Spurbreiten sind jedenfalls bei dem damit zwangsläufig verbundenem Einsatz schwerer Kippwagen erheblich witterungsempfindlicher als die leichteren Förderanlagen und können beim Fehlen von leistungsfähigen Gleisrückmaschinen den Fortschritt der Dammschüttung infolge erheblich höheren Aufwandes an Arbeit für die Säuberung, Unterhaltung und das Rücken der Gleise bei schlechtem, nassem Wetter beeinträchtigen.

Der starre Förderbetrieb ist heute in Deutschland für die Anföderung der Massen von der Gewinnungsstelle zur Kippe für großen Massenbetrieb allgemein vorherrschend. Diese Verhältnisse dürften sich in absehbarer Zeit noch nicht wesentlich ändern.

Der Damm wächst bei dem starren Förderbetrieb auf der Dammbaustelle in serpentinartig verlaufender Schüttung von rechts-links nach links-rechts und von da wieder von links nach rechts allmählich immer höher (Abb. 50, S. 56). Dieser

umständliche, Zeit und viel Menschenkraft erfordernde mosaikartige Streifen-

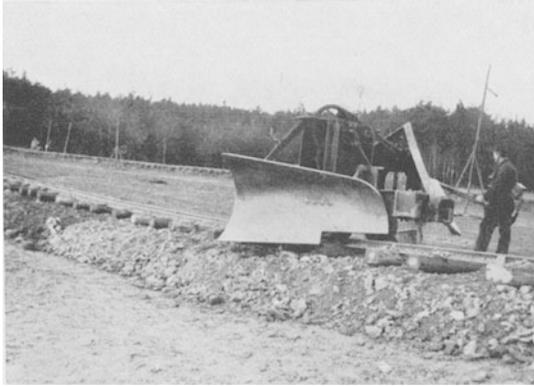


Abb. 69. Der Bodenverteiler für starren Förderbetrieb (mechanisches Breitziehen der Massen neben dem Gleis).

aufbau (Abb. 50) unter Einsatz parallel zur Achse liegender Gleisstränge fällt bei dem im folgenden beschriebenen neueren Einbauverfahren weg.

Der starre Förderbetrieb beschränkt sich bei diesem Verfahren allein auf die Anfuhr der Massen zur Dammstelle. Man fördert die Massen seitlich auf einem Kippgerüst an, schüttert sie aus und verteilt sie dann gleichmäßig durch die Planieraupe (Bodenverteiler) (Abb. 70), wie sie die Fa. MENCK & HAMBROCK entwickelt hat, über die gesamte Dammfläche. Dieses erst in den letzten zwei

Jahren entwickelte Einbauverfahren hat sich sehr gut bewährt und wird gerade jetzt, wo jede wertvolle Arbeitskraft für wichtigere Arbeiten, als für das Gleisrücken und Breitziehen der Massen benötigt wird, stark empfohlen und als sehr wirtschaftliches Verfahren vielfach angewandt. Die Massen werden dabei sehr gleichmäßig verteilt und durch die schweren Raupen vorverdichtet. Die Gleisrück- und Gleisverlegungsarbeiten fallen weg, der Dammbau verläuft flüssiger und schneller. Diese Einbauweise ist der Handarbeit weit überlegen. Die Planieraupe kann für fast alle Gesteine, vor allem aber die beweglichen, nicht zu groben und felsigen Massen eingesetzt werden.



Aufn. MENCK & HAMBROCK.

Abb. 70. Schützbühne bei Dammbau mit beweglichem Förderbetrieb. Die Planieraupe verteilt die Massen über die gesamte Dammfläche.

Diese Art des Masseneinbaues dürfte durch kein anderes Verfahren zu ersetzen sein, auch bei der völlig beweglichen Gestaltung der Anförderung der Gesteinsmassen. Auf der Kippe wird der Bodenverteiler stets eine wichtige Rolle zu erfüllen haben, indem er erhebliche Menschenkräfte frei macht und damit den Einbau wesentlich verbilligt.

**b) Beweglicher Förderbetrieb.**

Die Massen werden nicht auf Gleisen zur Einbaustelle im Damm oder zur Entladestelle am Damm gefördert. Sie werden, wie es in Amerika im großen

üblich ist, durch Lastwagen herangebracht. Gerade für den Bau der gewaltigen Erddämme für Talsperren hat sich dieses Fördermittel in Amerika im großen Stil eingebürgert. In Deutschland werden die Lastwagen vorläufig nur unter besonderen Verhältnissen eingesetzt, nämlich dort, wo die Verkehrslage einen starren Förderbetrieb nicht gestattet, z. B. bei kurzen, kurvenreichen Anfuhrwegen auf verkehrsreichen Straßen mit erheblichem Gefälle. Die Verwendung von Lastkraftwagen ist in Deutschland noch wenig verbreitet. Der Unternehmer benutzt seit früherer Zeit mit Vorliebe den Gleisbetrieb und kann sich davon scheinbar schwer trennen. Möglicherweise sind für diese diametral entgegengesetzten Förderweisen in Amerika und Deutschland die Betriebskosten, die geringen Kraftstoffkosten, die Entfernungen bzw. Mangel eines entsprechenden Wagenparks sowie teilweise auch die Geländeverhältnisse verantwortlich. Wenn auch in Deutschland eine allmähliche Lockerung des starren Förderbetriebes unverkennbar ist, so dürfte doch noch für die nächsten Jahre zumindest mit der jetzt vorherrschenden Förderung der Massen auf Gleisen zu rechnen sein. Zweifellos wird diese Lockerung anhalten, zumal die verteuernenden Spitzkehren bei bewegten Geländeverhältnissen wegfallen. Die Frage der Seitenentnahme kann dabei unabhängiger, freizügiger und zugleich unter Auswahl der besten Dammschüttstoffe erfolgen. Größere Dammsrecken können gleichzeitig aus mehreren Seitenentnahmen versorgt werden. Der Damm kann schließlich gleichzeitig an mehreren Punkten begonnen werden. Ganz sicherlich gehört einem völlig schienenlosen Förder- und Einbaubetrieb die Zukunft. Zumindest dürften die Fördergleise in kürzester Zeit von der Dammbaustelle verschwinden, insbesondere da in letzter Zeit leistungsfähige, geländegängige Erdbaugeräte (die Planieraupe und der Schürfwagenzug) in Deutschland entwickelt wurden, die — wenn auch nur zunächst für kleinere Wegstrecken vollen wirtschaftlichen Erfolg verbürgen — doch bereits einen deutlichen Wandel in Richtung des flüssigen, beweglichen Dammbaubetriebes ankünden. Es verdient im Hinblick darauf, einige Leistungsziffern dieser Geräte mitzuteilen:

Die Planieraupe von MENCK & HAMBROCK leistet<sup>1</sup>:

bei 10 m Förderweg	60 m <sup>3</sup>	gut schnittfähigen Boden/	Stunde.
„ 30 m	„ 32 m <sup>3</sup>	„	„
„ 50 m	„ 20 m <sup>3</sup>	„	„

Schwer zu lösende Böden vermindern die Leistung. Die Leistung kann aber gesteigert werden, wenn der Boden vorher durch Aufreißer aufgelockert wird. Die stark beweglichen Böden, wie Sande, setzen die Leistungsfähigkeit herab, da Sand unter und neben dem Brustschild (Abb. 51 S. 56) leicht abfließt. Pseudofeste nasse, schmierige Böden, ebenso felsige Massen wirken ungünstig auf die Leistung ein. Besonders gute Leistungen hat die Planieraupe bei der ausschließlichen Verteilung der Massen von dem Kippgerüst auf der Dammsstelle zu verzeichnen. Interessant sind die Kostenangaben für eine achtstündige Betriebszeit. Sie belaufen sich auf etwa 32 RM und verteilen sich im einzelnen auf Lohn und soziale Aufwendungen mit 8 RM, auf Kraft- und Schmiermittel mit 12 RM, auf Ersatzteile, Unterhaltung und Wartung mit ebenfalls 12 RM. Vorläufig dürfte die Grenze des wirtschaftlichen Einsatzes etwa bei 50 Meter Förderung liegen. Sie

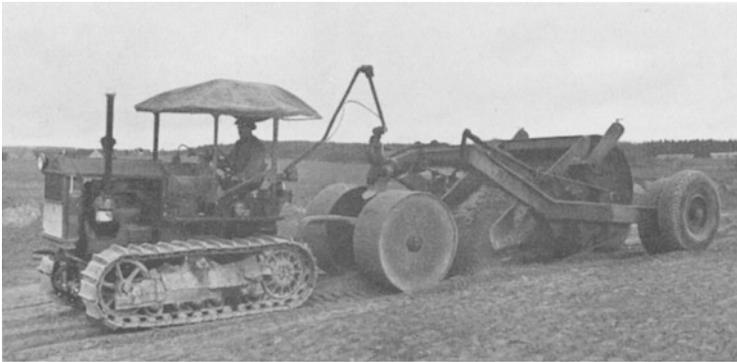
<sup>1</sup> Diese Angaben verdanke ich Herrn Dipl.-Ing. MENCK.

dürfte aber mit einem größeren Gerät und einem leistungsfähigen Motor von 100 PS und mehr (jetzt 50 PS) erheblich ausgedehnt werden.

**Der Schürfwagenzug** (Abb. 71). Neben der Planieraupe hat sich der Schürfwagenzug ebenfalls bewährt, wenn er sich auch nicht so stark wie die Planieraupe durchgesetzt hat. Immerhin verdient er Beachtung. Er besteht aus einem 50 PS-Raupenschlepper, der einen Schürfwagen von 4 m<sup>3</sup> Inhalt zieht. Folgende Leistungen werden damit erreicht:

bei	50 m Förderlänge	etwa	310 m <sup>3</sup> gelöster Boden	in	8 Stunden	<sup>1</sup>
„	100 m	„	280 m <sup>3</sup>	„	„	8
„	300 m	„	160 m <sup>3</sup>	„	„	8
„	500 m	„	120 m <sup>3</sup>	„	„	8
„	1000 m	„	75 m <sup>3</sup>	„	„	8

Diese anscheinend geringen Leistungsziffern enthalten den gesamten Arbeitsaufwand für Lösen und Fördern der Massen unter Annahme eines gut schnitt-



Aufn. MENCK & HAMBROCK.

Abb. 71. Schürfwagenzug von MENCK & HAMBROCK für beweglichen Förderbetrieb.

fähigen, d. h. mit Spaten und Schaufel zu lösenden Bodens. Festes Material muß aufgelockert werden. Sand vermindert infolge seiner Beweglichkeit die Leistung. Er schiebt sich nicht so gut in den Kübel und verursacht geringere Füllungen. Bei diesen Entfernungen ist die Fahrzeit für die Leistung von großem Einfluß. Sie kann nur bei gut unterhaltenen Fahrwegen eingehalten werden. Die Planieraupe leistet hier gute Dienste, indem sie den Fahrweg vorbereitet und vor allem die Kippe vorverdichtet. Während mit der Planieraupe der Damm nach allen Richtungen gleichmäßig vorgetrieben werden kann, läßt sich der Schürfwagenzug nur für die Seitenkippe verwenden. Ein gleichzeitiger Einsatz von Planieraupe und Schürfwagenzug ist von großem Vorteil und liefert die besten Erfolge beim völlig schienenlosen Einbaubetrieb. — Die Betriebskosten schwanken etwa zwischen 33 bis 34 RM in der 8-Stundenschicht, wobei die Reparaturkosten die erhöhten Aufwendungen im Vergleich zur Planieraupe bedingen.

Für den gleislosen Betrieb ist in Deutschland der *Raupenwagen* (Abb. 72) mit einem gestrichenen Inhalt von 4 ½ m<sup>3</sup> entwickelt worden, der von einem Raupenschlepper mit 50 PS-Leistung gezogen wird. Bei günstigen Verhältnissen können zwei Wagen von einem Schlepper bedient werden. Die Leistung

<sup>1</sup> Nach Angaben des Herrn Dipl.-Ing. MENCK.

dieser Fördergeräte hängt von der Förderlänge, dem Förderweg, damit Geschwindigkeit und auch von dem Ladegerät ab. Planieraupe und Schürfwagenzug, beide in noch stärkerer Ausführung und damit größerer Leistungsfähigkeit, werden den Dammbaubetrieb noch mehr als es bisher möglich ist von dem Einsatz wertvoller, für andere Arbeiten dringend benötigte menschliche Arbeitskräfte freimachen und sind deshalb unentbehrliche Geräte im Dammbau geworden.

### c) Fehler in der Schüttung.

Es dürfen bei der Schüttung keine toten Winkel durch Spitzkehren entstehen, die bei nachträglicher Anschüttung und Auffüllung zu

Rutschungen führen können. Ganz besonderer Nachdruck ist auf die unbedingte Einhaltung der vorgeschriebenen Schütthöhe zu legen, die am besten durch Aufstellen von Schüttlehren (Abb. 73) oder auch durch deutlich sichtbare, zur Aufklärung und Warnung dienende Schüttafeln (Abb. 74), auf denen die



Aufn. MENCK & HAMBROCK.

Abb. 72. Raupenwagen von MENCK & HAMBROCK.



Abb. 73. Lehre zur Begrenzung der vorgeschriebenen Schütthöhe.



Abb. 74. Anschlagtafel mit Angabe der zulässigen Schütthöhe usw.

zulässige Schütthöhe und der vorgeschriebene Zerkleinerungsgrad vermerkt ist, erfolgt. Ebenso oft wird der Fehler begangen, daß die Massen zu grobstückig eingebaut werden, besonders deshalb, weil die Massen nicht rechtzeitig an der Entnahmestelle vor dem Einladen, sondern erst auf der Dammbaustelle zerkleinert werden (Abb. 75). Hier hilft nur unnachsichtige Strenge, gegebenenfalls Einstellen der Schütтарbeiten; denn was im übrigen Bauwesen eine Selbst-



Abb. 75. Grobstückige, felsige Massen werden vor der Verdichtung zerschlagen.

verständlichkeit ist, gilt in noch viel größerem Maße für den wetterempfindlichen Dammbau: **Gewissenhafte Beachtung aller Bauvorschriften.**

Abgesehen von der zu großen Schütthöhe und zu geringen Zerkleinerung der Gesteinsbrocken, den vom Auftragnehmer aus leicht begreiflichen Gründen am häufigsten begangenen Fehlern, können weitere Fehler durch Nichtbeachtung der Geländeformen entstehen. Man muß den Damm am tiefsten Punkte beginnen. Ferner muß die Schüttung stets eine ge-

ringe Neigung nach außen aufweisen (Abb. 50 S. 56), um bei plötzlichen Niederschlägen das Wasser auf schnellstem Wege gefahrenlos nach außen abzuleiten. Jedes auf pseudofesten Böden stehende Wasser ist für die Sicherheit des Dammes gefährlich. Es ist zwecklos, derartige durchfeuchtete Stellen mittels Dränagen entwässern zu wollen. Diese Feuchtigkeit geht durch Dränagen nicht weg.

## 2. Der Einbau der Massen auf trockenem Wege.

### Grundsätzliches.

Unter Einbau der Massen ist zunächst die Anordnung der Massen in der Schüttung zu verstehen.

Wenn man den Einbau der Massen in ihrer vielfältigen Zusammensetzung beobachtet, dann gewinnt man mitunter den Eindruck, als ob hier ohne Gesetzmäßigkeit und Überlegung gehandelt wird, insbesondere dort, wo verschiedene Massen aus verschiedenen Einschnitten gleichzeitig eingebaut werden sollen und müssen. Nichts ist verfehlter, als etwa die Annahme, daß die Dammbaustoffe keiner pfleglichen Behandlung beim Einbau bedürfen und daß hier nicht ebenso planmäßig wie bei jedem anderen Bauwerk zu verfahren ist, gerade weil nur „der Ausschuß der Gesteine“ als Baumaterial verwendet wird. Wie oft kann man in diesem Zusammenhange Fragen hören, wie: Soll man Sand mit Felsen vermischen oder sollen beide Gesteine lagenweise getrennt eingebaut werden, ferner: soll dabei Wasser verwendet werden; oder: sollen weiche lehmige Massen ausgesetzt werden oder gar mit trockenen Gesteinen gemischt werden? Diese sich fast täglich wiederholenden Fragen der neuzeitlichen Dammbaupraxis bestätigen den Eindruck, daß noch viel Unklarheit darüber herrscht, wie man die verschiedenen Gesteine am besten im Damm einbaut.

Es gibt auch hier gewisse ungeschriebene Gesetze — wie zumeist im Erdbau — die genau befolgt werden müssen, um einen fehlerfreien Einbau zu erzielen. Um die Massen in der Schüttung richtig anzuordnen, muß als wichtigste Vorbedingung die Gesteinszusammensetzung der Dammmassen vor Beginn der Dammschüttung bekannt sein. Nur so läßt sich der Einbau der Massen richtig gestalten; weiche und lehmige Massen z. B. müssen, um sich schnell zu setzen, möglichst am Dammfuß, d. h. in der unteren Dammhälfte eingebaut werden, während festere Gesteine, felsige oder sandige Massen, bevorzugt an der Dammkrone zu schütten sind. Bei stark wechselnden Massen, z. B. Feinsand, vermischt mit sprengfesten Felsen, müssen die Massen so eingebaut werden, daß sie einen gleichmäßig guten Damm bilden. Dabei ist die Frage zu klären, ob im Einzelfall die Verdichtung durch Verwendung von Wasser verbessert werden kann. *Ohne gründliche bodenkundliche Mitarbeit oder Verständnis für die bodenmechanischen Probleme und ohne Beteiligung der Baugrundingenieure ist hier kein Erfolg möglich.*

Wie im einzelnen die Einbauarbeiten bei verschiedenen Massen am zweckmäßigsten ausgeführt werden, dafür mögen im folgenden einige typische Beispiele Anhaltspunkte für die Praxis geben.

#### a) Gleichförmige, grobe, feste oder pseudofeste Gesteine.

Der Einbau dieser Massen bietet die wenigsten Schwierigkeiten. Es ist nur darauf zu achten, daß die Zerkleinerung vorschriftsmäßig erfolgt und die Schütthöhe nicht überschritten wird. Bei gleichmäßiger Zerkleinerung verstützen sich die Massen untereinander sehr gut (Abb. 76), so daß nachträgliche Verlagerungen, z. B. bei Kiesen und Sanden, im allgemeinen ausgeschlossen sind. Es muß durch die nachfolgende Verdichtung eine gute innere Verklebung und Verspannung der einzelnen Gesteinsteilchen erzielt werden, gewissermaßen eine Art Bindung der Gesteinsteilchen so aneinander, wie sie im Beton durch den Zement erreicht wird.

Läßt man aber große Brocken liegen und ummantelt sie durch feinere und



Abb. 76. Vorschriftsmäßige Zerkleinerung der Massen vor der Verdichtung.



Abb. 77. Packlageartiger Einbau felsiger, fester Gesteinsbrocken.

kleinere Gesteinsstücke, so ist im gewissen Umfange die Gefahr der Verlagerung noch vorhanden. Derartige, einer kunstmäßigen Einbauweise ähnelnde Schüttungen sollte man vermeiden. Felsige Massen packlageartig aufbauen zu lassen, erfordert sehr viel Arbeit und Aufsicht (Abb. 77). Eine richtige Packlage wird bei ungleichmäßiger Zusammensetzung und unregelmäßigen Formen der unbehauenen Felsbrocken selten erreicht. Die feste Verspannung der

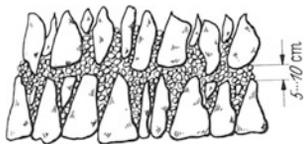


Abb. 78. Schematische Skizze für den packlageartigen Einbau felsiger, fester Gesteine unter Verwendung einer reibung erhöhenden Zwischenschicht.

Gesteine ist nur bei fester Verklemmung annähernd gleichgroßer Steine möglich. Das Abwalzen mit einer 20 t schweren Walze kann hierbei ein Kriterium für den festen Einbau der Felsbrocken bilden. Immerhin bedarf es einer dünnen Zwischenschicht zwischen den einzelnen Packlagen als Filter- und Verspannschicht (Abb. 78).

Immerhin bedarf es einer dünnen Zwischenschicht zwischen den einzelnen Packlagen als Filter- und Verspannschicht (Abb. 78).

#### b) Sandig-kiesige, schwachlehmige oder tonige Massen.

Bei diesen Massen ergeben sich keine Schwierigkeiten, sofern die vorgeschriebene Schütthöhe eingehalten wird.

#### c) Trockene, harte Erdschollen.

Diese Gesteine müssen gemäß den Ausführungen auf S. 44 bei der Verdichtung gleichmäßig zermalmt werden. Dies ist aber nur möglich, wenn die Massen entsprechend vorzerkleinert sind und im übrigen die vorgeschriebene Schütthöhe beachtet wird. Meist werden die trockenen, harten Erdschollen indessen nur oberflächlich zerschlagen. Sie sind dann ungleichmäßig in der Schüttung angeordnet. Werden diese Massen nicht völlig verdichtet, dann ist mit Verlagerungen im Damm unbedingt zu rechnen, wenn Wasser irgendwie eindringt, wie bereits früher ausgeführt wurde.

#### d) Weiche, feuchte, pseudofeste Böden.

**Grundsätzliches.** Kein Schüttstoff ist bis in die jüngste Zeit so angefeindet worden und verpönt gewesen, als gerade diese als besonders gefährlich angesehenen Böden, insbesondere der Löß und Lößlehm, und dies, trotz gegenteiliger wissenschaftlicher Erörterungen namhafter Geologen, sehr zu Unrecht. Zum Teil mögen hier Unkenntnis der bodenphysikalischen Verhältnisse und Einflüsse des Wassers mitgespielt haben, um jedem Praktiker ein unsicheres Gefühl vor diesen Massen einzuflößen, so daß man sie stets nur ungern verwendete und diese Massen vielfach teure Fehlentscheidungen auslösten. Die Gefährlichkeit dieser Stoffe wird scheinbar durch die hohe Empfindlichkeit gegen plötzliche Niederschläge bestätigt.

Es ist zunächst zu wiederholen, daß für jeden Boden nur ein bestimmter Feuchtigkeitsgehalt ein Höchstmaß an Dichte gestattet (Abb. 45 S. 49). Diesen Wasserbindungsfaktor genau einzuhalten, ist völlig unmöglich. Es muß deshalb der Grenz Zustand betrachtet werden, der den Einbau gefährden kann und der, bei dem ohne weiteres eine Verwendung dieser Böden zulässig ist.

Die Grenze des Einbaues liegt dort, wo sich die Verdichtungsgeräte nicht mehr selbständig fortbewegen können. Ehe dieser Zustand eintritt, werden die Massen infolge höheren Wassergehaltes — es sei an Lößlehm gedacht — örtlich weich.

Sie bilden weiche Stellen, die dann jedem Verdichtungsversuch trotzen, im Gegenteil, bei fortschreitender Verdichtung noch mehr erweichen (vgl. Abb. 54 S. 61).

An Löß und Lößlehm mit bekanntlich ungünstigen Plastizitätswerten sind derartige Erscheinungen oft zu beobachten. Die Ursache der gummiartigen Stellen ist darin zu suchen, daß die Adhäsionswasserfilme den Abstand der festen Teilchen vergrößert haben und damit die Reibung verringert ist.

Vielfach handelt es sich nicht nur um einen „Materialfehler“, sondern darum, daß sich örtlich auf der Schüttung Wasser ansammeln konnte, das im weiteren Verlauf des Dammbaues von der nächstfolgenden Schüttung aufgesogen wurde und die Massen stärker durchfeuchtete, als den Einbaubedingungen entspricht.

Es kann aber auch ein pseudofester Boden so feucht und weich sein, daß er infolge der Winternässe, wie sie im Frühjahr oft auftritt, bei der Verdichtung eine gleichmäßige „gummiartige“ Masse im Damm bildet. Soweit die Massen sich noch verdichten lassen, besteht an Lößlehm keine Gefahr für den Damm; denn solange die Geräte nicht versinken oder stecken bleiben, besitzen die Lößlehm-massen einen verhältnismäßig hohen Grad von Scherfestigkeit. Ferner erhärten sie bereits durch geringes Abtrocknen bei Wind und Sonne wegen der verhältnismäßig guten Wasserdurchlässigkeit und der losen Bindung der schmalen Adhäsionswasserhüllen an den feinsten Quarzkörnchen (Löß besteht bekanntlich zu 86% aus Quarz!) im Vergleich zu den stark tonhaltigen Böden mit starken und festeren Wasserhüllen (8). Diese Tatsache verdient, insbesondere bei der Beurteilung von Löß und Lößlehm als Dammbaustoff, eine stärkere Beachtung als bisher. Jedenfalls ist dies bisher noch nie richtig gewürdigt worden; denn dadurch rücken Löß und Lößlehm in die Gruppe der besseren Baustoffe im Vergleich zu Ton.

Es ist somit unumgänglich notwendig, sich über das Wasserbindevermögen aller Dammbaustoffe einen klaren Überblick zu verschaffen, um diese Baustoffe des Dammes in jeder Hinsicht richtig beurteilen zu können.

Das Verhalten von Löß und Lößlehm ist ebenso bemerkenswert wie seine Rutschgefährlichkeit infolge niedriger Plastizitätswerte. Das bedeutet nichts anderes, als daß sie trotz ihrer hohen Empfindlichkeit einen im allgemeinen besseren Schüttstoff abgeben als weichplastische Tone, die niemals in derartig kurzer Zeit ihre Konsistenzbedingungen und damit die Scherfestigkeit beim Übergang aus dem plastischen zum steifen Zustand verändern bzw. vergrößern können. *Somit sind Löß und Lößlehm — wenn sie zudem bei trockenem Wetter oder bei Wind und Sonne eingebaut werden — stets unbedenklich zu verwenden; denn die Scherfestigkeit wächst hier fast spontan im Gegensatz zu den hochplastischen, wenig wasserdurchlässigen Tönen, die zunächst weniger rutschgefährlich erscheinen und sein können. Diese Tatsache ist von erheblicher praktischer Bedeutung. Liegt doch hierin die Begründung, warum Löß und Lößlehm gute Baustoffe sind und niemals wie ein Schwamm sich aufblähen können, ganz abgesehen davon, daß sie nicht die gleiche Spannkraft bzw. den Schwellwert besitzen wie ein Schwamm, sondern der Schwellwert nur eine geringfügige Oberflächenerscheinung ist.*

Es sind Dämme von 14 m und größerer Höhe aus Löß ausgeführt worden und haben sich bis heute, nach mehreren Jahren, sehr gut bewährt, ohne die geringste Spur von Beschädigung, Auswaschung und Rutschung zu zeigen, nicht zuletzt auf Grund dieser oben beschriebenen Verhältnisse. Wenn schließlich noch berücksichtigt wird, daß die Verdichtung gegenüber dem gewachsenen Zustand min-

destens 30% beträgt, bekommt man einen Überblick, wie stark die Scherfestigkeit auf dem Wege der Verdichtung und der späteren Verhärtung zugenommen hat.

Ist man gezwungen, weiche, schwer zu verdichtende, pseudofeste Böden infolge zeitlicher Beschränkung einzubauen, dann kann man sich folgendermaßen helfen. Man fügt in bestimmten Abständen, je nach den Bodenverhältnissen, etwa in 1 m Abstand ungefähr 20 cm starke Filterschichten aus Sand ein. Diese erhöhen zunächst die Reibung, ermöglichen eine Verfestigung des weichen Bodens durch Entfiltern des Porenwassers nach Maßgabe der Veränderung der Durchlässigkeit des Bodens (infolge Verringerung der Porenziffer unter Belastungszunahme im Verlauf der wachsenden Dammhöhe) und verhindern teure Seitenablagerungen der Massen. Dieselbe Maßnahme empfiehlt sich u. a. bei Wiederaufnahme der Dammschüttung nach Austritt des Frostes aus dem Boden, d. h. bei Fortsetzung der durch den Winter unterbrochenen Dammarbeiten oder auch dann, wenn durch mehrtägige schwere Regenfälle die Dammfläche weitgehend aufgeweicht ist und der Dammbau durch diese nassen Massen gefährdet wird. Es ist natürlich am besten, Sande für diese Zwischenschichten zu verwenden, es ist aber nach den Erfahrungen des Verfassers ebenso gut möglich, steinig-felsige Massen etwa bis Faustgröße einzubauen. Durch diese Massen wird im besonderen Maße eine reibungserhöhende Wirkung infolge fester Verzahnung mit den aufgeweichten Massen erzielt. Die Eignung steiniger Massen muß ausdrücklich betont werden, da ja die Beschaffung von Kies oder Sand nicht immer möglich ist: Im Gegenteil, diese steinigen Massen schaffen eine bessere Verzahnung und Verbindung mit den weichen Massen als die Sande oder Kiese. Es ist nicht nötig, daß die Lücken in den Schichten von den weichen Massen völlig ausgefüllt und die Poren geschlossen werden. Gerade an den steinigen Massen ist es sehr zu wünschen, daß die Poren offen bleiben, um das Entweichen überschüssigen Wassers zu beschleunigen. Durch die Ableitung des Porenwassers aus dem Boden verfestigt er sich nach den Erfahrungen des Verfassers so schnell, daß bei Abschluß der Dammschüttungen keine schädlichen Verlagerungen mehr eintreten können. Die Stärke dieser Zwischenschichten muß der Körnung angepaßt werden. Der Boden darf nicht durchdringen und die einzelnen festen Teilchen trennen, so daß sie schließlich wie Rosinen in einem Teig schwimmen. Diese Zwischenschicht muß also in sich fest verzahnt und verstützt sein. Im oberen Dammteil sollte man bevorzugt die steinigen Massen einbauen, da in diesem Dammteil sich die Dammverfestigung mangels genügender Auflast stark verzögert. Der Abstand der Filterschichten richtet sich nach der Durchlässigkeit, dem Wassergehalt und der Zeit, in der sich der Damm beruhigen soll, so daß man mit einer nach oben zunehmenden Dichte der Filterschichten rechnen kann.

Eine Durchmischung derartiger Massen würde das Gegenteil der beabsichtigten verfestigenden, rutschungssichernden Einbauweise bedingen; denn die festen Teile würden von den weichen Massen völlig ummantelt sein und dann wie verlorene Festpunkte in einer rutschgefährlichen Masse schwimmen. Eine Durchmischung ist nur solange vorteilhaft, als die Massen in der Mischung bereits eine gewisse Scherfestigkeit besitzen und kapillare Spannungen ausgelöst werden können.

**e) Steine und trockener Boden**

(steinig-felsige Mischböden = pseudofeste Mischgesteine).

Diese Massen sind wie Beispiel c zu behandeln und müssen ein völlig festes und dichtes Gefüge bilden, da sie leicht erweichen können, wie früher dargelegt wurde (vgl. S. 41). Im trockenen Zustand bilden sie eine Art Erdbeton, der erst durch die Spitzhacke gesprengt werden kann. Die richtige Zerkleinerung und gleichmäßige Verteilung ist eine wesentliche Voraussetzung für das Gelingen des Einbaues dieser Massen.

Die Zerkleinerung der felsigen Massen ist besonders gut zu überwachen. Man soll diese Massen jedoch niemals künstlich trennen. Das wäre unwirtschaftlich. Im Gegenteil soll man sie mischen, soweit die Beschaffenheit und der Wassergehalt der lehmigen Massen eine Vergrößerung der Scherfestigkeit erwarten läßt.

**f) Feste Steine und Sand (Abb. 79).**

Diese nicht alltäglich auftretenden, gleichzeitig anfallenden Gesteine sollte man stets getrennt schütten und die Sande in die großen Hohlräume zwischen den Felsstücken einspülen, so daß sämtliche Lücken satt ausgefüllt werden. Dadurch wird die Bewegungsmöglichkeit der Massen verhindert, und die Scherfestigkeit auch durch die Sande bedingt, besonders dann, wenn das Verhältnis von Steinen zu Sand wie 1:2 ist, d. h. Sand in der Schüttung überwiegt.



Abb. 79. Getrennter Einbau felsiger Massen und Sand.

**g) Steine und Lehm getrennt.**

Werden aus verschiedenen Einnahmestellen Steine und Lehm getrennt eingebracht, dann werden die Massen zweckmäßigerweise in gleichmäßigen Lagen getrennt eingebaut. Das bedeutet zugleich eine Sicherheitsmaßnahme gegen unvorhergesehene Regenfälle.

**3. Die Ermittlung der Schütthöhe.**

*Grundsätzliches.* Für die Abgrenzung der Schütthöhe und damit mittelbar des Zerkleinerungsgrades der Massen ist es zunächst wichtig:

1. die Art der angreifenden Kräfte nach Größe und Richtung und
2. die Art der durch diese Kräfte ausgelösten inneren Kräftespiele im beanspruchten Körper zu kennen.

**a) Die Verdichtbarkeit der Massen.**

Die Schütthöhe richtet sich nach der Verdichtbarkeit der Massen. Die Verdichtbarkeit ist eine Frage der Beweglichkeit der Gesteine oder umgekehrt der

Trägheit der Massen. Je träger diese sind, um so mehr bremsen sie die Verdichtungsenergie mit zunehmender Tiefe ab. Bewegliche Massen leiten sie dagegen wirksamer in die Tiefe, da sie viel stärker auf Verdichtungsimpulse ansprechen. Auch stellen sich bei ihnen verdichtende Resonanzwirkungen an den unteren Grenzflächen der Schüttung ein. Die trägen (pseudofesten) Stoffe verschlucken gewissermaßen den Teil an Energie, der von den spröden, festen, beweglichen in die Tiefe zur stärkeren Verdichtung fortgepflanzt wird. Träge Massen zeigen nicht örtlich derartige schwankende Scherfestigkeitswerte wie bewegliche Massen, deren Scherfestigkeit bei bestimmten Verdichtungsvorgängen zunächst völlig aufgehoben wird. Wenn in der Verdichtbarkeit ein Unterschied zwischen den festen und pseudofesten Gesteinen, insbesondere den Böden, gemacht werden muß, so entspricht dies völlig dem bodenmechanischen Verhalten und hat deshalb in der Praxis zu einer verschiedenen Wahl der Schütthöhen gerade bei Einsatz schwerster Verdichtungsgeräte geführt. Im übrigen ist es in den beiden Gesteinsgruppen nicht nötig, weitere Unterschiede zu machen, wenn natürlich die pseudofesten Steine mehr den festen in der Schütthöhe angepaßt werden können. — Es ist daher bei Kenntnis der jeweiligen Zusammensetzung der Massen, ob fest oder pseudofest, im einzelnen nicht nötig, die Schütthöhe noch feiner abzustimmen zu versuchen, wie gelegentlich vorgeschlagen wurde: nämlich indem man jedesmal durch Vorversuche die Schütthöhe ermittelt.

Folgende Tatsache steht zunächst fest, daß die Frage, wie man im einzelnen die Schütthöhe zu begrenzen hat, rechnerisch etwa nach dem Energiegesetz von Wucht und Zertrümmerungsenergie nicht zu lösen ist. In der jeweils gewählten Schütthöhe ist gleichzeitig der Nachweis für die Tiefenwirkung eines bestimmten Verdichtungsverfahrens ausgesprochen.

Die Schütthöhe als ein Eckpfeiler des Verdichtungserfolges hat von Anfang an die Fachleute beschäftigt, und in zahlreichen Veröffentlichungen sind die Ergebnisse, insbesondere an den Dämmen aus Sand und Kies, mitgeteilt worden, um gleichzeitig nachzuweisen, wie im einzelnen ein Verdichtungsverfahren arbeitet (20—23).

Es gibt verschiedene Wege zur Bestimmung der Schütthöhe (auf dem Umweg der Nachprüfung der Verdichtung), die im folgenden kurz behandelt werden sollen:

- a 1. die Messung des Hohlraumgehaltes (Porenvolumen, Porenziffer),
- a 2. die Messung des Verformungswiderstandes,
- a 3. Messungen mit dem Prüfstab,
- a 4. Spezialverfahren.

a 1. Die Bestimmung des Hohlraumgehaltes (Porenvolumen, Porenziffer).

Da in der jeweiligen Dichte des Gefüges ein relativer Maßstab für die Scherfestigkeit an festen Gesteinen auf verhältnismäßig einfache Weise erhalten wird, wird dieses Verfahren zum Prüfen der Schütthöhe vielfach und gern angewandt. Im einzelnen wird das Verfahren nach der bereits auf S. 15 erläuterten Gleichung:

$$v_z = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}}$$

ausgeführt.

Man kann damit im bestimmten Umfang die unteren Grenzen der Verdichtung in der Schüttung ermitteln, indem man gleichzeitig in verschiedenen Tiefen und

an verschiedenen Stellen Proben entnimmt und den Hohlraumgehalt bestimmt. Auf diese Weise bekommt man etwa folgendes schematisches Bild über den Verlauf der Verdichtungskurve in der Schüttung (Abb. 80). Die Abnahme der Verdichtung an der Oberfläche erklärt sich aus der unvermeidlichen Auflockerung der Massen. Beachtlich ist die rasche Abnahme der Verdichtung mit wachsender Tiefe (vgl. S. 62).

Voraussetzung für die Brauchbarkeit dieses Verfahrens ist ein geschulter Stab von Fachleuten, eine einwandfreie Entnahme von Proben, ferner annähernd gleiche Kornzusammensetzung in der Schüttung und schließlich gleichmäßige Feuchtigkeitsverhältnisse. An pseudofesten Böden ist dies Verfahren wegen des Einflusses des Wassers weniger brauchbar; denn der Wassereinfluß auf die Verminderung oder Zunahme der Scherfestigkeit in der Schüttung kann damit nicht nachgewiesen werden. Für die grundsätzliche Klärung der erforderlichen Schütthöhen fester, gleichförmiger und feinkörniger Gesteine ist dies Verfahren wohl zu verwenden. Es gibt jedoch keinen Aufschluß über den Grad der erzielten Festigkeit in der Schüttung. Es läßt sich infolge der großen Fehlereinflüsse nicht an steinigen, felsigen Massen bzw. Mischgesteinen anwenden, d. h. an Dämmen in Mittelgebirgslagen. Die Ergebnisse der Porenvolumenbestimmung beleuchten somit eindeutig die Wechselbeziehung zwischen Schütthöhe und Verdichtungswirkung in der Veränderung des Hohlraumgehalts, nicht aber zwischen Verdichtung und Scherfestigkeit.

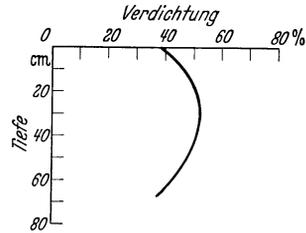


Abb. 80. Schematische Darstellung des Verdichtungsverlaufes im Boden.

#### a2. Die Ermittlung der Schütthöhe auf statischem Wege.

Nach einem dem Verfasser patentierten Verfahren, das sich an das Hookesche Gesetz anlehnt, wonach

$$E = \frac{P}{\Delta L/L},$$

$$p = \text{Druck},$$

$$L = \text{Länge der Bodensäule} = \text{Schütthöhe},$$

$$\Delta L = \text{Verdichtungswert},$$

$$E = \text{Elastizitätswert},$$

wird die in einem Zylinder eingeschlossene Bodenprobe einer Druckbeanspruchung ausgesetzt. Das Prüfgerät befindet sich an einem wettergeschützten Ort. Mit Hilfe mehrerer Entnahmestutzen kann an beliebigen Stellen die Gleichmäßigkeit der Verdichtung in einem Damm für jede Schüttung nachgeprüft werden. Dieses Verfahren ermöglicht es, an den sehr empfindlichen, feinkörnigen pseudofesten Stoffen einwandfrei die erforderliche Höhe zu ermitteln; denn hier liefert die Festigkeit des gewachsenen Bodens einen Vergleichsmaßstab nicht nur in Zahlen, sondern in einer begrifflichen Größe, in  $\text{kg/cm}^2$ . Es hat sich dabei ergeben, daß die Festigkeit an Löß und Lößlehm mindestens den 2–3fachen Wert des gewachsenen Bodens ergeben muß, um eine genügend feste Verdichtung im Damm zu erreichen.

Es ist das einzige Verfahren, wonach es möglich ist, im Feld, d. h. auf der Bau-

stelle, unmittelbar die Richtigkeit der Schüttung zu überprüfen, an Stoffen, an denen bekanntlich genaue Festigkeitswerte bisher so gut wie nicht vorhanden sind (vgl. hierzu 16).

### a3. Die Ermittlung der Schütthöhe mit Hilfe des Prüfstabes.

Bereits im Mai 1934 stellte der Verfasser ausgedehnte Versuche an, um an lehmigen und steinig-felsigen Schüttmassen (z. B. Schiefer) die Schütthöhe durch ein einfaches, den robusten Baubedingungen angepaßtes, leicht zu verwendendes und den Bedürfnissen des Erdbaues entsprechendes Verfahren zu ermitteln.



Abb. 81. Im Vordergrund der Prüfstab, dahinter der Dichteprüfer bei der Arbeit.

Der leitende Gedanke dieser Versuche war folgender: Es sollte genau festgestellt werden, wie hoch die Schütthöhe sein müsse, um in einem doppelten Verdichtungsgang bei Verwendung von Rammen, oder in einem dreifachen bei Einsatz der beweglicheren Walzen das Höchstmaß an Verdichtung zu erzielen. Bei jedem darauffolgenden Verdichtungsgang durfte keine nennenswerte Verdichtungsspur mehr zu erkennen sein. Der Verfasser benutzte für seine Untersuchungen etwa  $30 \times 30$  cm große, mehrere Millimeter starke Bleche und einen dünnen, etwa 1 m langen, 0,5 cm starken, unten angespitzten eisernen Prüfstab (Abb. 81). Die Bleche wurden in bestimmten Abständen auf eine frisch verdichtete Lage (Abb. 82) ausgebreitet.

Darauf wurden je nach den Verdichtungsbedingungen (Gerät und Massen) verschieden hohe Schüttungen ausgebreitet, die Schütthöhe über jedem Blech gemessen, danach wiederholt verdichtet und nach jedem einzelnen Verdichtungsgang

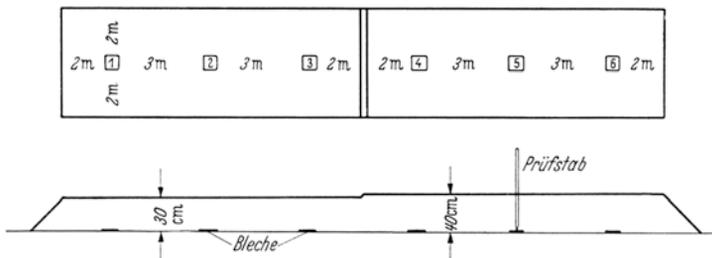


Abb. 82. Versuchsanordnung für die Prüfung der Verdichtung mittels Prüfstabes.

der Verdichtungswert des Bodens mit dem Prüfstab ermittelt. Damit ließ sich ebenso rasch wie schnell, und den Bedürfnissen der Praxis entgegenkommend, die richtige Schütthöhe ermitteln. Die Schütthöhe mußte im Hinblick auf die Höhe der Verdichtungskosten, z. B. durch zu niedrige Ausführung der Schüttung,

und auch im Hinblick auf etwaige Schädenquellen oder Gefahren, z. B. durch Wahl zu großer Schütthöhe, festgelegt werden. Dies wurde folgendermaßen erreicht:

Bei der Nachprüfung mittels Prüfstabes mußte die jeweilig prozentual beste Verdichtung der Massen den Ausschlag für die Wahl der Schütthöhe geben. Betrug diese Verdichtung, z. B. bei einer 30 cm hohen Schüttung, genau soviel wie an einer 40 cm hohen Schüttung, dann war die erste Schütthöhe zu niedrig. Im allgemeinen konnte an den Schüttungen zwischen 25—50 cm mit einer Verdichtung um etwa 20—25% gegenüber dem Zustand der losen Schüttung gerechnet werden. Eine Unterschreitung des Wertes wurde als nicht befriedigend angesehen, zumal bei einem folgenden Verdichtungsangriff an der Oberfläche deutlich Verdichtungsspuren zu erkennen waren. Auf der anderen Seite wurde an Löß oder Lößlehm durch das Abblättern der feinsten Schicht an der Oberfläche (Abb. 21 S. 21) die Gewähr dafür erhalten, daß eine weitere Verdichtung zwecklos war. Zwischen diesen beiden Grenzfällen mußte sich also die richtige Schütthöhe einordnen lassen. Es sind deshalb keine genauen Festigkeitswerte — ebensowenig wie bei Anwendung des ersten Verfahrens — auf diese Weise in der Schüttung zu erzielen. (Über den Einsatz weiterer Mittel zur Überprüfung der Verdichtung und damit indirekt der Schütthöhe vgl. S. 129ff.)

Die bereits im Juli 1934 vom Verfasser mit dem Prüfstab für verschiedene Verdichtungsgeräte endgültig ermittelten Schütthöhen sind seitdem nicht verändert worden. Sie sind durch die Richtlinien für den Erdbau und auch durch Untersuchungen von Loos (27), die 1936 teilweise auf demselben Wege, teilweise auch nach dem Porenvolumenverfahren durchgeführt wurden, bestätigt worden. Diese Bestätigung durch das vermutlich genauere Verfahren der Bestimmung des Porenvolumens läßt erkennen, daß der Prüfstab ein einfaches, universelles und an fast allen Gesteinen gültiges, ganz vorzügliches Hilfsmittel zur Ermittlung der richtigen Schütthöhe ist. Der beste Beweis dafür dürfte aber darin gesehen werden, daß an den so geprüften Dämmen bisher noch kein Schaden festgestellt wurde.

a4. Als Spezialverfahren kann noch die Untersuchung verdichteter Bodenproben im Verdichtungsapparat von TERZAGHI genannt werden. Dieses Verfahren weist einwandfrei den Tiefenbereich eines Verdichtungsmittels an pseudo-festen Böden nach, allerdings in einer etwas umständlichen Weise. Auch damit wurde die Schütthöhe und rasche Abnahme der Verdichtung mit wachsender Tiefe festgestellt (vgl. Abb. 63 u. 64) (13).

#### 4. Die Geräte für die künstliche Verdichtung.

*Grundsätzliches.* Liefert die richtige Schütthöhe die Voraussetzungen für die Erzielung einer genügenden Festigkeit in künstlich verdichteten Dämmen, dann sind die Verdichtungsgeräte die Kraftmittel, um die Massen wirkungsvoll zu verdichten. Sie entscheiden weitgehend über den Erfolg, den Anwendungsbereich und die Wirtschaftlichkeit der künstlichen Verdichtung.

Die Geräte — obwohl noch nicht am Ende der Entwicklung angelangt — erfüllen bereits heute fast alle Anforderungen, die die Gesteine im einbaufähigen Zustand bei der künstlichen Verdichtung stellen und sind zugleich der beredteste Ausdruck für die Entwicklung des Dammbaus zum Kunstbauwerk. Eine wesent-

liche Voraussetzung für ihre Einsatzfähigkeit ist ihre Vielseitigkeit. Darin liegt es begründet, daß gewisse Geräte, die an Verdichtungswirkung allen anderen weit überlegen sind, wie die Einrüttelgeräte von LOSENSHAUSEN, wenig Eingang in die Dammbaupraxis gefunden haben. Man kann dem Unternehmer nicht zumuten, sich für *eine* bestimmte Bodenart ein bestimmtes, sehr teures Gerät von besonders gutem Wirkungsgrad anzuschaffen, wenn mit einem universelleren eine, wenn nicht so gute, aber doch den Verdichtungsbedingungen genügende, wirtschaftliche Verfestigung erzielt werden kann.

Entsprechend den verschiedenen Möglichkeiten, Kräftespiele für die Verdichtung auf verschiedene Weise einzusetzen, sind zahlreiche neue Geräte entwickelt worden, die durch

1. Druck,
2. Stoß,
3. Bewegung,

oder alle drei Kraftmittel zusammen, die Massen fest zu verdichten versuchen.

Viele Geräte sind erst durch den neuzeitlichen Straßenbau entstanden, aber auch die altbewährten Walzen haben sich den veränderten Bedingungen anzupassen versucht und zu ganz neuartigen Walzentypen geführt, die im bisherigen Straßenbau undenkbar waren. Von diesen Neukonstruktionen hat sich eine bestimmte Anzahl so bewährt, daß sie künftig beim Bau neuzeitlicher Verkehrsstraßen unentbehrlich sind.

#### a) Die Druckgeräte (die Walzen).

Die Walze ist ursprünglich aus dem walzenförmigen Baumstamm, der noch heute in der Landwirtschaft als Ackerwalze verwendet wird, entstanden. Sie hat sich, nicht zuletzt im Zuge des neuzeitlichen Straßenbaues, von den gewöhnlichen Formen der Tandem- und Dreiradwalze zur Fünfradwalze und anderen Spezialtypen entwickelt. Die Walze war früher das eigentliche Verdichtungsgerät im Straßenbau. Es gab, von den Handstampfern abgesehen, kein Gerät, das für die Verdichtung in Betracht kam. Die Handrammen fanden vor allem als Pflasterrammen oder auch zur Verdichtung der für die Walze schwer zugänglichen Dammsstellen, der Hinterfüllung von Widerlagern oder der Dammschultern und Dammböschungen, Verwendung. — Heute ist die Walze in ihrer alten Form als glatte Dreirad- oder Tandemwalze fast gänzlich durch andere Geräte verdrängt worden. Sie erfüllt eigentlich nur noch die Aufgabe, Schüttungen zu glätten, wofür sie schlechthin unersetzlich ist. Die Gründe, die zur Verdrängung der Walze geführt haben, sind vom Verf. an anderer Stelle ausführlich dargelegt worden (14).

Daran anknüpfend sei kurz folgendes wiederholt:

Die Walze leistet im Sinne des Dammbaues niemals die Verdichtungsarbeit, die hier gefordert wird und werden muß; denn sie diene in erster Linie zum Andrücken, und Anschweißen dünner Deckenbeläge von genau zusammengesetzter Körnung an eine starre, festgefügte und unnachgiebige Unterlage, nicht aber galt es hier, Massen zu zertrümmern und gleichzeitig zusammenzuschweißen auf einer vielfach empfindlichen Unterlage wie im Dammbau.

Wenn die Walze — vielleicht als Verlegenheitslösung, d. h. in Ermangelung anderer Geräte — gefühlsmäßig zunächst bei der Verfestigung der Dämme der Reichsautobahnen eingesetzt wurde und dabei Schüttungen verdichten sollte,

die noch nicht einmal von den schwersten Verdichtungsgeräten verdichtet werden können, so beruhte dies auf einem grundlegenden Irrtum, der Verkennung der verdichtenden Wirkung der Walze, insbesondere ihrer geringen Tiefenverdichtung. Ihre Bedeutung im Deckenbau hat sie jedoch heute noch, insbesondere im Schotterstraßenbau, und wird dabei von keinem Gerät übertroffen. Im Erdbau jedoch mußte sie wirkungsvolleren Geräten weichen, wie die folgenden Ausführungen zeigen sollen.

### a1. Die Wirkungsweise der Walzen.

Die Walze drückt und glättet (Abb. 83—86). Die Verdichtungswirkung beruht auf einer Druckschiebewirkung nach nebenstehender Abb. 83. Gedrückt

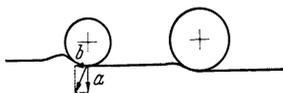


Abb. 83. Darstellung des Kräftespieles der Walze während der Verdichtung.



Abb. 84. Walze und zu weiche Massen, wulstförmige Stauung der Massen vor dem vorderen Walzkörper, die Verdichtung leidet oder wird unter Umständen unmöglich.



Abb. 85. Walze und zu harte, feste Massen, die Walze fährt über der Schüttung hin, ohne daß die Massen verdichtet werden.



Abb. 86. Richtige Konsistenz der Massen. Die Walze drückt ohne hinderliche Wulstbildung die Massen zusammen.

wird stets ein schmaler Streifen; denn es gibt, vom festen Felsen abgesehen, keine Bodenart, die nicht dem Walzendruck nachgibt und somit den Druck auf einer Fläche aufnimmt. Es ist daher zumindest irreführend, von einem Lineardruck zu sprechen (vgl. S. 20), der natürlich mindestens den 10fachen Wert des tatsächlichen Wertes besitzt und deshalb zu völlig falscher Vorstellung über die Tiefenverdichtung und den tatsächlichen Druck der Walzen führen kann und somit auch über die Leistung.

Beim Walzen stauen sich — pseudofeste, weiche Böden angenommen, wenn auch verschieden stark — die noch nicht verdichteten Massen vor der Walze zu einer Wulst, da die Massen in Fahrtrichtung auszuweichen suchen. Die dabei gebildeten wulstartigen Erhöhungen können soweit zusammengeschoben werden, daß die Walze darüber hinweggleitet. Dabei werden die Massen verdichtet und so können Wellenberge und Täler in der Schüttung entstehen (je nach Gewicht der Walze, Weichheit des Bodens und Höhe der Schüttung). Sind die Massen zu weich, dann verhindert die Wulst überhaupt eine Bewegung der Walze (Abb. 84). Während des Abwalzens werden die unmittelbar unter der Walze gelegenen Teilchen mit zunehmender Tiefe in abnehmendem Umfange in der Oberflächenschicht durch die Horizontalschubkomponente ( $b$ ) auf Abscherern beansprucht und verschoben, bis sich ein Gleichgewichtszustand eingestellt hat (Abb. 20 Seite 21). Am Punkt  $A$  der Abb. 20 Seite 21 ist die Reibung der Ruhe gleich groß mit der

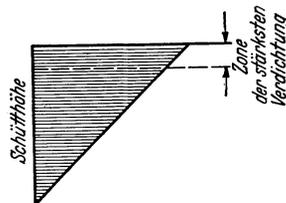


Abb. 87. Skizze über die Druckverteilungswirkung unter der Radlast einer Walze.

Schubkraft der Walze. Im oberhalb gelegenen Streifen wird die Druckkraft am stärksten in Verdichtungsarbeit umgesetzt. Dabei werden die Massen teilweise durchgeknetet und außerdem in dieser dünnen Schicht besonders stark zusammengepreßt (Abb. 87). Die Verdichtung ist somit in dieser Oberflächenschicht größer als in der Tiefe, wo infolge der starken Druckverteilung die Reibung



Abb. 88. Durch Walze gut geglättete Schüttung.

der Ruhe stärker zur Geltung kommt. Da der Druck sich sehr rasch verteilt, liegt hierin die Begründung für die ebenso rasche Abnahme der Druckwirkung in der Tiefe. Je weniger elastisch die Massen sind, um so weniger weichen sie aus oder lockern sich nach der Druckentlastung auf. An wenig elastischen Massen werden die Gesteinsteilchen verschoben und dabei nach Maßgabe der Festigkeitseigenschaften zerdrückt. Je dichter und ebenmäßiger eine Schüttung an der Oberfläche

erscheint (Abb. 88), um so dichter ist das Gefüge, um so vollkommener ist das Zusammenspiel von Druck- und Knetwirkung.

Die wirksame Druckkrafttrichtung weicht von der Schwerkrafttrichtung ( $a$ ) (Abb. 83) ab. Der Winkel der Abweichung ist um so größer, je kleiner das Gewicht der Walze und der spezifische Auflagedruck ist. Die spezifische Flächenpressung hängt von dem Durchmesser und der Breite der Walzenräder, ihrer Auflagefläche und dem Gewicht der Walze ab. Da das Gewicht der Walzen in der Regel im gleichen Verhältnis der Vergrößerung des Durchmessers der Walzenkörper zunimmt und



Abb. 89. Beziehung zwischen Größe der Walzenauflage bei verschiedenen Durchmessern und gleichen Bodenverhältnissen. Die Druckwirkung einer Walze nimmt nicht proportional mit dem Radius der Walze zu.

sich dabei meist zwangsläufig die Auflagefläche vergrößert, nimmt die Druckwirkung nicht im gleichen Maße mit der Zunahme des Walzengewichtes bzw. mit dem Radius der Walze zu (Abb. 89). Diese Tatsache hat bisher praktisch wenig Beachtung gefunden, und doch ist sie von ausschlaggebender Bedeutung für den Einsatz der Walzen älterer Ausführungen.

Nur dort, wo durch eine Vorverdichtung die Auflagefläche für die Walzen verringert wird, ist mit einer allerdings geringen Verdichtungssteigerung zu rechnen. Schließlich muß u. a. noch die stärkere Druckverteilung einer Vierrad- im Vergleich zur Dreiradwalze bei gleichem Gewicht in der Beurteilung der Verdichtungswirkung berücksichtigt werden.

Ohne diese Zusammenhänge im einzelnen klar zu erkennen, hat man, wohl mehr gefühlsmäßig, nämlich, um die lästige Wulstbildung bei weichen Massen zu verhindern und um die geringe Tiefenwirkung wettzumachen, den Walzenkörpern andere Formen zu geben versucht. Zwei Wege sind beschritten worden, um die Walze auch im Erdbau mehr zur Geltung zu bringen:

1. Vergrößerung der Druckwirkung und Ausschaltung der wulstförmigen Verdrängung der Massen durch Entlastung der Vorderwalze unter gleichzeitiger Erhöhung der Druckstärke der hinteren Walzenkörper. Anwendung des Prinzips der Vor- und Hauptverdichtung in *einem* Gerät.

2. Erhöhung der Knet- und Tiefenwirkung durch besondere Ausbildung der Walzenkörper.

**α) Walzen mit Druckwirkung** (Abb. 90 u. 91). Die Zusammenhänge zwischen Vorverdichtung und Hauptverdichtung sind für die Walzen zuerst von der Firma Kemna konstruktiv gelöst worden. Die sog. Leitradwalze der Kemna, die durch ein Kippmoment die Vorderwalze entlastet, ermöglicht eine wulstfreie Vorverdichtung der Massen und nimmt gleichzeitig durch die stufenförmig profilierte Hinterwalze die Hauptverdichtung vor. Die stufenförmige Profilierung der hinteren Walzenkörper gestattet eine zweifache Steigerung der Verdichtung. Eine ähnliche Wirkung der wulstfreien Verdichtung unter Einschaltung der Vorverdichtung ergibt sich aus der folgenden konstruktiven Lösung: Die Zahl der Walzenräder wird erhöht, indem hinter der Vorderwalze am Rahmen ein paar starre, seitlich verschiebbare Ausgleichwalzen angebracht werden, die das Gewicht des vorderen Teiles einschließlich der Vorderwalze aufnehmen und entlasten können und so die Vorverdichtung ermöglichen (SCHWARZKOPFF).

Zusätzlich können auf die glatten Walzen Winkeleisen aufgebracht werden, die die Gleitsicherheit erhöhen und die Massen oberflächlich durchkneten (Abb. 91).

**β) Walzen mit Druckknetwirkung.** Der grundsätzliche Unterschied zu den soeben beschriebenen Walzen besteht darin, daß die Walzenkörper niemals glatt sind, um die Druckknetwirkung zu erreichen. Auch hier ist die Landwirtschaft in der Entwicklung insofern voraus gegangen, als sie bereits seit Jahrzehnten die Scheiben- oder Ringelwalzen anwendet, um gröbere und härtere Erdschollen



Abb. 90.



Abb. 91.

Abb. 90 u. 91. Walzen mit hauptsächlich Druckwirkung.  
(Stufenförmig profilierte Kemnawalzen mit Winkeleisen)  
(Aufnahme KEMNA).

zu zerkleinern. Die Zerteilung und Durchknetung der Massen wird in der Dammbaupraxis in einer der tiefgreifenden Zielsetzung etwas stärker angepaßten Form verwirklicht. Der Übergang zu diesen Walzen besteht zunächst darin, daß — wie oben erwähnt — Kanteisen auf die glatten Walzenkörper aufgenietet werden. Bereits hierdurch wird die lästige Wulstbildung weitgehend verhindert; denn auf diese Weise können weiche Schüttmassen selbst von schwereren Walzen zusammengedrückt werden, ohne wulstförmig auszuweichen. Gleichzeitig kneten sie, wenn auch unvollkommen, die Massen an der Oberfläche etwas durch (Abb. 91).

**Die Schaffußwalze** (Abb. 92). Bei dieser Walze, die sich immer größerer Verbreitung erfreut, werden die Massen punktweise durch Druck und horizontal durch Kneten verdichtet. Wesentlich für den Erfolg ist die richtige Abstimmung der Druckverdichtung mit dem Knetvorgang. Diese kombinierte Walzenwirkung wurde zuerst in Amerika praktisch ausprobiert. Verhältnismäßig niedrige Walzen-

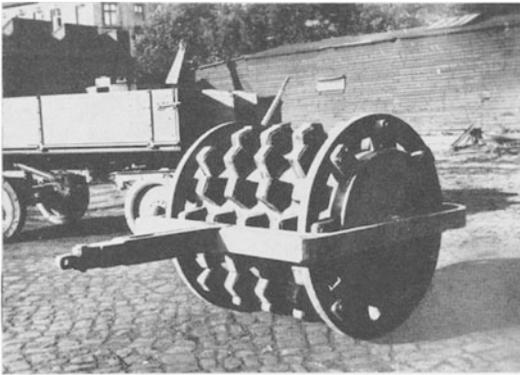


Abb. 92. Schaffußwalzen (Walze mit Druck-Knetwirkung)  
(Aufnahme MENCK & HAMBROCK).

körper sind mit stempelförmigen Ansätzen versehen, so daß die Walze den Eindruck einer Stachelwalze erweckt. Diese Ansätze zerkleinern, durchkneten und verdichten die lose geschütteten Massen nicht nur an der Oberfläche wie die glatten Walzen, sondern auch in größerer Tiefe und schaffen somit ein dichtes Einzelkorngefüge auch in tieferen Lagen einer Schüttung. Nach den neuesten Feststellungen konnten Schüttmassen in zwei bis drei Rollgängen, jeder Rollgang zu drei

Einzelgängen, so weit verdichtet werden, daß sie denselben Raum wie im gewachsenen Zustand einnahmen. Die Schütthöhe wurde dabei bis zu 50 cm ausgedehnt. Es muß zugegeben werden, daß für bestimmte Massen, vor allem leichtbindige, krümelige, nicht sperrige und nichtfelsige Böden sehr gute Verdichtungswerte erreicht werden können, die sogar im Einzelfall besser als die Wirkung von Stampfgeräten sein können und somit eine erheblich bessere Verdichtung als die glatten Walzen erzielen. Im allgemeinen sind sie jedoch nur beschränkt für nicht zu feste Massen nichtfelsiger Zusammensetzung geeignet. Dabei ist Bedingung, daß die Massen nicht zu feucht sind, da die Walzen dann verschmieren und u. U. nicht gebrauchsfähig sind. Für die leicht verschmierenden Böden ist eine Abstreichvorrichtung angebracht, wodurch die Zwischenräume zwischen den Stempeln selbsttätig gereinigt werden können. Diese Walzen werden von einem Raupenschlepper von 25 PS gezogen, der die Massen vorverdichtet. — Folgende Abmessungen sind erwähnenswert: die Gesamtlänge beträgt 2,85 m, die Breite 1,67 m, der Durchmesser über den Stempeln 1,33 m, die Walzbreite 1,50 m, die Länge der Stempel 0,18 m, das Gewicht ohne Wasserfüllung 1,98 t, mit Wasser 2,78 t. Der Flächendruck bei fünf Stempeln tragend  $4,6 \text{ kg/cm}^2$ , mit Wasser  $7 \text{ kg/cm}^2$ . Die Geschwindigkeit beläuft sich im Mittel auf 4,5 km/Std.

Im allgemeinen sollte bei gemischten Böden eine Schütthöhe von 30—40 cm nicht überschritten werden.

In Amerika verwendet man sie oft in mehrfacher Kopplung. Auffällig ist die vielfache Bearbeitung der Schüttung, die ganz im Gegensatz zu der Arbeitsweise der glatten, schweren Walzen und auch der anderen Verdichtungsgeräte steht, aber bei der hohen Geschwindigkeit ohne weiteres zu rechtfertigen ist und gerade deshalb notwendig erscheint, um eine gute, innige Durchknetung und Verzahnung der Massen und der jeweils benachbarten Schüttilagen zu erzielen. Durch die Raupenschlepper werden die Massen zusätzlich verdichtet.

### a2. Die Walzen und Schüttmassen.

In der Bemessung der Schütthöhe kommt die Verdichtungsleistung eines Gerätes im weiten Umfang zum Ausdruck. Wirtschaftlich, und ohne unangenehme Überraschungen befürchten zu müssen, kann man Walzen nur dort einsetzen, wo die Verdichtungswirkung an den jeweiligen Massen genau bekannt ist, d. h. ausgehend von dem bodenmechanischen Verhalten der Massen unter Druckbeanspruchung (vgl. S. 20), lohnt sich der Einsatz der Walzen nur dort, wo die Massen nach Kornzusammensetzung, Korngröße und -härte nur durch den Druck bzw. die Druckknetwirkung der Walze gleichmäßig und richtig verfestigt werden. Dies gilt, um einige praktische Beispiele zu bringen, für alle weichen, krümeligen, wenig bildsamen Massen, wie Löß, Lößlehm, weiche, anlehmige Feinsande und ähnliche Böden. Sobald aber z. B. der Lößlehm zu weich oder zu hart ist und nicht mehr zerdrückt werden kann, sind die Walzen ungeeignet und sogar gefährlich. Für diese Massen kommen in gleicher Weise die glatten Walzen in Betracht, wenn sie auch nicht so gut wirken.

Liegen schotterartige Massen fester oder pseudofester Gesteine vor, die infolge der Gleichmäßigkeit der Korngröße, gedrungener Kornformen und Härte eine feste, in sich verstützte Schüttung bilden, dann können schwere, glatte Walzen diese Massen so zusammendrücken, daß ein fester Damm entsteht. Stempelwalzen scheiden hierbei aus. Harte, pseudofeste Böden lassen sich nicht zerdrücken, ebensowenig können ungleichförmige, sperrige, felsige Massen unterschiedlicher Kornzusammensetzung von den Walzen wirksam verdichtet werden.

Bezüglich des Wassergehaltes gilt folgendes: Man gibt unter Umständen Wasser zu, wenn man die Schaffußwalze verwendet (25). Zu trockene, pseudofeste Böden lassen sich ebensowenig verdichten wie zu feuchte, die entweder ausweichen oder in denen die Walzen versinken, obwohl man sich hier durch eine Abstreichvorrichtung vor dem Verschmieren zu schützen sucht.

### a3. Die Verdichtungstechnik.

**α) Die Beziehungen zwischen Walze und Schüttung.** Die geringe Tiefenverdichtung beschränkt, abgesehen von der Gefahr der Wulstbildung, die Schütthöhe. Trotzdem ist das richtige Verhältnis der Schütthöhe für Walzen noch vor wenigen Jahren überschätzt worden. Durch ausgedehnte Untersuchungen, die der Verfasser im Mai bis Juli 1934 durchführte (13), konnte nachgewiesen werden, daß unterhalb von 30 cm die Verdichtung rasch abnimmt und mit 30 cm die Schütthöhe richtig gewählt wird. Es ergab sich außerdem, daß die Walzen unter 10 t Gewicht für den Dammbau zu leicht sind. Sie können nur zur Glättung oder

Vorverdichtung herangezogen werden. Schließlich wurde festgestellt, daß jeder Punkt mindestens dreimal von einer Druckwalze berührt werden muß, während bei der Knetwalze, der Schaffußwalze, ein noch öfteres Abwalzen empfehlenswert ist.

**β) Schütthöhe und Festigkeitsverhältnisse.** Wiederholt und eingehend wurde die Beziehung zwischen Schütthöhe und Festigkeit an Lößlehm durch Versuche im Bodenverdichtungsgerät von TERZAGHI festgestellt. Außerdem wurde der Prüfstab als unentbehrliches Hilfsmittel verwendet.

**γ) Walze und Dammgröße.** Bei der geringen Schütthöhe von 30 cm ist betriebstechnisch der Einsatz von Walzen nur dort gerechtfertigt, wo es sich um lange Dämme handelt; denn je kürzer ein Damm ist, um so mehr Pausen und Stockungen erfährt ein Dammbaubetrieb durch Gleisrückarbeiten. Die Walze ist ein sehr bewegliches Gerät, das sich sehr gut bei niedrigen, langgestreckten Dämmen wirtschaftlich wie technisch befriedigend einsetzen läßt.

**δ) Walze und Dammteile.** Die Walze verdichtet am besten die inneren Dammteile, den Dammkern. Die setzungsempfindlichen Dammschultern werden bei der Verdichtung leicht vernachlässigt, da der Walzenführer beim Abwalzen gewöhnlich einen gewissen Abstand von den Böschungen einhält. Eine gute Verdichtung ist hier aber mit Rücksicht auf den in der Nähe der Dammschultern verlaufenden Verkehr doppelt notwendig. Der Verfasser konnte beobachten (15), daß trotz Verwendung von sehr gutem, grusig-steinigem Dammaterial die Dammschultern bei einer Dammhöhe von 3 m sich zu setzen begannen, so daß die Mittelfuge der Betondecke sich öffnete. Die Dammhöhe von 3 m dürfte deshalb etwa die obere Grenze sein, um Walzen, besonders an pseudofesten Steinen, ohne Bedenken einzusetzen.

Walzen kann man dagegen nicht an den sehr setzungsempfindlichen Dammstellen, den Hinterfüllungen der Widerlager, nicht zuletzt wegen Raumbeschränkung verwenden.

#### a 4. Einfluß des Klimas auf die Verdichtung.

Die oben skizzierten Grenzen der Gesteinsverhältnisse für den Einsatz von Walzen werden durch Witterungseinflüsse oft verschoben. Insbesondere vereitelt Regen häufig die besten Dispositionen. Hier kann man folgende Verhaltensmaßregeln anwenden: Zunächst soll man nicht sofort auf das Gerät verzichten und etwa den Fehler begehen, durch leichtere Geräte sich mit der gefährlichen Unterverdichtung (Zwischenverdichtung vgl. 61) begnügen, die zu gefährlichen Verlagerungen im Damm führen kann. Es ist nicht richtig, bei diesen Verhältnissen leichte Raupenschlepper zu verwenden; ferner empfiehlt es sich, festigkeitserhöhende Gesteinszwischen-schichten einzubauen (vgl. S. 80). Auf die Verdichtung durch Walzen sollte man erst dann verzichten, wenn sie sich nicht mehr, evtl. durch Ziehen, vorwärts bewegen können.

**Für die Praxis gilt zusammengefaßt.** Der Anwendungsbereich der Walzen, ob in alter, glatter oder neuzeitlicher Ausbildung mit Stempeln, ist ziemlich beschränkt auf gewisse Böden, die entweder durch das An- und Zusammendrücken ein genügend festes Gefüge erhalten und dabei dem Druck wenig Widerstand entgegensetzen (z. B. weicher Gesteinsgrus, Löß, Lößlehm und alle krümeligen, weichen, nicht backenden Böden und schotterartigen Gesteinsmassen). Ungeeignet ist die Walze für die tonigen, bindigen, zähen Böden oder ausgetrockneten, festen Erdschollen, für sperrige, schiefrige Massen oder die beweglichen Sande, für

harte, ungleichförmige und grobstückige, zur Selbstsperrung neigende Gesteins- und überhaupt grobe Felsmassen. Dort, wo die Walze arbeiten kann, verbindet sie mit der Druckarbeit — mit Ausnahme der Schaffußwalzen — den großen Vorteil, die Massen so zu glätten, wie es kaum ein anderes Gerät imstande ist, und schützt dadurch die Massen weitgehend vor dem Erweichen durch Niederschläge. Die Schaffußwalze dagegen ermöglicht eine gute Verzahnung von Schicht mit Schicht. Infolge ihrer glättenden Wirkung sollte die Walze niemals fehlen, um pseudofeste Böden gegen Niederschläge mit einer dichten, glatten und damit widerstandsfähigen Oberflächenhaut zu versehen.

Abschließend kann man sagen: die Walze hat trotz des Versuches, sich den veränderten Bedingungen im Straßenbau anzupassen, für die Verfestigung der Erddämme nicht die Bedeutung erlangt, die sie im Deckenbau, besonders an wassergebundenen Straßen, besitzt und hier unentbehrlich ist. Sie sollte in erster Linie zur Glättung der Oberflächen wetterempfindlicher Schüttstoffe verwendet werden, um die Poren und Hohlräume weitgehend zu schließen.

### b) Die Stampfgeräte oder Rammen.

*Allgemeines:* Zu diesen, im neuzeitlichen Erdbau bedeutendsten und weitverbreiteten Verdichtungsgeräten gehören alle Geräte, die durch unelastisch wirkende Stoßkräfte die Schüttmassen auf Zertrümmerungsfestigkeit, nicht aber auf Druckfestigkeit beanspruchen. Die Gesteine werden in Richtung der Schwerkraft getroffen. Der Wirkungsgrad der Verdichtung ist deshalb, verglichen mit dem der Walzen, größer, ganz abgesehen davon, daß durch die Wucht eines Stoßes verhältnismäßig stärkere Kräfte ausgeübt werden als durch rein statische Kräfte. Nach EMPERGER (33) ist die Wirkung gleicher Wucht verschieden. Z. B. verursacht ein Wurfkörper von 94 kg aus 3 m Höhe gegenüber einem 53,5 kg schweren aus 5 m Höhe, d. h. bei gleicher Wucht, unterschiedlich bleibende Formänderungen. Die Formänderung ist außerdem bei gleicher Schütthöhe und Wucht von der Beschaffenheit der Massen (bewegliche oder träge, elastische oder spröde) abhängig.

*Zur Entwicklung der Stampfgeräte* (Geschichtliches). Es besteht kein Unterschied in der Bezeichnung Ramme und Stampfgerät. Der Vorläufer der neuzeitlichen Stampfgeräte ist der Handstampfer aus Holz oder Eisen. Diese Stampfer oder Rammen sind im Pflastergewerbe sehr gebräuchlich und fanden auch im Erdbau bei der Hinterfüllung von Widerlagern, gelegentlich auch zur Dammschulterverdichtung — soweit diese Dammteile überhaupt verdichtet wurden — Verwendung, d. h. an den Dammstellen, wo — wie bereits angedeutet — der Einsatz von Walzen nicht in befriedigender Weise möglich ist.

Von den neuzeitlichen Stampfgeräten oder Rammen, die ausschließlich maschinell wirken, sind die schwersten und wirkungsvollsten, die Stampfplatten, aus dem Bagger hervorgegangen, ohne daß der Bagger dadurch seine eigentliche Zweckbestimmung verliert.

Die mittelschweren Stampfgeräte oder Rammen sind als sog. Explosionsrammen aus den Rammen für die Spundwände bzw. aus den Pfahlrammen entwickelt worden.

Die nach dem Pochwerkprinzip im Erzbergbau arbeitende Stampfmaschine „Elefant“ leitet infolge der federnden Wirkung zu den elastisch wirkenden Stoß- oder Schlaggeräten über, die die Massen nur bewegen, nicht zertrümmern.

## b1. Die Stampfplatte (Abb. 93).

Sie wurde zum ersten Male bei der Verdichtung von steinig und lehmigen bis felsigen Massen für den Erddamm der Sösetalsperre im West-



Abb. 93. Die Stampfplatte (Werkaufnahme der Orenstein & Koppel A.G.).

harz mit vollem Erfolg eingesetzt. Anlaß und Anstoß dafür war die Zusammensetzung der Massen, die den behördlichen Anforderungen entsprechend innerhalb der vorgesehenen Baufrist nicht in Lagen von nur 20 cm Höhe eingewalzt werden konnten.

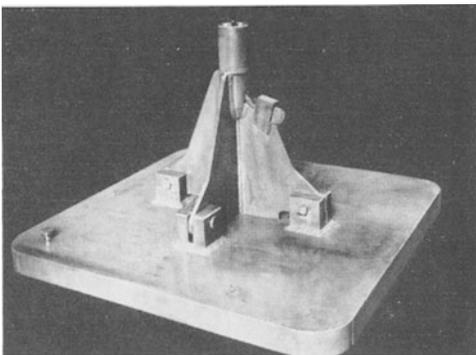


Abb. 94. Ausbildung des Stampfkörpers als Platte (Aufnahme MENCK & HAMBROCK).

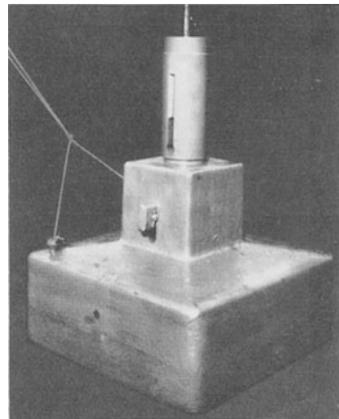


Abb. 95. Ausbildung des Stampfkörpers als Klotz (Aufnahme MENCK & HAMBROCK).

**α) Beschreibung der Stampfplatte.** Über den etwas verkürzten Ausläufer gleiten auf verstärkten Seiltrommeln an sehr beweglichen (drei) Seilen stählerne Platten mit rechteckiger Grundfläche von etwa 1 qm Größe, die freifallend auf die Schütt-

masse wirken (Abb. 94 u. 95). Die Schlagfläche ist meist etwas flach nach unten gewölbt (Abb. 96). Das Gewicht einer Platte schwankt in der Regel zwischen 2—4,5 t. In der Praxis werden vor allem die 2—3 t schweren Stampfplatten eingesetzt. Die Fallhöhe beträgt gewöhnlich 2 m. Neuerdings erfolgte der Antrieb und das Auslösen der Stampfplatte automatisch. Dadurch wird die Arbeit des Bediensteten erleichtert, und auch die Stampfarbeit gleichmäßiger gestaltet; denn die Arbeit der Bediensteten beschränkt sich in der Hauptsache auf gleichmäßiges Vorrücken und Verschwenken des Stampfers. Im übrigen ist der Motorantrieb wie beim Bagger geblieben. Die Stampfplatte wird von zwei Seilen gehoben, während ein drittes das Verdrehen der Platte verhindert. Durch eine besondere Hubtrommel kann die Platte beschleunigt gehoben werden. — Um die Stauchwirkungen der Seile beim Aufschlagen — eine Stampfplatte vollführt in der Minute etwa 15—20 Schläge — abzuschwächen, die Lebensdauer der Seile als empfindlichste Teile zu erhöhen, werden die Stampfplatten neuerdings auch mit elastischen Vorrichtungen, Schwingen, ausgestattet. An ihrer Stelle werden auch Gummischeiben verwendet, mit denen die Seile in Verbindung stehen, um die Seile weitgehend zu schonen. Immerhin müssen die Seile verhältnismäßig oft ausgewechselt werden, etwa alle 8—14 Tage.

Der Bagger läuft auf Raupenbändern, die durch Bohlen eine breite Auflagefläche erhalten können. Der Schwenkwinkel des Baggers beträgt  $180^\circ$ . Die Stampfplatte arbeitet somit sektorenmäßig.

**β) Stellung zur Walze.** Im Vergleich zu den Walzen ist der Arbeitsfortschritt je Flächeneinheit geringer. Die Walzen arbeiten als unendliches Band kontinuierlich, die Stampfplatte dagegen diskontinuierlich. Die Walze hinterläßt eine glatte Fläche, die Stampfplatte eine rauhe, auf der sich Wasser leicht ansammeln kann (Abb. 96 u. 97).

Gegenüber dem beschränkten Anwendungsbereich der Walzen ist die Stampfplatte für alle Dämme beliebiger Höhe zu verwenden, da die Auslegerlänge stets



Abb. 96. Gewölbte Stampffläche des Stampfkörpers.



Abb. 97. Aufgeraute Schüttfläche (im Gegensatz zur Walzarbeit) bei Stampfplattenverdichtung.

an allen Rammstellen eine standsichere Lage des schweren Gerätes im Vergleich zu den Walzen gewährleistet.

Der Nachteil des geringeren Fortschrittes der Stampfgeräte wird durch die größere Tiefenwirkung wett gemacht. Ein weiterer Vorteil gegenüber den Walzen besteht in der Möglichkeit, die Wirkung der Stampfgeräte den jeweiligen Zwecken anzupassen, indem die Fallhöhe der Stampfplatte verändert werden kann.

Ungünstig ist allein der Umstand, daß sich der Vorsprung der Stampfplatte nicht automatisch regelt, so daß es der Gewissenhaftigkeit des Baggerführers überlassen bleibt, ob das Gerät gut arbeitet oder nicht, d. h. ein Damm gleichmäßig und gut oder ungenügend verdichtet wird.

**γ) Die Wirkung der Stampfplatte auf die Gesteine.** Jeder freifallende Körper entwickelt Arbeit (Wucht), die rechnerisch in der Beziehung  $\frac{mv^2}{2}$  zum Ausdruck kommt. Je größer die Masse, um so größer die Wucht, während der Einfluß der Fallhöhe im Ausdruck  $\frac{v^2}{2}$  sich auswirkt. Die Geschwindigkeit beim freien Fall ist  $\sqrt{2gh}$ . Da  $g$ , die Erdbeschleunigung, konstant ist, hängt die Fallgeschwindigkeit nur von der Fallhöhe  $= h$  ab. Diese Tatsache, die für die erfolgreiche Verdichtung von großer Bedeutung ist, wird in der Praxis leider noch viel zu wenig beachtet.

Die von der Stampfplatte unmittelbar getroffenen, unter der Aufschlagfläche liegenden Gesteinsteilchen erfahren die stärkste Beanspruchung, die stärker als jede mögliche stoßartige Verkehrserschütterung ist.

Es besteht nun ein wesentlicher Unterschied zwischen der Druckfestigkeit und der Zertrümmerungsfestigkeit. Die Druckfestigkeit ist meist bedeutend größer als die Zertrümmerungsfestigkeit. Bei Druck kann sich ein Stoff der allmählich wachsenden Beanspruchung anpassen und Widerstand leisten. Bei dem impulsartig zertrümmernden Stoß unterliegt der Stoff so plötzlich einer Formänderungsbeanspruchung, daß der Stoff mangels genügender Elastizität diese Wucht nur unter Verminderung oder Verlust seiner Festigkeit aufnehmen kann und in Verdichtungsarbeit umsetzt (vgl. S. 22).

Es ist leicht möglich, daß ein Schüttstoff einen höheren spez. Flächendruck aushalten kann, als einen im Kraftaufwand geringeren Zertrümmerungsimpuls. Ebenso kann er eine Zertrümmerungsbeanspruchung vertragen, gegen Bewegung jedoch sehr empfindlich sein (z. B. Kies). Diese Beziehung gilt nicht nur für die spröden Gesteine, sondern auch für die ausgetrockneten Erdschollen. Die Grenzen zwischen Zertrümmerung und Verformung sind nicht scharf zu ziehen. Sie werden von der Elastizität des beanspruchten Gesteines und der Korngröße bei einer bestimmten Stärke des Stoßes beeinflusst. Beide bedingen die Formänderungsarbeit.

Die unmittelbar angrenzenden, von der Stampfplatte nicht getroffenen Gesteinsteilchen werden erschüttert und in dem Maße aufgelockert, als sie dem zwangsläufigen Erschütterungsimpuls des Stoßes mangels Reibung keinen Widerstand leisten können. Die Massen werden somit auch stark umgelagert, was z. B. für die Verdichtung von Sand und Kies sehr wichtig ist. In der Regel wird dabei die seitlich angrenzende Schüttung mehr oder weniger stark aufgewölbt (Abb. 56 S. 61). Die Auflockerung ist neben dem Gerät stets am größten. Die schädlichen Schiebewellen des Stoßes versuchen die Massen außerdem zu verdrücken. Wäh-

rend man an den Erschütterungen (Einrüttelungs)-Geräten (vgl. S. 109) diese störende Begleiterscheinung der unelastischen Stoßgeräte konstruktiv völlig beseitigt hat, ist dies bei den Stampfgeräten bisher noch nicht geglückt. Demzufolge liegen neben stark verdichteten sehr lose angeordnete Massen. Allerdings darf man, soweit es die beweglichen, festen Gesteine betrifft, nicht vergessen, daß diese Auflockerung im gewissen Umfange die Voraussetzung dafür schafft, daß die Massen bei dem darauf folgenden Stoß stärker verdichtet werden. Dieser durch die Auflockerung bedingte Energieverlust kann nur durch eine zweckmäßige Verdichtungstechnik, d. h. durch eine allmähliche Steigerung der Verdichtung von einer Vor- zur nachfolgenden Hauptverdichtung vermieden werden.

**f) Die Verdichtungstechnik.** Während bei den Walzen, vor allem bei Mehrrollwalzen (nicht Tandemwalzen = Walzen mit je einem gleichgroßen Vorder- und Hinterrad) durch die stufenförmig fortschreitende Verdichtung, insbesondere infolge der besonderen konstruktiven Durchbildung, wie sie an der Kemwalze entwickelt ist, das Problem der allmählichen Verdichtung soweit als möglich gelöst ist, ist dies bei Verwendung von Stampfplatten nur durch organisatorische Maßnahmen möglich. Deshalb ist folgendes Verdichtungsschema falsch und un-

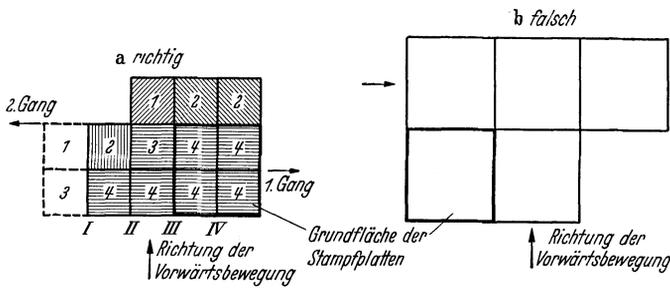


Abb. 98 u. 99. Verdichtungsschema für die fortschreitende stufenförmige Verdichtung bei Einsatz von Stampfplatten, (Abb. 98) falsches Verdichtungsschema, die Massen werden an den benachbarten Stellen wieder aufgelockert. Die Zahlen 1-4 geben an, wie oft ein Punkt in dem jeweiligen Feld bei stufenförmiger Verdichtung verdichtet ist.

wirtschaftlich (Abb. 98). Vielmehr ist der in der Abb. 99 dargestellte Verdichtungsplan erfolgreich erprobt. Mit halber Überlappung setzt sich ein Sektor an den folgenden, ohne daß gegenläufige Bewegungsspiele der Stampfgeräte notwendig sind. Im Sektor selbst schreitet die Verdichtung jedesmal um eine halbe Plattenbreite fort. Man kann auf diese Weise ohne Veränderung der Fallhöhe jeden Teil der Schüttung allmählich durch viermaliges Abstampfen richtig verdichten, ohne daß die Massen dabei stark aufgelockert werden. Viermaliges Abstampfen hat sich als zweckmäßig und hinreichend erwiesen.

**δ1) Stampfplatte und Schütthöhe.** Die Stampfplatte verdichtet stärker, d. h. ihre Tiefenwirkung ist größer als die der Walzen. Mittels Druckdosen ist an einer 2 1/2 t schweren Stampfplatte die Tiefenwirkung bis zu 3 m nachgewiesen worden, während die Erschütterung noch im Umkreis von 10 m zu spüren war.

Um eine wirtschaftliche Verdichtung zu bekommen, müssen Massen und Geräte (nach ihrer Schwere) aufeinander abgestimmt sein; denn  $\eta = \frac{1}{1 + \frac{m}{m_1}}$  (vgl.

S. 22ff.). Es ist z. B. unzuweckmäßig, mit leichten Handstampfern felsige, stückige

Massen verdichten zu wollen; ebenso ist es zwecklos, das Gewicht der Stampfplatten ins Uferlose zu steigern. Schließlich müssen die Gesteine einen verdichtungsfähigen Zustand nach Korngröße und Konsistenz besitzen.

Wenn deshalb Versuche ergeben haben, daß mit einer 4,5 t schweren Platte an beweglichen Sanden nicht dieselbe Verdichtung wie mit den leichteren 2 t schweren Platten erzielt wurde, dann liegt dies z. T. auch an der Beweglichkeit der Massen (21). An felsigen Gesteinen, wo es bei der Verdichtung auf Zertrümmerung und Verklemmung ankommt, dürften dagegen die schwersten Geräte auch den größten Erfolg erzielen.

Alle von den verschiedensten Interessenten gelegentlich vorgeschlagenen und als zweckmäßig empfohlenen Schütthöhen von 1 bis 1,50 m Höhe entsprechen nicht den tatsächlichen Leistungen der Geräte und beruhen zumindest auf einer Verkennung der Festigkeitsanforderungen an verdichtete Massen im neuzeitlichen Dammbau. Abwegig ist in diesem Zusammenhang die Ansicht, daß die Dichte des gewachsenen Bodens erreicht werden müsse. Der gewachsene Boden besitzt eine zum Teil durch die Kohäsion bedingte, nicht allein durch die dichte Lagerung erhaltene Festigkeit. Diese fehlt im verdichteten Zustand zunächst.

Wie für die Walzen, konnte auch hier mit dem Prüfstab die richtige Schütthöhe ermittelt werden, wobei die Bedingung gestellt war, daß mit viermaligem Abstampfen einer Stelle die beste Verdichtung zu erreichen ist. Sie liegt auf Grund dieser Erfahrungen zwischen 50—80 cm, je nachdem, ob pseudofeste oder feste Gesteine zu verdichten sind. Da die pseudofesten Gesteine die Verdichtungsenergie infolge der Massenträgheit stärker verschlucken und abbremsen als die beweglichen (vgl. S. 81 u. 82), muß bei diesen die Schütthöhe auf etwa 50—60 cm beschränkt werden.

Die Forderung: „Höchste Verdichtung durch dichteste Packung“ ist bei diesen Gesteinen mit der Stampfplatte nur dann zu verwirklichen, wenn die Schütthöhe sich in den genannten Grenzen hält. Sie kann an den beweglichen Gesteinen auf 70 und 80 cm vergrößert werden. Diese vorgenannten Angaben über die zweckmäßigen Schütthöhen wurden durch wiederholte Versuche mittels Porenvolumenbestimmung an Sanden für diese durch Loos und seine Mitarbeiter (20—23) bestätigt. Sie gelten nach des Verfassers Erfahrung ganz allgemein für alle Gesteine.

82. Stampfplatte und Korngröße der einzubauenden Massen. Wie in der Schütthöhe eine Grenze für das wirkungsvolle Umsetzen der impulsartigen Energiezufuhr in Verdichtungsarbeit besteht, so gibt es für die einzelnen Teilchen der Schüttung ebenfalls maximale Grenzen, die nur auf Kosten der Güte der Verdichtung überschritten werden können. Es besteht ein untrennbarer Zusammenhang zwischen Schütthöhe und Korngröße der einzubauenden Massen, mit der Einschränkung allerdings, daß sie je nach der Härte der Gesteine etwas schwanken kann.

Beim Bau der Sösetalsperre wurden mit der 2 ½ t-Stampfplatte Felsblöcke bis zu ¼ m³ Inhalt eingestampft. Nach den bisherigen Erfahrungen kann im neuzeitlichen Straßenbau mit seinen erhöhten Festigkeitsansprüchen die Grenze an den harten, festen Steinen etwa mit 25 cm Kantenlänge angenommen werden.

83. Stampfplatte und Dammgröße (Dammhöhe). Trotz der langsameren Betriebsweise ist die Stampfplatte ein sehr leistungsfähiges Gerät. Organisatorisch entstehen durch die größere Schütthöhe und die im Vergleich zu

den Walzen 2—3 mal größere Tiefenwirkung insofern gewisse Vorteile, als die Gleisrückarbeiten sich auf die Hälfte bis ein Drittel verringern, die zur Verdichtung und Einbau verbleibende Zeit sich um diesen Betrag erhöht, die Gesteine gröber eingebaut werden können, die zusätzliche Zertrümmerung durch Hand weitgehend wegfällt und der Damm schließlich rascher wächst als beim Walzenbetrieb. Man kann damit rechnen, daß die Stampfplatte etwa 800—1000 m<sup>3</sup> pro Tag bei störungsfreiem Betrieb in zwei Schichten bewältigt. Sie benötigt dafür in acht Stunden 50—60 kg Rohöl und etwa 4 kg Schmieröl.

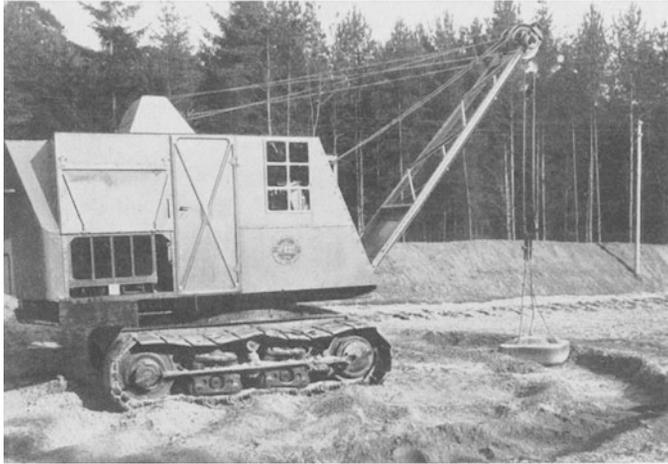


Abb. 100.

Abb. 100 u. 101. Sektorenmäßige Verdichtung unter erhöhter Verdichtung der Randzonen.

84. Stampfplatte und Dammteile. Infolge des sektorenmäßig halb-kreisartigen Verdichtungsfortschrittes werden die Randzonen bei unveränderlicher Auslegerlänge stärker verdichtet als die inneren Teile des Sektors (Abb. 100 u. 101).

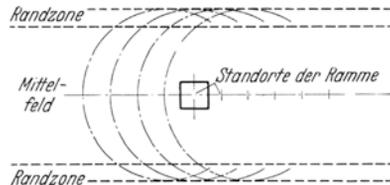


Abb. 101.

Für die Verfestigung der setzungsempfindlichen *Dammschultern* ist dieses Verdichtungsspiel von großem Vorteil. Die verschiedentlich vertretene Ansicht, die Dammschultern könnten nicht mit schweren Stampfern verdichtet werden, stimmt nach den Erfahrungen des Verfassers nicht (15). Soweit die Dämme nicht in der Kurve liegen, lassen sich die Dammschultern sehr gut verdichten, in Kurvenstrecken allerdings nur die Massen an den Außenbögen. — Durch planmäßige Steigerung der Verdichtung kann an geraden Strecken mit einwandfreier Verdichtung gerade auch der Dammschultern gerechnet werden. Die Gefahr des Ausquetschens, der einseitigen horizontalen Verschiebung muß und kann durch die stufenförmig gesteigerte Verdichtung (Vor- und Hauptverdichtung) vermieden werden. Verbreitert man außerdem — wie es bereits seit längerer Zeit an den Dämmen großer Autostraßen geschieht — die Dammschultern um etwa einen Meter beiderseits über die vorgesehene Kronenbreite, dann wird die richtige Ver-

dichtung auch im Hinblick auf die besonders hohe Setzungsempfindlichkeit der Dammschultern ermöglicht (Abb. 102).

Die Hinterfüllungen von Widerlagern werden ebenfalls von den Stampfplatten gut verdichtet, nur darf man zur Schonung des Bauwerkes nicht näher als etwa

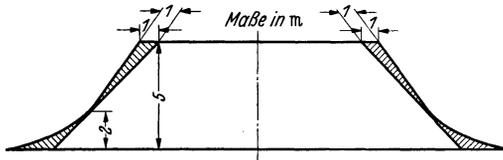


Abb. 102. Zweckmäßige Verbreiterung der Dammschultern mit zunehmender Dammhöhe bis zu 1 m beiderseits. Die überschüssigen Massen werden später zur Abrundung der Dammfüße abgezogen.

5 m herangehen und muß den Zwischenstreifen durch schwächere Geräte verdichten lassen.

Für die Überschüttung von Bauwerken eignen sich die Stampfplatten nur in den höheren Lagen. Die ersten 2—3 m über dem Bauwerk müssen zunächst mit Walzen oder schwächeren Rammern oder mit einer

Stampfplatte bei einer Fallhöhe von nur 20—30 cm und einer 75 cm starken ersten Schicht verdichtet werden (28). Im allgemeinen ist es besser, auf Einsatz der Stampfplatten in diesen Fällen zu verzichten.

ε) **Einfluß von Wasser und Klima.** Jedes Gestein läßt sich nur bei einem bestimmten Wassergehalt am besten verdichten (vgl. S. 49). Es ist mit großer Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß dieser für alle Geräte ziemlich gleich ist und nur vom Stoff abhängt. Genaue Werte liegen nicht vor. Man kann deshalb sagen, die Grenze nach oben — denn nur diese gibt es — liegt für die Stampfplatten dort, wo der Boden sich gummiartig zu verformen beginnt. Verdichten kann man praktisch solange, bis die Raupen versinken.

Die Stampfplatten hinterlassen selten, d. h. fast nie eine glatte Oberfläche (Abb. 97 S. 95). Werden pseudofeste Böden verdichtet, so kann bei Unterbrechungen (Winter oder Regenwetter) sich Wasser unterschiedlich ansammeln und den verdichteten Boden völlig erweichen, was vermieden werden muß, da es eine Gefahr für den Damm bildet, die nur durch teure Maßnahmen: Abtragen der aufgeweichten Massen oder Einbau von Filterschichten, behoben werden kann. Es empfiehlt sich daher, für jede Stampfplatte gleichzeitig eine Walze zur Glättung einzusetzen und das Glätten vertraglich für alle wetterempfindlichen, d. h. pseudofesten Böden vorzusehen.

Für die Praxis gilt. Die Stampfplatte ist das einzige Gerät, das in gleicher Weise zur Verdichtung felsiger, harter, spröder, sperriger Steine sowie krümeliger Böden oder fester Erdschollen zu verwenden ist. Es gibt praktisch kein Gestein, das, soweit es einbaufähig ist, nicht durch die Stampfplatte verdichtet werden kann (Felsen, Sand, Lehm, kurzum alle festen und pseudofesten Gesteine). Es ist deshalb das Universalverdichtungsgerät im neuzeitlichen Straßenbau geworden und hat die Walze infolge der außergewöhnlichen Vielseitigkeit fast völlig als Verdichtungsmittel verdrängt, da sie den Erfordernissen der Massen, wie die Stampfplatte gleichzeitig zertrümmernd, zermalmend, verformend, durchknetend, erschütternd, bewegend und einrüttelnd zu wirken, nicht genügt.

## b2. Die Explosionsrammen.

**Allgemeines.** Die von der Firma Delmag-Eßlingen in jahrelanger Arbeit entwickelten und neuerdings im großen Umfang im Straßenbau zur Verdichtung von

Erdmassen verwendeten Explosionsrammen sind aus der Pfahlramme hervorgegangen. Folgende Typen sind vorhanden: Die leichte 90 kg schwere (Abb. 103), und die etwas schwerere, im Gegensatz zu ersteren von zwei Mann zu bedienende 200 kg-Ramme. Diese leichten Rammen werden nur bei beschränkten Raumverhältnissen, z. B. bei der Verdichtung der Hinterfüllungen von Widerlagern und hier nur sehr beschränkt eingesetzt. Viel größere Verbreitung haben die unter dem Namen „kleiner“ und „großer Frosch“ seit mehreren Jahren im Dammbau unentbehrlich gewordenen Explosionsrammen von 500 kg und 1000 kg Gewicht (Abb. 104)



Abb. 103. 90 kg schwere Explosionsramme (falscher Einsatz, da Gestein zu grobstückig.)



Abb. 104. 1000 kg-Ramme („schwerer Frosch“) (Aufnahme DEHMAG).

gefunden. In der stereotypen Bezeichnung „Frosch“ kommt die hüpfende, selbsttätige Fortbewegung zum Ausdruck, während die leichten Rammen gezogen oder geschoben werden müssen. Diese als mittelschwere Stampfgeräte zu bezeichnenden Explosionsrammen werden von einem Mann bedient. Als letzte Neuheit auf diesem Gebiete der Fortentwicklung der Explosionsrammen muß der zum erstenmal auf der Straßenbautagung in München im September 1938 gezeigte, im praktischen Betrieb noch nicht eingesetzte 2500 kg schwere Frosch genannt werden. Dieses neueste Gerät fällt durch seine Größe, seine erhebliche Sprungweite und damit Stampfgeschwindigkeit auf und dürfte sehr wahrscheinlich sich ebenso in der Praxis einführen wie die mittelschweren Rammen. Alle diese Geräte verwenden nichtverdichtete Gasmische, und zwar ein Benzolluftgemisch.

**α) Beschreibung.** Die schweren Rammen (Frösche) — denn nur diese haben sich im Dammbau durchgesetzt — bestehen im wesentlichen aus folgenden Teilen: der Stampfplatte mit starkem Holzfutter und Stahlblechummantelung, dem Zylinder mit Arbeits- und Pufferkolben, dem Zylinderdeckel mit Einlaßventil und dem Oberflächenvergaser. Der Vergaser befand sich an dem kleinen Frosch ursprünglich an dem Führungsgestänge und erschütterte den Bedienteten stark, neuerdings ist der Vergaser, wie am 1000 kg-Frosch, fest am Stampfgerät angebracht. Der Rammenführer trägt die Batterie für die Zündung des Gasmisches auf dem Rücken und bringt durch Betätigung eines Druckknopfes am Führungsgestänge die Gasmischung zum Entzünden.

Die leichteren Rammen mit senkrechtem Zylinder sind nur für gewisse Sonderaufgaben und zwar nur dort, wo die Raumbeschränkung den Einsatz anderer Geräte unmöglich macht, im Gebrauch. Anfänglich wurden die 200 kg-Rammen viel verwendet. Ein Mann zog und einer leitete die Ramme. Infolge der sehr beschränkten Tiefenwirkung und der damit verbundenen geringen Leistung war eine einwandfreie Verdichtungsarbeit selten gewährleistet, da schließlich durch das unvermeidliche schräge Aufsetzen die Ramme nur teilweise zur Verdichtung ausgenutzt wurde. Vorn bohrte sie sich in die Schüttung ein und drückte an der anderen Seite die leicht verdichteten Massen wieder heraus. Man verwendet die Rammen neuerdings nur an beengten Dammstellen: Widerlagerhinterfüllung oder auch an Dammschultern. Die Leistung in der Stunde beträgt etwa 75 qm.

Die schweren Rammen (500 und 1000 kg) besitzen eine zur Zylinderachse schräge Stampffläche von 70 bzw. 80 cm Durchmesser, d. h. 0,33 und 0,50 qm Grundfläche. Diese Größe hat sich für die Verdichtungsanforderungen insofern als sehr günstig erwiesen, als die Gefahr seitlicher Verdrückung der Massen im Vergleich zu den leichten Rammen weitgehend vermieden wird. Bei der Zündung führen die Rammen selbständig einen Sprung von etwa 10—20 cm aus, wobei sie hoch gestoßen werden. Sie springen je nach der Geländeneigung verschieden weit, aufwärts kürzer als abwärts. Je nach der Beschaffenheit des Bodens ist die Sprunghöhe verschieden. Sie kann maximal 30 bzw. 40 cm betragen, sie ermäßigt sich bei weichen, elastischen oder zähen Massen auf die Hälfte, eine für die Verdichtungswirkung wichtige Tatsache. Die Leistung der Rammen beträgt in der Stunde etwa 100—150 qm bei zweimaligem Abrammen der Fläche.

Die Rammen arbeiten wie die Stampfplatte freifallend. Die Verdichtungsenergie beträgt bei einer Sprunghöhe von 30 bzw. 40 cm beim kleinen Frosch 1 mkg/cm<sup>2</sup>, beim großen Frosch dagegen etwa 2 mkg/cm<sup>2</sup>.

**β) Stellung zur Stampfplatte.** In der Leistung ersetzt die Stampfplatte etwa drei bis vier kleine Frösche. Der Vorteil der Explosionsramme gegenüber der Stampfplatte besteht in der großen Beweglichkeit, in der selbsttätigen, keinen menschlichen, d. h. keinen subjektiven Einflüssen unterworfenen Sprungweitenregelung und in der leichteren Anpassungsfähigkeit an die schwierigsten Dammverhältnisse, wodurch eine unbedingte Stetigkeit in der Verdichtung erreicht wird. Die geringe Fallhöhe und das geringe Gewicht beschränken die Tiefenwirkung und die Einbaugröße der Gesteine, stellen somit größere Ansprüche an die Vorbehandlung der Massen beim Einbau und verteuern unter Umständen den Einbau.

**γ) Die Verdichtungstechnik.** Die Sprungweite von etwa 10—20 cm beträgt Bruchteile des Durchmessers der Stampffläche. Mit jedem Rammschlag wird ein neuer Sektor getroffen und vorverdichtet, der im Zuge der weiteren Verdichtung immer stärker verdichtet wird. In diesem fast idealen, sich allmählich steigenden Verdichtungsspiel der Explosionsrammen im Sinne des Fortschrittes von Vor- zur Hauptverdichtung liegt ihr besonderer verdichtungstechnischer, von keinem Gerät bisher erreichter Vorzug. Das Ausmaß seitlicher Aufwölbung und Ausweichen der Massen bleibt auf ein denkbar kleines Ausmaß beschränkt. Man kann damit rechnen, daß jeder Punkt in einem Verdichtungsgang etwa 5—6 mal getroffen wird. Die randlichen Aufwölbungen werden durch kreuzweises Verdichten oder durch ein geringes Überlappen von etwa 10 cm gegebenenfalls bis zur halben Stampffläche beim zweiten Verdichtungsgang beseitigt (Abb. 105).

Am günstigsten ist die kreuzweise Verdichtung (Abb. 106). Die im ersten Gang einseitig erschütterten Massen erfahren bei kreuzweiser Verdichtung eine um  $90^\circ$  veränderte Einwirkung der Erschütterungswellen, so daß die aufgelockerten Massen nach den verschiedensten Richtungen entsprechend der Interferenzwirkung der Erschütterungswellen günstig verdichtet werden. Unregelmäßigkeiten bei der Verdichtung werden dadurch ausgeglichen. Die kreuzweise Verdichtung ist auf jeden Fall der doppelten, d. h. streifenweisen Verdichtung, vorzuziehen (Abb. 105). Nur ist es bei den schmalen Dammschüttungen mit starrem Förderbetrieb meist schwierig, diese Technik anzuwenden, dagegen am gleislosen fast stets.

γ1. Explosionsrammen und Schütthöhe. Durch die Prüfstabuntersuchungen konnte als günstigste und zweckmäßigste Schütthöhe (beste Verdichtung bei zweimaligem Abrammen) 30 bzw. 40 cm ermittelt werden. Diese

Schütthöhe gilt, wie bei den Walzen, ohne Einschränkung für die festen und pseudofesten Gesteine. Sie wurde bereits 1934 vom Verfasser erprobt und durch Loos an Sanden voll und ganz bestätigt (2I). Diese geringen Schütthöhen unterscheiden sich sehr stark von den in Prospekten mitgeteilten, teilweise auf Ergebnissen von Materialprüfungsämtern fußenden Schütthöhen, die aber nur auf die Dichte des gewachsenen Bodens als Wertmaßstab ohne Berücksichtigung der veränderten Scherwiderstände Bezug nehmen und deshalb nicht den praktischen Bedürfnissen entsprechen. An leicht beweglichen Sanden kann die Schütthöhe bei Verwendung vom 1000 kg-Frosch bis zu 50 cm oder in Einzelfällen etwas stärker gewählt werden, ohne daß ein Damm bei gleichmäßiger Ausbildung und ebenem Gelände gefährdet wird. Immerhin werden Dämme seltener im ebenen als bei ungünstigem, bewegtem Gelände geschüttet, und deshalb ist es besser, in der Wahl der Schütthöhe die untere Grenze einzuhalten.

γ2. Explosionsrammen und Schüttmassen. Die praktischen Erfahrungen und Beobachtungen an allen festen und pseudofesten Gesteinen haben gezeigt, daß bei einer maximalen Korngröße von 10 cm Kantenlänge (Faustregel: einfache bis doppelte Faustgröße) der zweckmäßigste Zerkleinerungsgrad der Massen liegt, um eine gute Scherfestigkeit im Damm zu erzielen; denn die Frösche können im Vergleich zu den Stampfplatten weniger Zertrümmerungsarbeit leisten.

Die Frösche bilden einen Anhaltspunkt für die Beantwortung der Frage, wann man weiche Böden noch verdichten darf. Bleiben diese Rammen stecken, dann muß man das Rammen einstellen oder die bereits mehrfach erwähnten Sicherheits-

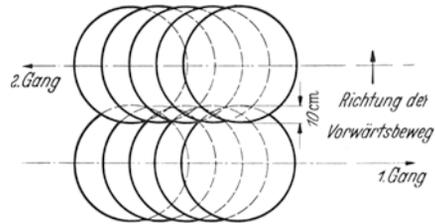


Abb. 105. Verdichtungsschema bei streifenförmiger Verdichtung unter Überlappung eines etwa 10 cm breiten Streifens.



Abb. 106. Kreuzförmig abgerammte Schüttung.

maßnahmen treffen. Es wäre fehlerhaft, durch Ziehen die Fortbewegung oder gar die Verdichtung erzwingen zu wollen. Allerdings bewegen sich die Frösche noch auf verhältnismäßig weichen und schon mehr gummiartigen Massen selbsttätig, und zwar besser im Rückwärtsgang als vorwärts fort. Allenfalls kann man ein durch die Herstellerfirma geliefertes Sprungbrett verwenden (Abb. 107). Dadurch wird die Vorverdichtung eingeleitet. Sie gestattet eine weitere Verdichtung. Als eigentlicher Verdichtungsgang darf dieser Gang beim zweimaligen Abrammen nicht gezählt werden, da die Verdichtung hierbei nur lückenhaft ist. Versagt auch dieses Sprungbrett, dann ist es bei Mangel an festen Massen für evtl. Zwischenschichten besser, den Dammbau einstweilen zu unterbrechen, als sich mit einer gefährlichen Zwischenverdichtung durch noch leichtere Geräte, wie Raupenschlepper usw., zu begnügen. Als Mittel gegen das die Sprunghöhe und Tiefenwirkung beeinträchtigende Steckenbleiben der Ramme im Boden empfiehlt es sich, die Rammfläche mit Öl zu bestreichen.



Abb. 107. Frosch mit Sprungbrett. Man sieht deutlich, daß die Massen ungleichmäßig und unvollständig verdichtet werden.

γ3. Explosionsrammen und Dammgröße (Dammhöhe). Die Verdichtungsleistung der Frösche beträgt etwa 250—350 m<sup>3</sup> je Tag bei störungsfreiem Verdichten. Sie verbrauchen in einer 8 ½stündigen Schicht 18 (500 kg-Frosch) bzw. 40 Liter Benzol (1000 kg-Frosch). Es kann damit gerechnet werden, daß ein Frosch etwa 20—30 000 m<sup>3</sup> Dammassen in drei Monaten verdichtet. Dämme von derartigen Umfang dürften die Grenze bilden, wo man, unabhängig von den Massen, sich für den Einsatz einer Stampfplatte oder einen Frosch entscheidet, wenn man nicht gleichzeitig mehrere Frösche einsetzen will oder kann, besonders dann, wenn in einem Baulos mehrere kleinere Dämme gleichzeitig geschüttet werden sollen. Die Frösche sind für jede Dammhöhe ohne Einschränkung zu verwenden.

γ4. Explosionsrammen und Dammteile. Folgende Dammteile werden besonders gut und deshalb zweckmäßigerweise von den Explosionsrammen verdichtet:

- a) die Dammschultern,
- b) die Widerlagerhinterfüllungen,
- c) die Überschüttungen von Bauwerken,
- d) unterschiedlich ausgebildete, niedrige Dammstrecken.

a) *Die Dammschultern.* Je höher die Dämme anwachsen, um so größere Schwierigkeiten entstehen, um die Dammschultern richtig zu verdichten, zumal die Ansprüche an die Festigkeit der Dammschultern bei pseudofesten Dammstoffen mit wachsender Höhe zunehmen. Es ist mit Rücksicht auf die einseitig nach außen wirksamen Kräfte verständlich, die künstliche Verdichtung soweit abzuschwächen, daß dadurch nicht einseitiges Ausweichen der Massen an den Dammschultern zu befürchten ist, sondern die Massen richtig und sachgemäß

verdichtet werden. Dafür haben sich die mittelschweren Rammen, die Frösche, sehr gut bewährt. Die breite Aufschlagfläche und die verhältnismäßig geringe Hubhöhe gestattet eine wirkungsvolle Verdichtung auch an diesen empfindlichen Stellen, d. h. ohne daß die Massen entweichen. Insbesondere sind sie für die

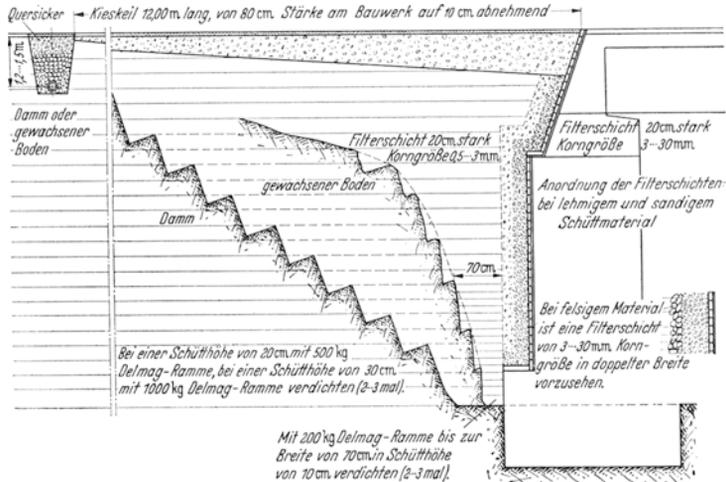


Abb. 108. Vordichtung von Widerlagerhinterfüllungen im Einschnitt und Damm mit Angabe der Entwässerungs-(Filter-)Anlagen und Frostschutzkeil.

Verdichtung der Dammschultern an den Innenbögen von Dammkurvenstrecken am Platze, wo ja die Schwerpunktsverlagerung einer Verdichtung am stärksten entgegenwirkt und das Abwandern der Massen nach außen begünstigt. Hier zeigt es sich ganz besonders deutlich, daß durch allmähliche Steigerung der Verdichtung die Scherfestigkeit zu einem Höchstmaß an Festigkeit im Damm entwickelt werden kann.

In der Praxis hilft man sich gelegentlich durch die Vorschrift, an den Dämmen, die mit Stampfplatte verdichtet werden, die Dammschultern unter Ermäßigung der Schütthöhe auf etwa die Hälfte in einem 2m breiten Streifen mit dem Frosch zu verfestigen (Abb. 65 S. 65). Diese Maßnahme belastet



Abb. 109. Frosch und kleine Delmagrammen bei der Verdichtung eines Kastenwiderlagers (aufgelöstes Widerlager) (Aufn. Dr. SCHULZ).

einen stetigen Dammbaubetrieb außerordentlich und läßt sich in der Praxis schwer durchführen. Viel besser und einfacher ist es, die Dämme beiderseits um 1 m zu verbreitern. An den künstlich verdichteten Dämmen ist die Verbreiterung das Wesentliche und tritt an die Stelle der Überhöhung früher nicht verdichteter Dämme.

b) Die Widerlagerhinterfüllungen (Abb. 108—110). Sie sind ebenfalls sehr empfindliche und im Dammbau mit aller Sorgfalt zu behandelnde Stellen und bilden den besten Gradmesser für die Güte der Verdichtung; denn jede noch so geringe Verlagerung zeigt sich bei setzungsfrei gegründeten Widerlagern als eine Stufe zwischen Damm und Bauwerk, die den Verkehr zumindest stört.

Soweit es bei der Zusammensetzung und Wasserführung der Gesteinsmassen überhaupt möglich ist, haben sich die Frösche für die Verdichtung der Widerlager ebenso bewährt wie an den Dammschultern, auch in den schwierigsten Stellen der Verdichtung von Massen angeschlossenen bzw. aufgelösten Widerlagern. Gerade an diesen Bauwerken (Abb. 109 u. 110) besteht die Gefahr des Nachrutschens der Massen in die unvollständig verfüllten Widerlager. Durch Verlängerung der hinteren Stirnwand bis zu 2 m und Verdichten eines 2 m breiten

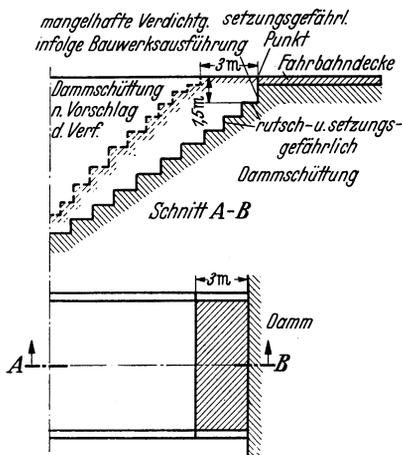


Abb. 110. Zweckmäßiger Einbau der Massen und Ausbildung der Decke bei Verdichtung der Massen an aufgelösten Widerlagern (15.)

Streifens im Innern des Widerlagers ist die setzungsfreie Verdichtung restlos geglückt (15). An den offenen Widerlagern kann man ohne Gefahr für das Bauwerk mit den Fröschen unmittelbar bis ans Mauerwerk bei Schwerkheitsmauern herangehen (Abb. 108). Bisher sind nirgends Schäden am Mauerwerk durch diese Geräte verursacht worden. Soweit die Flügelmauern nach außen gewichen sind, ist dies durch den Erddruck bedingt. Am besten verwendet man zu diesen Verdichtungsarbeiten den sehr wendigen kleinen Frosch und ermäßigt die Schütthöhe auf 20 cm, um durch die Überverdichtung den ungünstigen Einfluß der Auflockerung an der Oberfläche der Schüttung (vgl. S. 60 u. 61) auszumerzen. Gelingt die setzungsfreie Verdichtung auf diese Weise nicht, dann liegt es entweder am

Untergrund oder am Zustand der Massen (Feuchtigkeitsgehalt und Elastizitätswert). Der kleine Frosch verdichtet auch zweckmäßigerweise den Zwischenraum von etwa 5 m beim Einsatz von Stampfplatten für die Widerlagerverdichtung (vgl. S. 100).

c) Überschüttungen an Bauwerken. Am besten werden die ersten Schüttlagen mit leichtem Gerät oder durch Walzen verdichtet, erst von etwa 75 cm an kann man die Frösche einsetzen, um Beschädigungen am Bauwerk auszuschließen.

d) Unterschiedliche niedrige Dämme im Querprofil. Der neuzeitliche Straßenbau vermeidet hohe Dammschüttungen, wo es nur möglich ist. Die Straßen sollen sich gewissermaßen als Parkstraßen dem Gelände weitgehend anschmiegen oder ganz in ihm verlaufen. Bei bewegtem Gelände läßt sich dies unter Umständen nur so ermöglichen, daß sich im Querschnitt gesehen keilförmige Dammprofile ergeben. Die Kurvenüberhöhungen sind für bestimmte Geschwindigkeiten bemessen. Bei der Verdichtung kommt es darauf an, die vorgeschriebene Querneigung im Damm als unveränderliche Grundlage für die Fahrbahndecke zu schaffen. Stampfplatte und Walze sind entweder für derartige niedrige Dämme

zu unwirtschaftlich oder auch ungeeignet. Am besten werden die Frösche für diese Dammstrecken eingesetzt.

d) **Einfluß von Wasser und Klima.** Wie bereits früher (vgl. S. 80) ausgeführt wurde, ist es ratsam, mit Rücksicht auf störende Niederschläge verschiedenartige Massen bei nassem Zustande nicht zu mischen, sondern getrennt einzubauen. Ferner sollte man niemals mehr, wie ebenfalls bereits angedeutet, wasserempfindliche Massen schütten, als man am gleichen Tage noch verdichten kann; denn häufig verändert Trockenheit oder Nässe, Hitze oder Frost die Verdichtungsbedingungen und erschwert in der Regel die Arbeit. Sehr günstig ist es deshalb, daß die Rammen nicht nur verdichten, sondern auch die Massen weitgehend glätten und somit die Schüttung stark vor dem Erweichen durch plötzliche Niederschläge schützen.

#### Zusammenfassung.

*Für die Praxis gilt folgendes:* Explosionsrammen sind sehr gute Verdichtungsgeräte für die pseudofesten harten und weichen Gesteine, d. h. für mürbe und mittelharte Schiefer und Steine, für Mischgesteine (steinig-felsige Massen) sowie für pseudofeste Böden, feste Lehme und krümeligen Löß, wenn die vorgeschriebene Einbaugröße und Schütthöhe nicht überschritten wird.

Die gleichförmigen Sande und Kiese werden ebenfalls tiefgehend erschüttert und verdichtet, obgleich dabei eine gewisse Auflockerung an der Oberfläche nicht zu vermeiden ist und dies Verfahren dafür nicht das wirtschaftlichste ist. Harte, feste, frische, felsige Massen werden dagegen am günstigsten von den Stampfplatten verdichtet.

*Rammen und Walzen.* Die Rammen sind den Walzen nicht so sehr durch die Tiefenwirkung als vielmehr durch ihre vielseitige Einsatzmöglichkeit und Wendigkeit überlegen, insbesondere bei der Verdichtung der empfindlichsten Dammteile. Sie kommen deshalb auch wegen der Unabhängigkeit von der Dammhöhe für die Verdichtung niedriger und hoher Dämme in Frage.

*Rammen und Stampfplatte.* Von den Stampfplatten unterscheiden sie sich nur durch die geringere Verdichtungswirkung, insbesondere an felsigen Massen. In der geschmeidigen Verdichtungswirkung und Anpassungsfähigkeit sind sie von keinem Verdichtungsgerät im Straßenbau zu übertreffen. Dies begründet schließlich ihre besondere Bevorzugung vor anderen Geräten bei der Verdichtung von Dämmen in Mittelgebirgsstrecken mit oft wechselnden Gesteinsverhältnissen.

#### b3. Stampfmaschine „Elefant“.

Zu den Stampfgeräten gehört die von der Fa. MENCK-HAMBROCK-Hamburg, gerade für die Dammverdichtung entwickelte Stampfmaschine „Elefant“ (Abb. 111).

Dieses schwere Gerät überträgt den Gedanken der Pochwerkarbeit des Erzbauwerks auf den Dammbau. Vier Stampfklötze von je 1,5 t Gewicht sind nebeneinander angeordnet und verdichten abwechselnd. Die Hubhöhe beträgt 0,50—1,2 m. Sie ist mechanisch einstellbar, insofern arbeitet dies Gerät stetiger als die Stampfplatte früherer Ausführung, bei der die automatische Hubeinstellung fehlte. Man kann dieses Gerät als eine Parallelschaltung mehrerer Stampfplatten ansehen. Es vereinigt den kontinuierlichen Gang der Walzen mit der hohen Leistung der

schweren Stampfer, wobei die Raupen vorverdichten. Es dürfte in der Wirkung zwischen den schweren Fröschen und den Stampfplatten stehen, so daß die Schütthöhe mit etwa 50—70 cm angenommen werden kann. Durch Anschuheln kann ein seitliches Ausweichen der Massen aus dem Stampfbereich der nicht sehr großflächigen Stampfer vermieden werden.

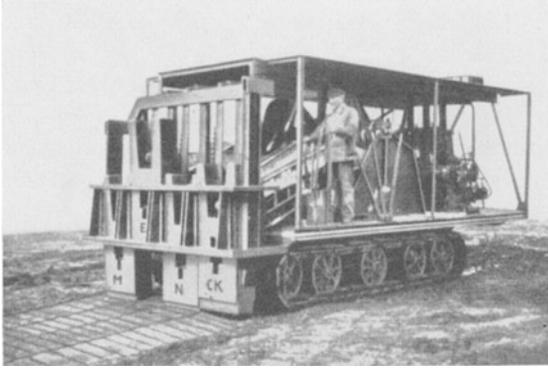


Abb. 111. Stampfmaschine „Elefant“.

Das Gerät hat bisher wenig Eingang in die Praxis gefunden. Möglicherweise hängt dies mit der beschränkten Anwendbarkeit im Gegensatz zur Stampfplatte als Stampfer und als Bagger zusammen. Der starke Betrieb, vielleicht auch zu hohe Betriebskosten, können gegen seine Verbreitung angeführt werden.

#### b4. Die Einrüttelschwingungsgeräte.

Diese Geräte setzen schlagende Stoßarbeit in Bewegungsarbeit um. Der grundsätzliche Unterschied zu den anderen Geräten besteht darin, daß sie absichtlich auf jede Zertrümmerung und Zerstörung der Gesteinsmassen verzichten und nur durch das Bewegungsspiel die Gesteine verdichten. Infolge der Kleinheit der Drücke auf die Oberfläche spricht man eher von Schlägen als von Stößen. Es sind bewegende (kinetische) Kräfte, die als wirksamstes Mittel dort eingesetzt werden, wo es mit Rücksicht auf den Zustand der Massen, deren Festigkeit, Gleichförmigkeit, gedrungene Kornformen unnötig, ja zwecklos wäre, eine Verdichtung durch Zertrümmerung, Verformung oder Zermahlung zu erzwingen zu versuchen. Die Einrüttler arbeiten somit nach dem Verfahren der gewaltver-

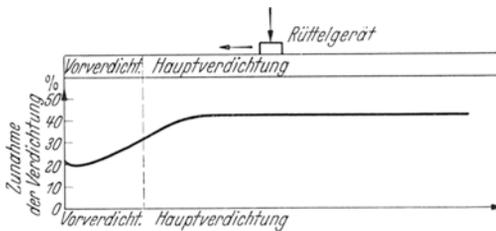


Abb. 112. Schematische Darstellung der allmählichen Verdichtungszunahme bei Verwendung von Rüttelgeräten. Vor- und Hauptverdichtung gehen ineinander über.

zichtenden Gefügeveränderung der Einzelteilchen, d. h. nur durch die Umlagerung, rein bewegungsmechanisch.

**α) Wirkungsweise der Geräte** (Abb. 112). Das Arbeitsprinzip der Geräte gründet sich darauf, daß die Gesteine durch schlagartige, rhythmische, in schneller Folge verlaufende Stoßbewegungen erschüttert, aufgelockert, in Schwin-

gungen versetzt und dadurch eingerüttelt werden, um sich unter Einfluß der Schwerkraft zwangsläufig, gewissermaßen einem Kräftezug folgend, in die dichteste Packung einzusaugen (vgl. S. 24). In der Praxis geschieht dies dadurch, daß unausgewuchtete Massen paarweise in gegenläufige Bewegung, Umdrehungen, versetzt werden. Auf diese Weise gelingt es, den störenden Einfluß horizontaler Fliehkräfte, die als die Verdichtung störende Schiebewellen in Erscheinung treten würden, auszu-

schalten. Es wirken nur senkrechte Kräfte. Der Wirkungsgrad ist sehr hoch. Wenn die Fliehkräfte größer als das Eigengewicht der Massen werden, dann lassen sich diese Geräte im bestimmten Umfange als Stampfgeräte verwenden.

**β) Die Einrüttelschwingungsgeräte.** Abgesehen von kleinen, im Betonbau vielfach üblichen hochfrequent schwingenden Einrüttelgeräten (z. B. der Fa. Wacker-Heidenau) sind im Erdbau zwei Geräte hauptsächlich zu nennen, die als Neuschöpfung den Gedanken des kraftsparenden Bewegungsmechanismus für die Verdichtung gedrungener, fester Gesteine verwirklichen. Es sind dies die Schwingungsmaschinen der Fa. Losenhausen, die eigentliche große Schwingungsmaschine und das kleinere Gerät, der sog. Vibromax. Beide Geräte arbeiten nach demselben Verfahren. Sie unterscheiden sich nur durch Bauart und Schwere, damit durch Beweglichkeit und Anpassungsfähigkeit an die jeweiligen Dammverhältnisse.

*Beschreibung der Schwingungsmaschinen (Abb. 113).* Das Gewicht der großen Maschine beträgt rd. 25 t, die Grundfläche bedeckt 7,5 qm. Die Drehzahl ist je nach der Bodenart verschieden. In die stabile Stampfplatte ist der

Schwingungsschlag-  
erzeuger eingebaut. Ein  
kräftiges Spannlager  
spannt die Schwingachse  
und bewirkt die sichere  
Verbindung zwischen

Stampfplatte und  
Schwingungsschlag-  
erzeuger. Im oberen Teil  
des Schwingungsschlag-  
erzeugers laufen in  
Rollenlagern zwei ex-  
zentrische Schwing-

massen, die gleichgerichtet sind und von der Schwingachse angetrieben werden. Durch Umlauf der Schwungmassen erzeugt der Schwingungsschlag-erzeuger vertikal gerichtete Schwingkräfte auf die Stampfplatte. Die schnellschlagende Arbeitsplatte erschüttert die ruhig stehende Motorplatte. Die Stöße erfolgen in rascher und rhythmischer Aufeinanderfolge bis zu 1500/min. Ein Dieselmotor von etwa 100 PS treibt die große Maschine an, die sich etwa 0,6 bis 0,8 m/min fortbewegt. Die Leistung beträgt etwa 80 bis 90 qm/h. Am Vibromax sind genaue Leistungsziffern noch nicht bekannt geworden.

Es gibt eine Anzahl kleine Einrüttelgeräte, die auch das Prinzip der Kornumlagerung zur Verdichtung verwenden. Um einige zu nennen, seien der Raupenschwingungsverdichter, der Druckluftstampfer, der bei 6 at Druck etwa 1200 Schläge/min ausübt, die Druckluftstoß-Rüttelgeräte, die auf Raupen laufen, erwähnt. Ferner sind die Vibrationsstampfer der Fa. Wacker-Heidenau hier einzuordnen. Sie arbeiten mit Drehstrom. Es sind drei Typen vorhanden.

Die kleineren werden hauptsächlich für Widerlagerhinterfüllungen und für die Verdichtung der Dammschultern sowie der Überschüttungen an Bauwerken ein-

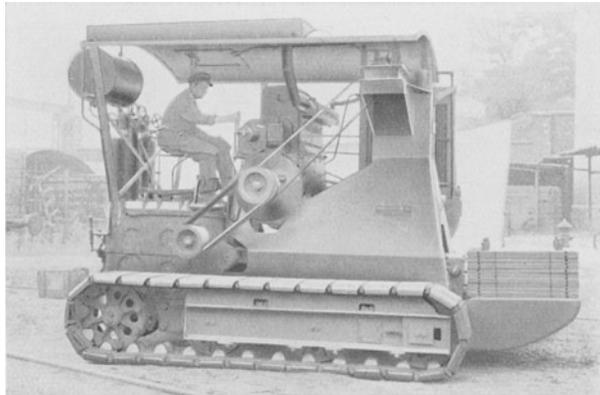


Abb. 113. Die große Bodenverdichtungsmaschine von Losenhausen.

gesetzt. Sie sind für diese Zwecke wegen der geringen Raumbeanspruchung, großer Beweglichkeit und Handlichkeit und der geringen Beanspruchung der Bauwerke außerordentlich praktisch. Für die eigentliche Dammverdichtung haben nur die größeren Geräte Bedeutung gewonnen, wobei der Vibromax noch ziemlich neu ist. Allerdings sind die Geräte nur für die eigentlichen Kernschüttungen zu gebrauchen. Im einzelnen läßt sich folgendes sagen:

**γ) Beziehungen zwischen Schwingungseinrüttler und Schüttung.** Nach den vorliegenden Berichten kann man bei diesem schweren Gerät ohne Bedenken mit Schütthöhen von 2—3 m rechnen, wobei die Massen (Sande) mit einer geradezu idealen Gleichmäßigkeit verdichtet werden (Abb. 114). Die Schlageinrüttelung unter Verzicht der Strukturzerstörung erfolgt so gedämpft, daß die Massen an der Oberfläche der Schüttung kaum aufgelockert werden, zumal ja die oberste Schicht durch die Schlagwirkung leicht gerammt bzw. gestampft wird. Man kann fast von einer Sogwirkung auf die Massen, von einem Einsaugen nach unten sprechen. Die Erfahrungen mit dem Vibromax sind noch nicht abgeschlossen, um ein klares Bild

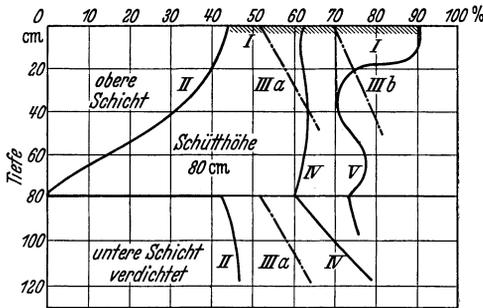


Abb. 114. Verdichtungsergebnisse mit Einrüttel-Schwingungsmaschinen (20).

I Entnahmestelle; II Unverdichteter Damm; IIIa 3 mal trocken gerammt (Mittelfeld); IIIb 6 mal trocken gerammt (Randzone); IV durch Schwinger verdichtet  $v = 50$  m/h; V durch Schwinger verdichtet (5 min. stehend).

über seine Leistungsfähigkeit zu bekommen. Jedoch darf man annehmen, daß er Schüttungen bis etwa einem halben Meter Höhe gut verdichtet. Im einzelnen hängt die Tiefenwirkung von der Korngröße und der Beweglichkeit der Massen ab. Die richtige, fehlerfreie Verdichtung wird dann erreicht, wenn die Schwingungen der Maschine und der Massen synchronisiert sind, d. h. der Boden muß mit der Frequenz in Schwingungen versetzt werden, die der Eigenschwingungszahl der Geräte gleichkommt. Sie liegt bei etwa 13 bis 16 Schwingungen/sec. Da es bei dieser Art Verdichtung nicht auf eine Verspannung der einzelnen Teilchen durch Druck ankommt, müssen in jeder Schüttung die Bewegungskräfte so groß sein, daß die Punktberührung und Abstützung der Massen untereinander erreicht wird, die einer späteren Verkehrserschütterung unbedingt das Gleichgewicht halten kann.

**δ) Geräte und Dammgröße.** Die großen Schwingungseinrüttelmaschinen von LOSENHAUSEN sind sehr leistungsfähig und ohne weiteres für große Dammschüttungen zu verwenden. Der Vibromax dürfte in der Leistungsfähigkeit etwa den schweren Delmagrammen gleichkommen (Abb. 118 S. 116). Zweckmäßigerweise werden die Massen zweimal verdichtet, wobei ein kreuzweiser Wechsel in der Verdichtungsrichtung erstrebenswert ist (vgl. S. 103).

**ε) Geräte und Schüttsmassen.** Je kleiner und gleichförmiger die Gesteine, je rundlicher und gedrungener die Kornformen, um so größer der Verdichtungserfolg. Je feiner die Massen, um so beweglicher und desto tiefer ist die Verdichtungswirkung (S. 82). Die Geräte sind von der Ungleichförmigkeit der Kornverteilungskurven weitgehend unabhängig. Da nur feste Gesteine auf diese Weise mit

nachhaltigem Erfolg verdichtet werden können und bereits bei eckigen, kantigen, felsigen Massen die Grenze der Einsatzfähigkeit beginnt, pseudofeste Massen aber nicht verdichtet werden können, sind diese Geräte in der Praxis nur beschränkt zu verwenden. Nichts bestimmt den Unternehmer aber mehr bei der Beschaffung eines Gerätes als die Frage, wie oft und wo er ein Gerät einsetzen kann. Beschränkte Einsatzmöglichkeit ist somit ein großer Nachteil für die Verbreitung dieser sonst für die beweglichen Gesteine vorzüglichen Verdichtungsmaschinen.

ζ) **Einfluß von Wasser und Klima.** Da nur feste Gesteine, also wetterunempfindliche Massen, durch diese Geräte verdichtet werden können, können diese Geräte bei jedem Wetter arbeiten und sind auch von Niederschlägen unabhängig. Im Gegenteil, es ist sogar sehr empfehlenswert, die Massen im bestimmten Umfang anzufeuchten.

#### Zusammenfassung.

*Für die Praxis gilt:* Die Vorzüge der Schwingungseinrüttelgeräte, ihre Überlegenheit gegenüber sämtlichen anderen Geräten in der Verdichtung beweglicher, gedrungener, fester Gesteine sind für ihre Verwendung im Dammbau nicht allein entscheidend, da sie nur beschränkt einsatzfähig sind. Sie eignen sich im Dammbau als hochwertige Spezialverdichtungsgeräte, aber auch darüber hinaus zur Verdichtung von Untergrund für Hochbauten, sofern bewegliche, feste Gesteine vorliegen, u. a. ganz besonders dann, wenn setzungsempfindliche Fundamente für Transmissionen usw. errichtet werden sollen.

### 5. Künstliche Verdichtung und Kostenfrage.

Jede technische Neuerung wird ihrem Werte nach bestimmt durch das Verhältnis von Kosten zum erzielten Erfolg. Danach richtet sich insbesondere die Entscheidung, in welchem Umfange man von einem technischen Fortschritt sprechen kann und u. a. die künstliche Verdichtung auf trockenmechanischem Wege dazu rechnen will. Gelegentlich wird die Ansicht vertreten, daß man sandig-kiesige Massen nicht oder nur im oberen Dammteil verdichten soll. Dieser Vorschlag verdient insofern Beachtung, als ja der neuzeitliche Straßenbau, man möchte fast sagen, mit einem unerhörten Tempo baut und der Deckenauftrag der Dammschüttung fast unmittelbar ohne das früher beliebte „Überwintern“ folgt.

Da aber vielfach die Kosten der Verdichtung als noch zu hoch angesehen werden, scheint es einmal wünschenswert zu sein, die Kostenfrage im Hinblick auf die Größe der Ersparnisse und im Verhältnis zum Risiko zu untersuchen. Verdichtet man die Dämme nicht, so besteht infolge der losen Lagerung der Gesteinsteilchen die Gefahr fortwährender Kornumlagerungen, die auch nicht durch den Einbaubetrieb ausgeschaltet wird. Es besteht die Möglichkeit von Mikrogewölbbildungen in der Schüttung, die eine latente Gefahr bedeuten. Die schädlichen Folgen der sich über lange Zeit abspielenden Verlagerungen unter Einfluß der Verkehrserschütterungen lassen sich im einzelnen nicht vorausbestimmen. Diese Folgen können um so unangenehmer in Erscheinung treten, je empfindlichere Decken auf derartige Dämme aufgebracht werden. Diese Umlagerungen bedeuten eine dauernde Gefahr für den Verkehr wie für die Decke selbst. Je ungleichmäßiger die Dammschüttung, auf Grund der jeweiligen Gesteinszusammensetzung beurteilt, ausfällt, um so größer ist deshalb das Risiko. Es ist nun sehr interessant festzustellen,

in welchem Verhältnis die Verdichtungskosten zu dem Einbau einschließlich der Gewinnungskosten stehen.

Man kann je nach den Gesteinsverhältnissen bei mittelschwer zu gewinnenden Massen im Durchschnitt mit 2—4 RM Gewinnungs- und Einbaukosten rechnen. Die Verdichtungskosten schwanken etwa zwischen 0,20—0,40 RM/m<sup>3</sup>. Das sind genau 10% der unumgänglich aufzuwendenden Einbaukosten. Verdichtet man z. B. einen Damm von 6 m Höhe und setzt bei der Annahme des Damminhaltes von 50000 m<sup>3</sup> die Kosten mit 150000 RM ein, dann würde eine Vollverdichtung etwa 15000 RM, eine Teilverdichtung nur 5000 RM erfordern. Man würde 7½% sparen und dafür das Risiko einer latenten Dammgefährdung eintauschen. Wendet man aber diese 7½% zusätzlich auf, dann bekommt man bei gewissenhafter Verdichtung einen festgefügten Damm, auf den man ohne weiteres hochempfindliche Decken aufbringen kann, während die 5000 RM Kostenersparnis in keinem Verhältnis zu den Kosten etwaiger Schädenbehebung stehen, da sich diese wiederholen können, abgesehen schließlich von den im einzelnen unübersehbaren Folgen der Verkehrsgefährdung. Ganz besonders wirken sich die Gefahrenmomente bei Dammlagen in Kurvenstrecken aus. Dammschulter-rutschungen und Setzungen, die die Decke nach sich ziehen, sind bei sachgemäßer Verdichtung ausgeschlossen. Welche Folgen sich bei falscher Verdichtung ergeben können, zeigt das Beispiel der Umgehungsstraße Wiesbaden (18). Berücksichtigt man ferner noch, daß bei der neuzeitlichen geländegebundenen Straßentrassierung in sand- und kiesreichen Gegenden, namentlich im Flachlande Norddeutschlands, hohe Schüttungen mehr und mehr zurücktreten, dort, wo sie aber ausgeführt werden, zugleich im Zuge einer Unter- bzw. Überführung absolut feste Rampen verlangt werden, dann schrumpft der Anteil von Dämmen, die wegen der größeren Höhe und des gradlinigen Verlaufes einer Straßenanlage am ehesten noch für eine teilweise Verdichtung in Frage kämen, bedenklich zusammen.

Die Annahme ist wohl nicht ganz unberechtigt, daß vielleicht 10% aller beim Reichsautobahnbau geschütteten Dämme hierunter fallen dürften. Die zusätzlichen Kosten bzw. die Kostenersparnis steht bei diesem Milliardenobjekt, ganz abgesehen von einer evtl. Prestigegefährdung, in keinem Verhältnis zu dem Vorteil festgefügtter, weitgehend gesicherter Dämme. Man kann sich schließlich bei dem gegenwärtigen Stand der bautechnischen Bodenkunde nicht mehr erlauben, derartige Risiken einzugehen.

Die Erfahrung bestätigt außerdem, daß man an hohen Sanddämmen mit Setzungen von fast einem Meter rechnen kann, ohne zu wissen, wann die Setzungen zur Ruhe kommen. Ein anderes Beispiel zeigt deutlich, wie unwirtschaftlich es ist, an Verdichtungskosten zu sparen. Ein Damm von 2 m Höhe wurde aus frischem, stückigem Phyllit geschüttet. Die Schüttung wurde im Spätherbst ausgeführt. Im folgenden Frühjahr befanden sich die Dammschultern 20 cm unter dem Planum statt darüber (15). Die Kosten der Ausbesserung beliefen sich auf reichlich mehr als die ersparten Verdichtungskosten.

Diese Ausführungen gelten unter der Annahme eines festen Untergrundes, liegt aber der Damm auf setzungsempfindlichem Untergrund, dann fallen nicht nur die Setzungen stärker aus, es besteht auch unmittelbar die Gefahr von Rutschungen, da die Scherfestigkeit dann sehr gering ist. Der Aufwand für die Verdichtung ist, wenn auch ursprünglich als hoch empfunden, da man zunächst noch nicht

die besonders strengen Bedingungen für den Straßenbau übersah und die Notwendigkeit eines absolut festgefügtten Dammbaues verkannte, mehr als gerechtfertigt und gehört zu den wesentlichen, ja unerläßlichen Ausgaben eines nach den anerkannten Regeln der Baukunst ausgeführten Bauwerkes.

Wenn somit der Aufwand für die „zusätzlichen“ Ausgaben der Verdichtung unbedingt bejaht werden muß, gilt dies nicht im gleichen Maße für die Preisgestaltung der Verdichtungskosten für die verschiedenen Geräte. Man kann die Beobachtung machen, daß hierbei an den verschiedenen Verdichtungsgeräten nicht die unterschiedlichen Kostenanteile der Verdichtung für die Preisbildung berücksichtigt werden. Die Kosten werden bedingt durch das Verhältnis der Anschaffungskosten zur Leistung sowie Unterhalt eines Gerätes, Lohnanteil, Abschreibung, Verzinsung, Betriebsstoffe. Außerdem hängen diese Kosten von der Einsatzmöglichkeit (Stampfplatte ist z. B. vielseitiger als der Vibromax) ab, d. h. von der Art der Massen und hier im einzelnen wieder von der Ausbildung der Massen: Korngröße, Härte, Konsistenz, Schütthöhe, schließlich von der Jahreszeit (Sommer mit für die Verdichtung im allgemeinen günstigem Wetter, Winter mit vielfachen Unterbrechungen, größeren Anstrengungen der Geräte und Störungspausen durch Frost-, Schnee- und Tauwetter). Es würde den Rahmen dieses Buches weit überschreiten, diese Zusammenhänge im einzelnen für jedes Gerät zu untersuchen und Richtlinien dafür geben zu wollen. Es muß jedoch als Beispiel falscher Preisbildung hingestellt werden, wenn im selben Angebot für den robusteren 1000 kg-Frosch ein höherer Preis verlangt wird als für den kleineren 500 kg-Frosch. Man muß erwarten, daß sich im Hinblick auf die größere Schütthöhe und auch nach der Verwendungsmöglichkeit die Verdichtungskosten für den 1000 kg-Frosch niedriger stellen als für den leichten Frosch. Dies bedeutet, daß die unempfindlichen Stampfplatten in der Regel am billigsten wegen der Vielseitigkeit, Bagger und Verdichtungsgerät, und wegen der größeren Tiefenwirkung arbeiten.

Hier könnte — wenn man an der Verdichtung sparen will — noch viel zur Verringerung der Dammbaukosten geschehen, ohne daß ein Risiko für die Güte der Dämme eingegangen werden muß.

## 6. Der Einbau und die Verdichtung auf naßmechanischem Wege.

### Begriff und Wesen.

Bei diesem Verfahren gehören Einbau und Verdichtung untrennbar zusammen; denn jeder naßmechanische Einbau hat zwangsläufig eine gewisse Verdichtung zur Folge, die durch planmäßigen Einsatz zusätzlicher Geräte zu einem Höchstmaß gesteigert werden kann.

Der Einbau ist seinem Wesen nach zwangsläufig an die Verwendung von Wasser gebunden, und zwar soll Wasser im Sinne der Ausführungen (S. 17) die Scherfestigkeit durch Entwicklung der Adhäsionswasserhüllen bzw. Kapillardruckkräfte vergrößern. Da diese Kräfte aber erst an Körnungen unter 2 mm stärker in Erscheinung treten, beschränkt sich die Anwendung auf Gesteine, bei denen entweder ein bestimmter „wirksamer Anteil“ aus dieser feineren Körnung vorhanden ist oder nur ausschließlich derartige feine Sande eingebaut werden, z. B. die Düdensande oder Heidesande.

Bei dem gegenwärtigen Entwicklungsstand der Verdichtungsgeräte ist die Frage nicht unberechtigt: Weshalb wendet man die naßmechanische Verdichtung an, da man doch alle Massen ebenso durch die bisher besprochenen trockenmechanischen Verfahren verdichten kann? Wie bereits früher dargelegt wurde, sind die Sande sehr beweglich und im Sinne von TERZAGHI ausgesprochen „konservativ“ (26 u. 34). Sie trotzen deshalb jedem Zwange der Verdichtung, soweit nicht die Massen mit dem Gerät im Bewegungsspiel (durch Rüttelgeräte) synchronisiert werden oder die Massenträgheit zunimmt. Die Wirkung und der Vorteil des Wasserzusatzes beruhen nun darin, daß die Massenträgheit durch das feinschichtige System der bindenden Adhäsionswasserhüllen vergrößert wird und die Verdichtung noch wirkungsvoller ohne nachteilige Wiederauflockerung erfolgen kann. Dadurch nimmt nicht nur die absolute Festigkeit zu, sondern es werden auch Schäden durch Wind (Abwehen) verhindert, schließlich gedeiht der Grasschutz bei der Bepflanzung der Dammböschungen besser als an trockenen Sanden.

*Es gibt keine Kraft, die mit derartiger Gleichmäßigkeit nach Maßgabe der gleichmäßigen Berührungsdichte die gesamte Schüttung so fest zusammenhalten kann — unabhängig von dem Einfluß der Schwerkraft und von der Tiefe wie das benetzende Wasser; dies gerade im Gegensatz zu den mechanischen Hilfsmitteln, bei deren Einsatz die Scherfestigkeit in der Schüttung im allgemeinen mit zunehmender Tiefe rasch abnimmt.*

Die Kräfte der Wasserfilme sind wohl klein und proportional der Kapillarkraft, sie addieren sich aber in der Wirkung (z. B. bäckt feuchter Sand in der Hand zusammen, während trockener Sand niemals einen festen zusammenhängenden Körper bildet). Der Zusatz von Wasser vergrößert somit in erster Linie die Scherfestigkeit und diese in einer ganz unvergleichlich gleichmäßigen Weise.

### Die Verfahren.

Folgende Verfahren sind zu unterscheiden:

- Einbau mit Wasser, ohne zusätzliche Verdichtung durch Geräte,
- Einbau mit Wasser, mit zusätzlicher Verdichtung durch Geräte.

*Einbau mit Wasser ohne Geräte.* Es gibt zwei alteingeführte Verfahren, die auch heute noch angewandt werden:

#### a 1. Das Einsümpfen (vgl. hierzu S. 25).

Beim Einsümpfen werden die zu sümpfenden Massen ähnlich den Salzgärten am Strand in Sümpffelder durch Quer- und Seitendämme eingeteilt und abgegrenzt. In diese Felder wird Wasser zugeführt, bis die Oberfläche völlig mit Wasser bedeckt ist. Die Gleichgewichtsverhältnisse der Schüttung sind labil und werden durch den jeweiligen Wassergehalt in der Schüttung im gewissen Umfang beeinflußt. Die Schüttung erfährt keine anhaltende, d. h. dauernde Vergrößerung der Scherfestigkeit, denn bei Erschütterungen verändern sich die Dichteverhältnisse in der Schüttung in stärkerem Umfang. Es bleibt somit grundsätzlich das labile Gleichgewicht erhalten.

*Für die Praxis gilt:* Mit Hilfe dieses Verfahrens ist man nicht imstande, einen in sich gefestigten Damm im Straßenbau zu schaffen, abgesehen von den technischen Schwierigkeiten in der Durchführung der Arbeiten an schmalen Dämmen, ganz besonders dann, wenn Gefällestrrecken vorliegen. Selbst an den Widerlagern versagt es, da hier eine besonders hohe Festigkeit verlangt wird.

## a2. Das Einspülen (vgl. S. 26).

Es gibt sehr viele Namen für dieses Verfahren. Vielfach bezeichnet man es als Einschlämmen, seltener sind die Namen wie Spülspritzverfahren, Spülkipfverfahren, Wasserstrahlverfahren usw. Ehe die künstliche Verdichtung auf trockenem Wege eingeführt wurde, war es *das* Verfahren, mit dem man die besten Verdichtungserfolge im Dammbau erzielte. Bei den hohen Ansprüchen an die Festigkeit eines Dammes im Straßenbau genügt es nicht mehr und ist im neuzeitlichen Straßenbau, nicht zuletzt infolge der fortgeschrittenen Verdichtungstechnik, auf trockenmechanischem Wege etwas zurückgetreten.

a) **Betrieb** (Abb. 115 u. 116). Die praktische Ausführung des Einspülverfahrens ist sehr einfach. Zu beiden Seiten des einzuspülenden Dammes wer-

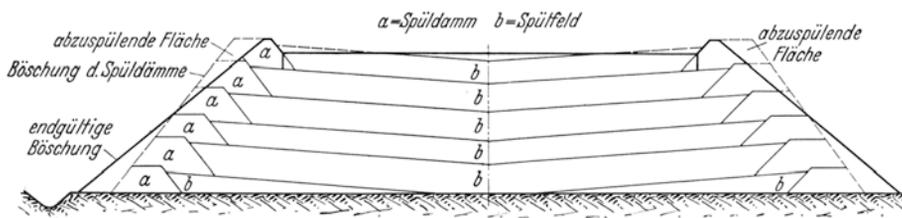


Abb. 115. Darstellung des Spül(kipp)verfahrens.

den die Spüldämme geschüttet, die zugleich den Rahmen des Spülfeldes abgeben und auch als Anfuhrweg für die Spülmassen dienen.

Durch die Bauzüge werden diese die Dammschultern bildenden Dämme teilweise verdichtet. Längs der Dämme werden Druckrohrleitungen gelegt, die entweder in regelmäßigen Abständen (alle 4 m) mit Druckstützen versehen sind, oder etwa in 30 m gegenseitigem Abstand Anschlußstützen für bewegliche Schlauchleitungen erhalten. Schließlich kann man an Stelle dieser starren Leitung auch



Abb. 116. Darstellung der Massenaufbereitung bei ungenügender Wasserzugabe und zu geringer Stromstärke beim Einspülen.

Tankwagen verwenden. Je nach der Dammneigung sind gegebenenfalls Querdämme vorzusehen. Je stärker der Druck des Wasserstrahles, um so besser gelingt das Einspülen, da dann eine gute Aufschlammung der Massen und eine starke Strömung erzielt wird. Gewöhnlich rechnet man mit 5—8 at Druck. Der Wasserbedarf beläuft sich auf mindestens 1 cbm je cbm Trockenmasse und steigt bis zu 1,5 cbm. Enthalten die Sande auch bindige Bestandteile (wirksame pseudofeste Stoffgruppe), dann muß der Spüldruck erhöht werden, evtl. bis zu 10 und mehr at Druck.

β) **Kritik.** Das Verfahren eignet sich nur dort, wo genügend billiges Wasser und wo vorwiegend sandige Massen zur Verfügung stehen und ist bei einem Wasserpreis von 0,20 RM/m<sup>3</sup> unwirtschaftlich. Es hat ferner besondere Berechtigung

dort, wo breitflächige Dämme geschüttet werden, wo also die Kosten für das Verlegen der Rohrleitungen weniger ins Gewicht fallen. Man kann es für Widerlager dann anwenden, wenn die obersten Schichten zusätzlich verdichtet werden. Der Verdichtungserfolg leidet bei ungenügender Wasserzugabe und geringer Wassergeschwindigkeit; denn je schneller die horizontale Verfrachtung der Spülmassen erfolgt, um so geringer ist die Entmischungsgefahr, um so gleichmäßiger der Dammaufbau und die erhaltene Festigkeit im Damm, um so bessere Erfolge erzielt man dann mit gemischtkörnigen Massen. Größte Verbreitung hat dieses Verfahren in Amerika beim Einbau von teilweise stark lehmigen Massen, allerdings in Erddämmen für Talsperren, gewonnen.

### a3. Andere naßmechanische Verdichtungsverfahren mit Geräteeinsatz.

**Begriff und Wesen.** Es handelt sich bei diesen Verdichtungsverfahren um eine zweckmäßige Verbindung der verdichtenden Wirkung des Wassers mit dem verdichtenden Kräftespiel der Geräte. Da sich beim Einspülen kein Gerät zusätzlich



Abb. 117. Verdichtung mittels Stampfplatte unter gleichzeitigem Einsumpfen der beweglichen Sandmassen.



Abb. 118. Verdichtung von beweglichen Sandmassen durch Vibromax unter gleichzeitig starker Wasserzugabe.

verwenden läßt, beschränkt sich dieses Verfahren auf eine Zusammenarbeit der Geräte mit statisch verdichtendem Wasser. Von den Geräten scheidet die Druckgeräte aus, da sie keine wesentliche Gefügeveränderung auslösen. Am besten eignen sich die Schwingungseinrüttelgeräte, aber auch die Stoßgeräte können hierfür eingesetzt werden. Der Vorteil in der Verbindung der beiden Verfahren „naß“ mit „trocken“-mechanisch besteht, wie bereits früher angedeutet, darin (vgl. S. 25ff): Wasser dämpft die Erschütterungen und erhöht die Massenträgheit und den inneren Zusammenhalt der Gesteinsteilchen bei dieser kombinierten Verdichtung, da die kapillaren Spannungen die Massen in der dichtesten Lage am stärksten festhalten und einem auflockernden Stoß am meisten Widerstand leisten. Aus diesen Gründen ist jedes naßmechanische Verfahren in der Wirkung der verdichtenden Einflüsse jedem einseitig nur mit Wasser oder trockenmechanisch arbeitenden Verfahren überlegen, d. h. dem Einsumpfen oder nur Einrütteln.

Technisch ergibt sich insofern ein nicht zu unterschätzender Vorteil, als alle bei dem Einspülen erforderlichen besonderen Vorrichtungen eines starren Betriebes wegfallen. Man kann wie beim trockenen Einbau schütten und setzt den zu ver-

dichtenden Massen Wasser durch Schlauchleitungen zu (Abb. 117 u. 118). Der Bedarf an Wasser ist bedeutend geringer als beim Einschlämmen. Er beträgt etwa 10 bis höchstens 20% je Kubikmeter Trockenmasse.

Je nach der Art der Wasserzuführung unterscheidet man folgende zwei Verfahren:

*a)* Geräte und Wasserzugabe von oben. Dieses einfache Verfahren beruht darin, daß die zu verdichtende Schüttung loser, fester Gesteine durch einen kräftigen Wasserstrahl völlig durchnäßt wird, worauf dann die mechanische Verdichtung durch Stoß- oder Einrüttelgeräte stattfindet. Die Tiefenwirkung der Verdichtung ist gleichmäßiger als die der trockenmechanischen Verfahren, insbesondere auch des Einstampfens. Dieses Verfahren hat sich beim Einbau von Dünen- oder Heidesanden, sowie vor allem feinkörnigen, festen Gesteinen als sehr zweckmäßig erwiesen, weil dadurch die Verluste durch Abwehen stark zurücktreten. Es ist auch sehr gut für die Verdichtung der Widerlagerhinterfüllungen

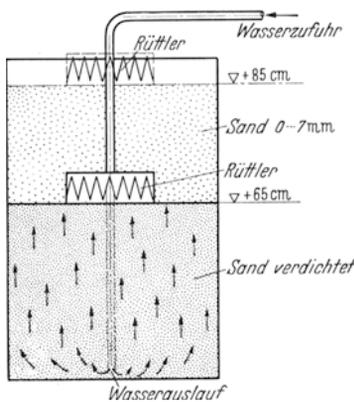


Abb. 119. Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttler (nach Keller) (30). Die Wasserzugabe erfolgt an der Unterseite der Schüttung.

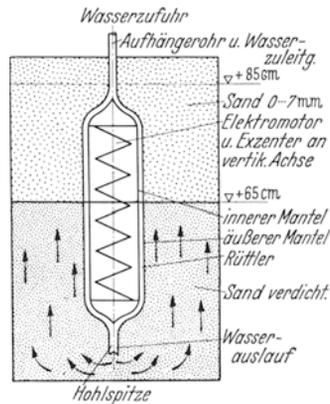


Abb. 120. Bodenverdichtung mittels Innenrüttlers (nach Keller) (30). Geräte und Wasserleitung sind untrennbar verbunden und in der Schüttung beliebig einzusetzen.

anzuwenden. Man kann damit absolut setzungsfreie Dämme und Rampen erzielen, wie sie jedenfalls allein auf trockenmechanischem Wege nicht zu erreichen sind.

*β)* Geräte mit Wasserzugabe von unten (Abb. 119). Das Verfahren wurde von der Fa. Keller-Frankfurt eingeführt. Dabei wurde zunächst Wasser durch ein Rohrnetz an die untere Schüttungsfläche geleitet. Dadurch werden die Massen aufgeschlämmt und durchfeuchtet. Gleichzeitig wird die Schüttung durch an der Oberfläche aufgestellte Rüttelgeräte verdichtet. Dieser Arbeitsgedanke ist nichts Neues, denn er ist bereits an den Setzkästen der Aufbereitungslehre verwirklicht.

Durch die örtliche Umlagerung und gewissermaßen durch das „Bestreichen“ der zu verdichtenden Schüttstelle mit den Rüttelgeräten können die Gesteinskörnchen sich — nicht zuletzt infolge der zunächst auflockernden Wirkung des Wasserstromes — in ein dichtes Gefüge einregeln und einordnen, um dann durch die Wasserhüllen (Kapillardruckkraft) darin festgehalten zu werden.

Die nachteilige Auflockerung der Massen an der Oberfläche wird durch dieses Verfahren praktisch vermieden. Neuerdings ist die Zufuhrleitung des Wassers mit dem Rüttelgerät untrennbar verbunden (Abb. 120). Das Gerät ist beweg-

licher, handlicher geworden, die umständlichen, hemmenden, starren Rohrleitungen entfallen. Das Verfahren ist einfacher und in der Anpassung geschmeidiger, die Technik ist verbessert und der Einsatz verbilligt. Wesentlich für den Erfolg ist eine gute Abstimmung von Erregerenergie mit Wasserzuführung [vgl. im einzelnen] (30). Es ist technisch wie theoretisch das beste Verfahren, um den größtmöglichen Dichtewert zu erzielen. Allerdings ist es nur bei bestimmten Massen anwendbar.

#### a 4. Der Anwendungsbereich der naßmechanischen Verfahren.

Diese Verfahren sind nur dann zu empfehlen, wenn die Massen aus leicht beweglichen Böden, also bewegungsempfindlichen Gesteinen bestehen (Sande und Kiese).

Die Wasserfrage muß geklärt sein, jedoch belastet der prozentual geringe Wasserbedarf im Vergleich zum Einspülen nicht so stark die Kosten des Einbaues und der Verdichtung. Diese Verfahren sollten vor allem an allen setzungsempfindlichen Stellen, also an den Widerlagerhinterfüllungen, angewandt werden.

Wie günstig die naßmechanischen Verfahren sind, möge folgendes Beispiel zeigen:

Ein Damm von rund 100000 m<sup>3</sup> Inhalt aus Dünen sand wurde innerhalb vier Wochen unter Einsüpfen mit der Stampfplatte so gut verdichtet, daß unmittelbar darauf die Decke aus Pflaster auf Packlage gebracht werden konnte und heute, nach zwei Jahren, trotz sofortiger Inbetriebnahme unter starkem Verkehr noch unverändert ist. Daß bei einem kontinuierlichen Betrieb (Einrütteln) eine bessere Verdichtung zu erzielen ist, als durch das Abstampfen, und der Wirkungsgrad am größten ist, wenn die Schwingungen der erregten Massen und des Gerätes synchron verlaufen, sei nur kurz wiederholt.

### Sechster Abschnitt.

## Die Dammbauorganisation und Dammbaukontrolle.

### 1. Die Dammbauorganisation.

In der Zielsetzung des neuzeitlichen Straßenbaues: a) hochempfindliche, wertvolle Decken auf setzungsfreiem Baugrund unmittelbar nach Vollendung der Dammschüttung aufbringen zu können und b) Anwendung einer verfeinerten Dammbautechnik unter Verwendung aller anorganischen Gesteine als Baumaterial, liegen die richtunggebenden Grundlagen der Dammbauorganisation und Baukontrolle begründet, die als wesentliche vertragsbildende Teile jeder Ausschreibung für ein Erdbaulos zugrunde gelegt werden müssen, um Auftraggeber wie Auftragnehmer vor unangenehmen Folgen (Entschädigungsansprüchen beider Teile) zu schützen.

In den Abschnitten 3 und 4 sind die Beziehungen zwischen Kraft und Stoff dargelegt worden. Die Aufgabe der Dammbaukontrolle und -organisation besteht darin, die Voraussetzungen des besten Wirkungsgrades in diesem Zusammenspiel zwischen Stoff und Kraft zu schaffen.

Die Dammbauorganisation beschäftigt sich vor allem mit zwei Fragen: 1. den materiellen (bodenkundlichen) und 2. den betriebstechnischen Fragen (Gewinnung, Massenverteilung, Fördertechnik, Einbau und Verdichtung). Die Kontrolle

ist die zwangsläufige Folge eines planmäßig geleiteten Dammbaus und bezweckt die Überwachung der Durchführung der organisatorischen Maßnahmen, um den Dammbau zu einem vollen Erfolg zu gestalten. Die planmäßige Überwachung der Arbeiten im und für den Dammbau in allen seinen Phasen: Gewinnung, Einbau, Verdichtung der Massen, ist eine wesentliche Neuerung und Folgeerscheinung des neuzeitlichen, kunstmäßigen Dammbaus und entspricht durchaus den Gepflogenheiten im Kunstbau des sonstigen Bauwesens. Sie gründet sich auf die planmäßige Gestaltung wie auf die Auswirkung des erhöhten Kostenaufwandes für die Verdichtung (16). Sie erstreckt sich auf die Prüfung des Dammmaterials, dessen zweckmäßige Behandlung im Dammbau selbst und auf alle rechtlichen Folgen, die insbesondere bei der Verwendung der verschiedensten Gesteine in allen möglichen Zuständen eine ganz besonders wichtige Rolle spielen, z. B. auf die Frage: Soll und darf man weiche Massen noch einbauen und verdichten?

#### a) Rechtliche und organisatorische Fragen.

Vorstehende Frage, eine der vielen Rechtsfragen, die plötzlich, je nach den besonderen Umständen, auftauchen können, rührt an die grundsätzliche Frage: Welche rechtlichen Verhältnisse bestehen zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer bei einem Dammbau?

Es sind zwei Fälle zu unterscheiden:

a) Der Auftragnehmer zeichnet für die Entwürfe, Planbearbeitung und die Ausführung verantwortlich. Damit übernimmt er die volle Verantwortung für alle Dispositionen und Baumaßnahmen sowie für die Richtigkeit ihrer Durchführung, die im Sinne der anerkannten Regeln der Baukunst mit dem Dammbau von seinen ersten Anfängen bis zur Vollendung zusammenhängen. Er trägt somit das Risiko für evtl. Fehlschläge, Schäden oder Gefahren (Setzungen, Rutschungen, Auswaschungen), nicht nur in der Dammausführung, sondern auch für nachteilige Folgen bei einem weniger guten Untergrunde (Senkungen infolge Ausquetschungen, schalenförmiges Ausbrechen der Dammschultern durch Grundbrüche usw.). Der Auftragnehmer übernimmt somit die volle Verantwortung für die Güte des Dammes für die spätere Zeit. — Diese Verantwortung ergibt sich in allen den Fällen, in denen der Bauherr nicht imstande ist, die Pläne, Maßnahmen und Ausführung des Auftragnehmers durch Fachkräfte nachzuprüfen und entsprechend zu beeinflussen, in erster Linie bei Privatbauvorhaben.

b) Bei Dammbauten der öffentlichen Hand, d. h. bei Behörden, werden die Pläne meist von besonderen Fachkräften dieser Stellen bearbeitet und in allen bautechnischen Einzelheiten festgelegt. Der Auftragnehmer ist nur Ausführer. In diesem Falle entbindet ihn sein Verantwortungsbewußtsein nicht von der Pflicht, seine abweichenden Ansichten in Einzelfällen schriftlich zum Ausdruck zu bringen, insbesondere wenn sich bei der Bauausführung unvorhergesehene Gefahrenquellen einstellen, die die gesicherte Ausführung eines Dammes zu gefährden drohen. Er hat das Recht, alle mit dem Damm mittelbar und unmittelbar zusammenhängenden bodenkundlichen Fragen zu erfahren, und es gehört zu seinem Pflichtenkreis, sich darüber eingehend zu unterrichten. Insbesondere muß Klarheit bestehen über die Art und Beschaffenheit, die Lösbarkeit und gewinnungstechnischen Schwierigkeiten der Gesteine für den Damm (besonders bei geschichteten Gesteinen). Ebenfalls muß der Grad der Wetterempfindlichkeit der Gesteine

bekannt sein, um danach im Einzelfall besondere bauliche Dispositionen zu treffen. Die Arbeiten müssen grundsätzlich mit aller Sorgfalt so gestaltet werden, daß die Gefahr störender Auswirkungen durch schlechtes Wetter auf ein Minimum sinkt. Deshalb muß der Auftragnehmer im bestimmten Umfang durch geschickte Massenbehandlung (Glätten!) oder schichtenweisen Einbau von entfilternden Gesteinszwischenlagen für die Sicherung des Dammes sorgen. Bestehen hinsichtlich des Untergrundes, z. B. bei Dammanschlüssen an Bauwerken, Bedenken über die zeitliche Auswirkung der Senkungen, dann sollte der Auftragnehmer in seinem eigenen Interesse für den Einbau eines Pegels hinwirken, um gegen nachteilige, im einzelnen nicht genau vorauszusehenden Folgen weitgehend gesichert zu sein. — Das Wichtigste ist zur Frage der rechtlichen Beziehungen nicht nur das Bauen, sondern stets wird der Erfolg davon bestimmt, wie gebaut wird. — Diese kurzen Streiflichter der rechtlichen Beziehungen im Dammbau können nur vorläufige Hinweise sein, die einer grundsätzlichen Klärung gerade mit Rücksicht auf die Rechtsfolgen, die sich aus den besonderen bodenkundlichen Verhältnissen ergeben können, bedürfen.

Folgende Fragen müssen u. a. im Zuge etwaiger Rechtsverbindlichkeiten beim neuzeitlichen Dammbau im einzelnen vertraglich geregelt sein.

#### a1. Die Gewinnung der Massen.

Man kann die Beobachtung machen, daß der Auftragnehmer bei der Gewinnung der Gesteine, insbesondere der wetterempfindlichen Massen, manchmal sehr sorglos, wenn nicht sogar leichtfertig verfährt und dadurch den Dammbau gefährdet. Wie man im Betonbau bedacht ist, nur saubere Gesteine und einwandfreien, trockenen Zement zu verwenden, sollte man, insbesondere auch bei der Gewinnung der pseudofesten Gesteine, entsprechend verfahren. Es ist z. B. völlig abwegig, erdfeuchte (pseudofeste) Lehm Massen zu gewinnen und sie an der Gewinnungsstelle tagelang dem Einfluß von Regen auszusetzen. Dann können sie einen guten Baustoff nur dann bilden, wenn gewisse Sicherungsmaßnahmen angewandt werden. Aber anstatt in kürzester Frist die Massen zu gewinnen, einzubauen und zu verdichten, erklären die Auftragnehmer ihre Unschuld an diesen ungünstigen stofflichen Verhältnissen und stellen, angeblich auf Grund höherer Gewalt, nicht selten unberechtigte Nachforderungen. Im Sinne der „Zumutbarkeit“ und der damit verknüpften rechtlichen Folgen muß man künftig von allen Bauunternehmern dieselben Kenntnisse über die bodenkundlichen Eigenschaften der Schüttmassen verlangen, wie sie für den Betonbau vorausgesetzt werden. Zur restlosen Gewinnung und beschleunigtem Einbau nasser, empfindlicher Massen müssen u. U. möglichst Bagger verwendet werden und die Massen von wiederholtem, zeitraubendem Umschaukeln von Hand verschont bleiben. Bei den festen Gesteinen ist diese Maßnahme nicht so sehr nötig. Hier muß aber dafür gesorgt werden, daß die festen, felsigen Stücke bereits am Gewinnungsort auf die vorgeschriebene Größe zerkleinert werden, da beim Einbau erwiesenermaßen niemals die größeren Stücke vorschriftsmäßig zerschlagen werden.

#### a2. Die Förderung.

Die Organisierung der Förderung bleibt dem Unternehmer meist selbst überlassen, soweit nicht planungsgemäß bestimmte Bauvorhaben besonders dringlich

sind und zu einer bestimmten Förderung zwangsläufig führen. Die Wahl der Spurbreite ist dagegen mitunter zu klären. Z. B. ist es bei den Reichsautobahnen zur Regelung der erforderlichen Förderleistung für alle Dämme, die mit der Stampfplatte verdichtet werden, Vorschrift, eine Spurbreite von 90 cm statt 60 oder 75 cm zu verwenden. Die Wahl der Spurbreite ist aber auch eine Funktion des Förderweges, ferner der Neigungsverhältnisse des Geländes und der Verwendung von Dampf- oder Benzol- (Diesel-) Loks. Bei großen Förderwegen und ebenem Gelände werden selbstverständlich große Fördermittel eingesetzt. Bei geneigtem Gelände haben sich leichtere Geräte und Dampfloks sehr bewährt. Spitzkehren sollten als fördertechnische Hindernisse weitgehend vermieden und nicht besonders vergütet werden.

### a3. Die Massenverteilung.

Aus dem Massenverteilungsprofil ergibt sich im einzelnen, wo und wieviel Massen aus den verschiedenen Entnahmestellen eines Erdbauloses gewonnen und wo und wann sie eingebaut werden. Die Art und Zusammensetzung der Gesteinsmassen ist durch bodenkundliche Vorarbeiten gründlich zu klären, um jede unangenehme Überraschung bei der Gewinnung (klare Angaben der Massen und des Grades der Gewinnbarkeit sind notwendig!) auszuschalten und um die Massen einbauen zu können. Wenn man in Deutschland, besonders wegen der kurzfristigen Dammschüttungen, nicht mit allen den bodenkundlichen Feinheiten, wie z. B. in Amerika beim Bau großer Talsperrendämme, vorgehen kann, und hier nach den jeweiligen bodenphysikalischen Eigenschaften der Schüttstoffe den besten Wassergehalt als Voraussetzung der besten Verdichtung wählt, so muß man doch dafür sorgen, daß nach dem jeweiligen Stand der Erkenntnis und praktischen Erfahrung Schäden durch richtige Massenverteilung im Damm vermieden werden. Folgende Gesichtspunkte sind vom bodenkundlichen Ingenieur bei der Aufstellung und Prüfung des Massenverteilungsprofils zu berücksichtigen und bereits bei den Voruntersuchungen im Feld zu klären:

- Die Frage der besten Verfestigungsart bei unterschiedlichen Massen,
- die Frage der Sicherung gegen Frostschäden,
- die Frage der Sicherung gegen Rutschgefahr,
- die Frage der Sicherung gegen Setzungen.

Die Gesichtspunkte einer zweckentsprechenden Behandlung verschiedener Massen sind bereits auf S. 76ff. erörtert worden. Es kann hier darauf verwiesen werden.

### a4. Die Sicherung gegen Schäden.

a) Die Frostschutzfrage ist in der Regel nur bei frostgefährlichem Untergrund und bis zu etwa 1 m hohen Dämmen aus frostgefährlichen Gesteinen eingehend zu bearbeiten. Die Erfahrungen des Verfassers an einer 1100 m langen Versuchsstrecke (Abb. 121) (17) haben deutlich gezeigt, daß bei hohem Grundwasserstand Dämme aus pseudofesten Gesteinen in einer Höhe bis zu einem Meter nicht als Frostschutz und als frostsicher gegen Bewegung der Decke zu betrachten sind. Werden deshalb in einem Erdbaulos gleichzeitig pseudofeste Gesteine und feste Gesteine gewonnen, dann sollte man die Massen so verteilen, daß die festen Ge-

steine als frost- und tauwettersichere Schicht in mindestens 30—40 cm Stärke an der Dammkrone eingebaut werden.

β) **Sicherung gegen Rutschgefahr.** Besteht der Untergrund aus nassem, weichem Lehm oder ähnlichen Massen, dann muß zunächst eine gleitsichere Unterlage durch Einbau einer steinigen Schicht, die eine Verzahnungsfläche und damit eine rutschsichere Verbindung ermöglicht, geschaffen werden (Abb. 122). Die Gesteine

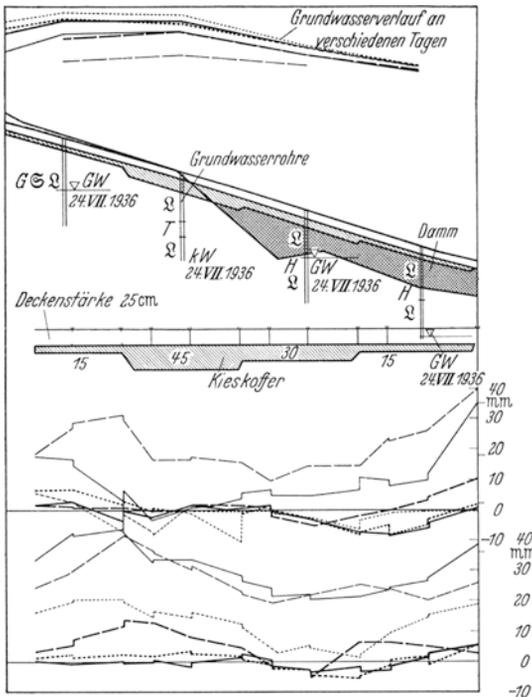


Abb. 121. Frostwirkung an 1—2 m hohen Dämmen (Frosthebung beträgt bis zu 4 cm).

Die Kurven stellen die zeitlich verschiedenen Frosthebungen dar.

H = Humus, ℓ = Lößlehm, ⊗ = Sand, sandig, G = Kies, kiesig, T = Ton, tonig, GW = Grundwasser kW = kein Wasser.

Grenzen festgelegt. Er muß, abgesehen von diesen Bedingungen, nur insofern überwacht werden, daß die Massen stetig und nicht unregelmäßig, d. h. ohne Lücken, im Damm eingebaut werden. Die Massen sind möglichst parallel zur Dammachse zu schütten.

Insbesondere ist beim Einbau auf eine planmäßige, stetige Schüttung mit Rücksicht auf unvorhergesehene Niederschläge insofern Bedacht zu nehmen, daß das Niederschlagswasser sofort, ohne sich ansammeln zu können, abgeleitet wird. Die Schüttungen müssen deshalb mit einer flachen Neigung (2—3%) zu den Böschungen ausgeführt werden. Auch sollen niemals mehr Massen eingebaut werden, als in derselben Schicht oder am selben Tage noch vollständig verdichtet werden können.

müssen so verteilt werden, daß mit dem geringsten Kostenaufwand die größte Sicherheit gegen Rutschung erzielt wird.

γ) **Sicherung gegen Setzungen.** Sind aus zwei Entnahmestellen feste, harte und nasse, weiche Massen zu schütten, dann müssen an allen Dämmen von mehr als 2 m Höhe zunächst die weichen, nassen Massen am Dammfuß eingebaut werden, die festen darüber, um bereits während der Dammbauzeit den Verlauf der Setzungen durch die Auflast zu beschleunigen, falls nicht der Einbau in abwechselnden Schichten vorgesehen ist. Ferner sind etwaige Wurzellöcher sorgfältig zu verfüllen und lageweise abzurammen.

#### a5. Der Einbau.

Der Einbau der Massen ist durch die Lagenschüttung und durch die zulässige Schütthöhe und Korngröße in ganz engen

### a6. Die Verdichtungstechnik.

Die grundsätzlichen Bedingungen einer einwandfreien Verdichtungstechnik sind im Abschnitt 4 auseinandergesetzt worden. Sie erstrecken sich a) auf die Geräte, b) die Schüttung, c) die Massen, d) die klimatischen Einflüsse. — In diesem Zusammenhange ist kurz folgendes zu wiederholen:

**α) Geräte.** Die Wahl des Gerätes ist nach Feststellung und auf Grund der Untersuchungsergebnisse der zu verwendenden Massen genau vorzuschreiben. Für felsige Massen oder sperrige, spröde Gesteine dürfen keinesfalls Walzen eingesetzt werden. Feste, felsige Massen können nur mit schwerem Stampfgerät, allenfalls bei einem bestimmten (natürlichen) Zerkleinerungsgrad (doppelte Faustgröße) durch schwere Frösche verdichtet

werden. Alle gemischten, durch Bagger gewonnenen Massen, die grobstückige, felsige Gesteine enthalten, sind ebenfalls nur mit diesen Geräten zu verdichten. Die leichteren Frösche sind für mürbe, faule, brüchige Massen, für pseudofeste und nicht zu harte Gesteine zu verwenden, ferner für kiesige Massen usw. — Walzen sind nur für krümelige, weiche Massen zulässig.

**β) Die Schütthöhe** ist genau vorzuschreiben und ebenso die Ausführung der Verdichtungsgänge, Anzahl und Richtung, kreuzweise oder streifenförmig (Maß der Überlappung, bei streifenförmiger Verdichtung z. B. 10 cm bei Fröschen). Bei den Stampfplatten insbesondere ist die stufenförmige Verdichtung durch Verdichtungsschema (Abb. 99) zu erläutern und die Fallhöhe der Platte ist festzulegen.

**γ) Die Damnteile.** Bei der Dammschulterverdichtung ist auf ausreichende Verbreiterung dieser Damnteile um etwa beiderseits einem Meter zu achten (Abb. 102 S. 100). Ferner muß vertraglich bestimmt werden, daß jede Schicht aus pseudofesten Böden unbedingt nach erfolgter Stampfverdichtung durch Walzen zu glätten ist, so daß diese Massen einen völlig glatten, dichten Eindruck machen und daß Löcher oder größere Hohlräume in der Schüttung unbedingt vermieden werden müssen (Abb. 123 u. 124).



Abb. 122. Schüttung einer Gesteinsschicht am Dammfuß als Sicherung gegen Rutschgefahr bei aufgeweichtem Boden.

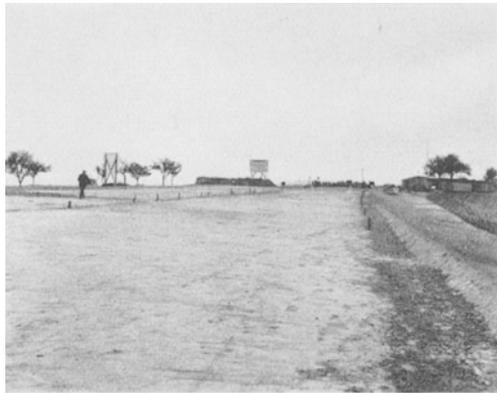


Abb. 123. Richtig geglättete Schicht.

d) **Die Wetterverhältnisse.** Ganz besonders ist den wechselnden Wetterverhältnissen Beachtung zu schenken. Grundsätzlich muß der Einbau von Frostballen verboten sein. Ebenso muß darauf gedrungen werden, daß ausgetrocknete Erdschollen bei der Verdichtung völlig zermalmt werden, da sonst Gefahr für die Sicherheit des Dammes besteht. Wie bei Nässe zu verfahren ist, wurde im



Abb. 124. Löcherige Oberfläche infolge ungenügender Verdichtung.

einzelnen bereits früher erörtert. Es dürfen nur Massen im verdichtungsfähigen Zustand eingebaut und verdichtet werden.

Deshalb müssen die Verhaltensmaßnahmen vereinbart werden, wenn Schwierigkeiten in der Verdichtung der Massen infolge langanhaltender Niederschläge entstehen, d. h. wenn die Massen aufgeweicht sind. Es muß festgelegt werden, wann gummiartige, weiche Stellen zu entfernen sind. Schließlich ist die Frage der Massenvermischung bzw. des getrennten filtermäßigen Einbaues

bei stark nassen, weichen Massen, soweit sie getrennt gewonnen werden, zu klären. Die Art der Dammschulter-Verdichtung und der Widerlagerhinterfüllungen oder auch von Überschüttungen über Bauwerke ist genau vertraglich zu vereinbaren.

## 2. Die Dammbau-Überwachung.

### Allgemeines.

Die planmäßige Überwachung von Bauarbeiten ist eine wesentliche, trotz genauer vertraglicher, fest umrissener Bindungen unerläßliche Maßnahme und zugleich Voraussetzung, um ein bestimmtes Bauziel zu erreichen. Sie liegt ebenso sehr in der Sorgfalt des Auftragnehmers wie im Interesse des Auftraggebers begründet. Sie wird in dem Augenblick überflüssig, wo es jeder Unternehmer sich zur Ehre anrechnet, ebenso wie z. B. in der Autoindustrie oder anderen hochqualifizierten Produktionszweigen, mit seiner Arbeit eine besondere Qualität zu verbinden. Die Überwachung umfaßt alle jene Vorgänge, die nach dem jeweiligen Stand der Verdichtungstechnik geeignet sind, die reibungslose Durchführung der vertraglichen Vereinbarungen über die Ausführung des Dammes zu gewährleisten.

Die Kontrolle hat zwei Aufgaben zu erfüllen:

- a) Sicherung der geordneten Dammbauausführung,
- b) Nachprüfung der Güte der Dammbautechnik.

### a) Sicherung und Kontrolle des Dammbaues.

Es gibt abweichend von sämtlichen anderen Kunstbauwerken keine bestimmte Norm, nach der bei der Dammbauausführung verfahren werden kann und muß, um eine bestimmte Festigkeit unter allen Umständen zu erhalten. Diese bereits eingangs erwähnte Feststellung ist zugleich bestimmend für die abweichende Ge-

staltung der Überwachung der Dammbauten im Vergleich zum übrigen Kunstbau. Die Überwachung hat aber deshalb eine nicht minder große Bedeutung; denn es werden mitunter Stoffe von fast zweifelhafter Beschaffenheit verwendet. Die wechselvolle Zusammensetzung und die Zufälligkeiten störender klimatischer Einflüsse zwingen dazu und bedingen, daß die Prüfung und Überwachung nicht in Abnahmeprüfungen im üblichen Sinne ausmünden, sondern daß sich die Überwachung auf eine straffe Durchführung aller vertraglichen Vereinbarungen stützen und darauf beschränken muß. Im übrigen muß der Erfolg der Verdichtung davon abhängig gemacht werden, wie sich die Massen bei Anwendung aller nötigen Sorgfalt nach den jeweiligen Wetterverhältnissen einbauen und verdichten lassen. — Infolgedessen weicht die Dammbaukontrolle von den üblichen Prüfverfahren weitgehend ab, bei denen vor allem eine gesetzmäßige Verbindung der einzelnen Bauteile verlangt wird und diese bereits genügt, um bei entsprechender Güte des Materials auch die genügende Festigkeit des Bauwerkes zu gewährleisten.

Die Kontrolle erstreckt sich auf die Aufzeichnung aller wichtigen Einzelheiten während des täglichen Dammbaues. Damit wird das notwendige Maß von Überwachung ausgeübt, das für das Gelingen eines Dammbaues Vorbedingung ist. Dies bedeutet gegenüber dem früheren Zustand einen bedeutenden Fortschritt. Galten doch die Dammschüttungen bis vor wenigen Jahren mehr als gelegentliche Arbeiten, die der Mühe einer Beaufsichtigung kaum wert waren.

#### b) Das Dammbautagebuch (Abb. 125).

Bisher fehlten Richtlinien für eine straffe Überwachung der Dammarbeiten. Die Dämme wurden im Zuge der Straßenanlagen geschüttet. Beaufsichtigt wurden in der Regel nur die Kunstbauwerke, nicht zuletzt deswegen, weil hier Unterlagen für eine planmäßige Kontrolle vorhanden waren und somit der Gang der Kontrolle im einzelnen durch baupolizeiliche Vorschriften vorgezeichnet war und ist. Die Kontrolle der Dammarbeiten erstreckte sich dagegen meist nur auf einen kurzen Vermerk im Bautagebuch, wieviel Massen (ohne Angabe der Zusammensetzung), gewöhnlich nur unter dem Pseudonym „Massen aller Art“ aufgeführt, je Tag gefördert und eingebaut waren, und diese Angaben galten als Verrechnungsgrundlage. Es fehlte aber jede Grundlage, die bei Rechtsstreitigkeiten als Beweismittel dienen konnte.

*Das Dammbautagebuch* will nun diesem unhaltbaren Zustande ein Ende machen und damit auch in der Überwachung der Arbeiten dem Dammbau als Kunstbau die ihm gebührende Beachtung verschaffen. Dazu ist es nötig, daß die mit der Führung des Dammbautagebuches beauftragte Person sich über alle Fragen und Einzelheiten des Tagebuches im klaren ist. Wie im Bautagebuch die wichtigsten Ereignisse eines Baues aufgezeichnet werden, so bildet das Dammbautagebuch (Abb. 125) eine geschlossene Übersicht über das Werden und Wachsen eines Dammes in allen seinen Einzelheiten, wie es wohl auf eine andere Weise nicht erreicht werden dürfte. Es hat sich aber, wie die Erfahrungen des Verfassers bestätigen, nach dessen Entwurf es entstanden und auf dessen Vorschlag es vor drei Jahren bei einer Behörde eingeführt wurde, vollauf bewährt.

Die Führung und der Zweck des Dammbautagebuches im einzelnen ist klar aus Abb. 125 ersichtlich. Es soll eine lückenlose Übersicht und ein Bild über die zeitliche Folge der einzelnen Dammschüttungen, ihre stoffliche Zusammensetzung

**Dammbautagebuch.**

Damm Nr. z  
für die Dammschüttung zwischen km 9,650 und km 9,930 der Straßen (Autobahn, Eisenbahn).  
Örtliche Bauleitung: A  
Beginn der Schüttung: 15. Juli 1937.  
Unterbrechung der Schüttung vom 16. August 1937 bis 21. August 1937.  
Ende der Schüttung am 15. September 1937.  
Beginn der Messungen am Setzungsmesser: 18. Juli 1937.  
Beginn der Setzungsmessungen durch Meßplatten: 15. September 1937.  
1. Schüttmaterial: Herkunft (Einschnitt, Graben, Seitenentnahme, Abraum oder Halden) der Massen zwischen Bau-km 9,480—9,650 und Bau-km 9,930—10,100 Tiefe: 0—5 m.  
2. Art der Massen: a) feste Gesteine. 1. Steine: (Syenit), *Granit*; 2. Böden: (Kiessand), *Kiessand*; b) pseudofeste Gesteine. 1. Steine; 2. Böden: (Löß, toniger Sand), *Löß*; 3. Mischgesteine: (Lehm und Schiefer), *toniger Kiessand*.  
3. Einbauweise:  
a) Höhe der Schüttlage: 30 und 70 cm;  
b) Verdichtungsgerät: *Delmag-Frosch*, *Stammpfanne*. Gewicht: 500 kg und 2,5 t. Hubhöhe: 25—30 cm, 2 m c) Anzahl der Verdichtungsgänge: 2.  
4. Witterungsverhältnisse je Tag: z. B. bedeckt, trocken, warm, windig; *bedeckt und windig*.  
5. Beschaffenheit der verdichteten Flächen: trocken, *feucht*, naß, erdfeucht; dicht, gummiartig, glatt, löchrig, gefroren, *leicht aufgeweicht*, dicht und hart.

Lfd. Nr.: 11.

Datum: 21. August 1937.

Station [km]  
9,78 9,79 9,80 9,81 9,82 9,83 9,84 9,85 9,86 9,87 9,88  
Schüttlage Nr. 19  
71.1.18.1937-1937  
Achse  
Dammweite

Station [km]  
9,78 9,79 9,80 9,81 9,82 9,83 9,84 9,85 9,86 9,87 9,88  
Schüttlage Nr. 20  
19.-21.VIII.1937  
Achse  
Dammweite

Prüfstellen mit:  
Dichteprüfer × Dichtemesser +  
Damm-quer-schnitte  
a b c  
17.1937 18.1937 19  
17.1937 18.1937 19  
20 21 22 23 24 25 26 27 28 29

7. Dichteprüfer × Dichtemesser +  
8. Eingebaute Massen pro Tag:  
ca. 1000 cbm am 17. Aug.  
" 1000 " " 18. "  
" 400 " " 19. "  
" 500 " " 20. Aug.  
" 500 " " 21. "

Ort: Ab.  
Datum: 21. August 1937.

Örtliche Bauleitung: A.  
Bauwart: Z.

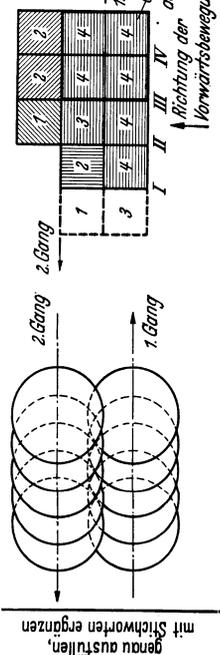


Abb. 125. Das Dammbautagebuch.

und ihren Aufbau, ihre klimatische Beeinflussung und, bei evtl. Nachprüfung der Verdichtung, über die erzielte Verdichtung der einzelnen Schüttungen wie des gesamten Dammes vermitteln. Das Dammbautagebuch soll die Gefahr einer mangelhaften und unregelmäßigen Arbeit (Einbau und Verdichtung) unterbinden, die Güte der Arbeit verbessern und die Kontrolle des Dammes grundsätzlich regeln helfen. Es besteht im einzelnen aus dem Kopf und mehreren Unterteilen (Abb. 125). Im Kopfstück sind die allgemeinen Eintragungen über Beginn, Ende, Unterbrechung der Schüttungen, Lage des Dammes, Name des Ausführenden usw. enthalten. Die Unterteile berücksichtigen vor allem

- a) die Herkunft des Schüttmaterials,
- b) die Art und Zusammensetzung der Massen,
- c) das Einbauverfahren und die genaue Angabe der Verdichtungstechnik,
- d) die jeweiligen Wetterverhältnisse,
- e) die Beschaffenheit der verdichteten Flächen,
- f) gegebenenfalls Angaben über Ergebnisse einer Nachprüfung der Verdichtung und Lage der Prüfpunkte,
- g) die täglich auszuführende zeichnerische Darstellung des Dammbaufortschrittes im Lageplan und im Querschnitt unter Angabe des Umfanges der eingebauten und verdichteten Massen.

Wie nötig es ist, sich über die einzelnen Punkte Klarheit zu verschaffen im Hinblick auf das Gelingen oder evtl. Fehler oder gar Schäden im Dammbau, ist bereits behandelt worden, so daß eine nähere Besprechung dieser Unterteile nicht erforderlich erscheint.

Es soll somit eine Basis gefunden werden, um dem Bauwart in bequemer Weise eine Übersicht über die Durchführung der Dammschüttung in allen, die Güte bedingenden Einzelheiten zu verschaffen, um gegebenenfalls sofort auf Abstellung irgendwelcher Mängel bestehen zu können. Ergänzt wird die Kontrolle durch Aufstellung von Lehren oder Tafeln mit Angabe der Schütthöhe und des Zerklünerungsgrades (Abb. 73 u. 74 S. 75). Es soll die aufsichtsführende Person mit der Wichtigkeit des Dammbaues vertraut gemacht werden. Es soll gleichzeitig ein erzieherischer Einfluß ausgeübt werden. Täglich soll jemand auf der Kippe stehen und den Dammbau gewissenhaft beaufsichtigen; denn nur durch eine straffe Überwachung kann das Ziel eines in sich gefestigten Dammes erreicht werden.

Man kann damit rechnen, daß ein Mann (Meßgehilfe) einen Streckenabschnitt von 2—4 km richtig betreut. Es soll aber auch für die örtliche Bauleitung die Gewißheit bestehen, daß jeder noch so entfernte Damm planmäßig täglich überwacht wird.

Das Dammbautagebuch bedeutet in jedem Falle eine wertvolle Unterlage für später und während des Baues eine Entlastung der zentralen Bauleitung, die jederzeit, zumindest wöchentlich, einen Überblick über den Stand der Dammausführungen erhält, über den Umfang der bewegten Massen, sowie über den Fortgang der Erdarbeiten, was bei derartig zahlreichen Dammschüttungen, wie bei den Reichsautobahnen, einen großen Vorteil bedeutet.

Das Dammbautagebuch ist in seiner lückenlosen Führung ein unschätzbare Dokument für die Geschichte des Erdbaues einer Straßenanlage und kann bei späteren Schäden das Auffinden von Fehlern im Bau erleichtern helfen, z. B. wenn zu weiche, rutschgefährliche Massen geschüttet wurden.

Ganz besonderes Augenmerk ist natürlich der Verdichtung und Ausführung der empfindlichsten Dammstellen, den Hinterfüllungen von Widerlagern, zuzuwenden. Hier sollte grundsätzlich niemals, auch nicht für Stunden, eine Aufsicht fehlen. Wenn man bedenkt, wie empfindlich die Widerlagerhinterfüllungen bei Setzungen für den Verkehr sind und daß die Ausbesserungen mitunter mehrere tausend Mark kosten und sich oft wiederholen, dann lohnt es sich, nicht nur eine besonders zuverlässige Kraft für die Überwachung einzustellen, sondern ihr auch für den Fall, daß innerhalb einer bestimmten Zeit ( $\frac{1}{2}$  oder 1 Jahr) kein Schaden und Setzung an der Hinterfüllung zu beobachten ist, eine Prämie zu gewähren. Auch dies ist letzten Endes nur wirtschaftlich gedacht. Es ist ohne weiteres verständlich, daß Bauwarte, die die Dammbaukontrolle an Hand des Dammbautagebuches ausüben, über kurz oder lang mit dem Boden als Baustoff mehr vertraut werden als derjenige, der gedankenlos nur die täglichen Massenbewegungen im Bautagebuch vermerkt. Diese zwangsläufige Erziehungsaufgabe, die das Dammbautagebuch damit erfüllt, ist aber notwendig, damit auch die bodenkundlich nicht geschulten Bauwarte und sonstige mit der Bauaufsicht betrauten Personen die Aufgaben ihres täglichen Wirkungskreises mit Verständnis und letzten Endes mit Erfolg lösen.

#### Siebenter Abschnitt.

### Die Nachprüfung der Verdichtung.

#### Allgemeines.

Kein Gebiet des Dammbaues und Erdbaues überhaupt hat in den letzten Jahren eine derartig eingehende Bearbeitung und Erforschung erfahren, als gerade die Verdichtung. Es ist dies auch verständlich. Es gab noch keine Unterlagen über die Wirkung der Verdichtungsgeräte, ganz abgesehen davon, daß Klarheit über die Einsatzmöglichkeit der verschiedenen Geräte zu den Vorbedingungen eines erfolgreichen, wirtschaftlichen und damit planmäßigen Dammbaues gehört (16). Es mußte die Verdichtung festgestellt werden, die im weiteren zeitlichen Verlauf der Dammausführung und des Verkehrs gefährliche Schäden an den künstlich verdichteten Dämmen ausschloß.

Trotz aller Bemühungen muß als wichtigste Tatsache vorweggenommen werden, daß es bisher noch nicht gelungen ist, ein allgemein gültiges, für alle Bodenarten anwendbares, geeignetes Prüfverfahren zu finden, das die jeweils erforderliche Verdichtung gewährleistet. Alle Verfahren geben nur Vergleichswerte zu irgendeinem Ausgangszustand (gewachsener Boden oder laboratoriumsmäßig auf die praktisch beste Weise verdichtete Stoffprobe). Man wird hier niemals zu einem Ziel kommen, so wenig allgemein gültige Vorschriften über die Wahl und Gestaltung eines Bauwerkes gegeben werden können.

#### Wesen und Ziel.

Die Nachprüfung der Verdichtung entspricht den z. B. im Betonbau üblichen Untersuchungen von Probewürfeln. Da es im Gegensatz zum Betonbau keine allgemein gültigen Normen für die Festigkeit gibt, kommt der Nachprüfung mehr oder weniger eine registrierende Bedeutung zu. Erst bei stark abweichenden Verdichtungswerten an gleichförmigem Material kann man über den Erfolg der

Verdichtung urteilen. — Indem man die Güte der Verdichtung zu prüfen versucht, prüft man gleichzeitig die Eignung irgendeines bestimmten Gerätes an bestimmten Massen. Wie sich aber die Massen und das Klima ändern können, ändern sich auch die Verdichtungsbedingungen bei sonst gleichen Voraussetzungen. Deshalb sind mehr als irgendwoanders im Bauwesen Abweichungen in der verlangten Güte oder relativen Festigkeit in einem Erdkörper möglich.

Trotz dieser Schwierigkeiten ist die Nachprüfung nicht Selbstzweck, sondern die unerläßliche Folgerung für die mit der künstlichen Verdichtung verbundenen erhöhten Aufwendungen (16). Die Dichte vermittelt bei wechselnder Kornzusammensetzung keine allgemein gültigen Anhaltspunkte für die erzielte Festigkeit (vgl. S 15 u. 16). Dies ist eine wichtige und für den Praktiker nicht zu unterschätzende Tatsache. Jedes Prüfergebnis hat deshalb nur einen gewissen Wert für denselben Boden, d. h. für Massen gleicher Zusammensetzung und gegebenenfalls gleicher Konsistenz. In dieser grundsätzlichen Feststellung ist die schwierige Problematik der Nachprüfung der Verdichtung enthalten und auch die Ursache dafür, daß bei der großen Vielseitigkeit der Massen keine Normen als Prüfbedingungen aufgestellt werden können, wie sie im übrigen Kunstbau üblich sind, höchstens für einen bestimmten Stoff. Man kann nur auf dem z. B. in der Geologie und Medizin üblichen Wege der einengenden Forschung zu Näherungswerten kommen und schließlich diese durch die Erfahrungen über das Verhalten von geprüften Dämmen stützen.

Aus diesem Grunde ist auch die Ermittlung der Schütthöhe nur ein Näherungsverfahren. Jedoch haben bereits hier die günstigen Ergebnisse über das Verhalten der Dämme der Reichsautobahnen die Richtigkeit und Gültigkeit der Verdichtungstechnik bestätigt.

Es werden verschiedene Prüfverfahren angewandt, die im folgenden besprochen werden sollen. In der Tatsache der verschiedenartigen Methodik der Nachprüfung spiegelt sich nicht zuletzt die Schwierigkeit der Materie wieder:

- die Ermittlung des Porenvolumens (Porenziffer), (Bestimmung der Dichte),
- die statisch-elastischen Messungen (Ermittlung des Verformungswiderstandes),
- die dynamisch-elastischen Messungen (Ermittlung der Leitfähigkeit elastischer Wellen),
- die Prüfstabmessung (Bestimmung der Verdichtbarkeit),
- die Feinmessungen (Nivellements) (Bestimmung der Verdichtbarkeit).

## 1. Die Ermittlung des Porenvolumens (vgl. S. 14).

### a) Beschreibung.

Wie bereits S. 82 dargestellt wurde, bestimmt man das Porenvolumen oder die Porenziffer dadurch, daß man an einer mit einem zylinderförmigen Entnahmegesetzogenen „ungestörten“ Probe das Verhältnis von Volumen der Bodenteilchen im getrockneten Zustand zum Inhalt des Entnahmegesetzogenen ermittelt. Man erhält das Porenvolumen aus der doppelten Beziehung:  $v_{\text{Probe}} = \frac{w}{\gamma}$ ,  $w = \text{Trockengewicht der Probe}$ ,  $\gamma = \text{spez. Gewicht}$ . Und  $n$  als Porenvolumen ist  $\frac{v_{\text{Zylinder}} - v_{\text{Probe}}}{v_{\text{Zylinder}}}$ . Die Verdichtungsziffer erhält man dann entweder, bezogen

auf den gewachsenen Boden, aus  $v_z = \frac{n\text{-lose} - n\text{-verdichtet}}{n\text{-lose} - n\text{-dicht}} \cdot 100^1$ ) oder zu einer laboratoriumsmäßig praktisch dichtesten Probe (16).

### b) Kritik.

Die Bestimmung des Porenvolumens ist ein leichtes, aber sehr vielen Fehlerinflüssen unterworfenes Verfahren der Dichteprüfung. Bereits die Probeentnahme beeinflusst die Güte des Resultates. Die unvermeidliche Auflockerung (16) bedingt ungenaue Werte (Abb. 126). Je kleiner die Probe ist und je ungleichmäßiger und gröber dabei die Körnung, um so ungenauer ist das Ergebnis. Es eignet sich nicht für die tägliche Baukontrolle.

Es besteht vielmehr bei etwaiger täglicher Anwendung die Gefahr falscher und ungenauer, den Wert der bautechnischen Bodenkunde schädigender Messungen. —

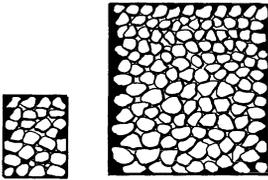


Abb. 126. Einfluß der Größe des Entnahmegertes auf die Größe des Fehlerinflusses bei der Bestimmung des Porenvolumens.

Der Hauptwert dieses Verfahrens liegt in der grundsätzlichen Untersuchung über die zulässige Schütthöhe an feinkörnigen, rolligen, festen Gesteinen. Es ist nicht für die pseudofesten Böden zu verwenden, da hier im Gegensatz zu den festen Gesteinen die Dichte nicht gleichbedeutend und proportional der Scherfestigkeit ist, sondern ebenso sehr von den hydrostatischen Bedingungen im Stoffsystem abhängt. Auf die beschränkte Gültigkeit der Porenvolumenmessungen hat der Verfasser (16) ausführlich hingewiesen.

Berichte von LOOS und dessen Mitarbeiter (20—23) über derartige Meßergebnisse weisen leider auf Mängel in der Programmdurchführung hin, wodurch die Gültigkeit derartigen Angaben leicht leidet. Man entnimmt aber zugleich, wie schwierig es ist, bei diesem Verfahren alle Versuchsbedingungen wirklich erfolgreich aufeinander abzustimmen, d. h. wie schwierig die praktische Anwendung ist.

## 2. Das elastisch-statische Verfahren.

Mit dem Wort „elastisch-statisch“ soll angedeutet werden, daß es sich um Untersuchungen mittels Druckgeräte handelt, die das elastische Verhalten der Schüttung, den Verformungswiderstand, bei statischer Beanspruchung ermitteln sollen. Der zu prüfende Boden wird einer Druckbeanspruchung unterworfen und zwar a) an der Oberfläche durch den Dichteprüfer, oder b) über die gesamte Schütthöhe durch den Dichtemesser (KEL).

### a) Der Dichteprüfer (vgl. Abb. 127).

Der in Zusammenarbeit des Verfassers mit dem Erdbaulaboratorium Freiberg entstandene sog. „Dichteprüfer“ besteht im wesentlichen aus einem Prüfstempel,

<sup>1</sup> <i>n</i> -lose	=	Porenvolumen der Bodenprobe in der losesten Lagerung (völlig unverdichtet!),
<i>n</i> -dicht	=	„ „ „ in der dichtesten (theoretisch oder praktisch, im Laboratorium erreichten) Lagerung,
<i>n</i> -verdichtet	=	„ „ „ nach der jeweiligen Verdichtung auf der Dammbaustelle.

der Fußplatte, der Meß- und Druckfeder, sowie der Anzeigeskala. Bei der Prüfung wird der von einem kräftigen Mann zu bedienende Dichteprüfer auf die zu prüfende Schüttung gestellt und der Stempel mittels breitem Griff in den Boden gedrückt. Durch sinnvolle Verbindung von Meß- und Ablesefedervorrichtung wird unmittelbar bei der Höchstbelastung von etwa  $1 \text{ kg/cm}^2$  die Einsenkung in Millimetern an der Skala abgelesen. Unter Bezugnahme zur Eindringungstiefe an gleichartigem, gewachsenem Boden wird aus dem Verhältnis der beiden Einsenkungswerte die Güteziffer der Verdichtung für die Oberfläche einer verdichteten Schüttung bestimmt. Bei 1 mm Einsenkung im gewachsenen und z. B.  $\frac{1}{2}$  mm im verdichteten Boden ergibt sich die relative Güteziffer 2. Der Dichteprüfer ist sehr handlich und robust und läßt sich überall bequem verwenden. Das ist ein großer Vorteil. Er gibt ferner unmittelbar einen bestimmten Vergleichswert an und erspart umständliche Rechenarbeit. Da er die Güte nur an der Oberfläche mißt, liefert er etwas zu günstige Werte. Er eignet sich insbesondere für feinkörnige, feste und pseudofeste, „bindige“ Böden und hat sich als Prüfmittel zur Dammüberwachung bewährt. An felsigen Schüttungen, bereits bei grobsteinigen Böden oder trockenem Lehm, ist er weniger geeignet (13 u. 16).



Abb. 127. Der Dichteprüfer im Betrieb.

#### b) Der Dichtemesser (KEIL)

(Abb. 128).

Er arbeitet nach einem dem Verfasser patentierten Verfahren und lehnt sich an das Hooke'sche Gesetz an. Die in einem Zylinder eingeschlossene Bodenprobe mit entsprechender Höhe der verdichteten Schicht wird einer Druckbelastung ausgesetzt und der Verformungswiderstand als  $E$ -Wert nach der Beziehung

$$E = \frac{P}{\Delta L/L}$$

errechnet (vgl. S. 83). Durch Verwendung mehrerer Entnahmestutzen können in rascher Folge zahlreiche Dammstellen bei ortsfestem Einbau des Druckgerätes untersucht werden.

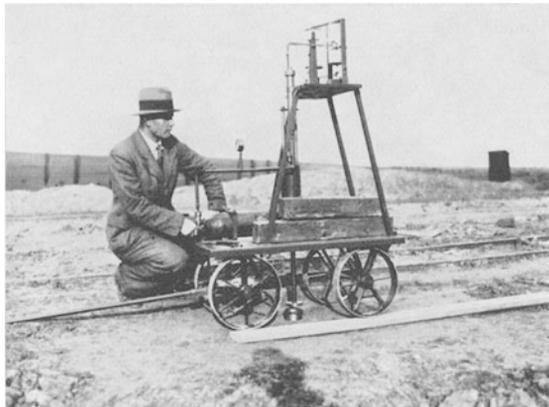


Abb. 128. Der Dichtemesser (KEIL) im Betrieb.

Es ist in der Anwendung auf die sehr empfindlichen pseudofesten, „bindigen“ Böden beschränkt, das ist aber gleichzeitig ein besonderer Vorteil; denn diese

Böden lassen sich sonst nicht exakt prüfen. Hiermit erhält man bestimmte Festigkeitswerte über die je Schicht erzielte Verdichtung. Der Verfasser stellte bei seinen Untersuchungen fest, daß die Festigkeit des Lößlehms mindestens den zwei- bis dreifachen Wert des gewachsenen Bodens erreichen muß, um eine genügende Verdichtung im Damm zu erzielen. Es ist zugleich das einzige Verfahren, das bisher in einfacher Weise auf der Baustelle Festigkeitswerte für die erzielte Verdichtung liefert.

### 3. Das dynamisch-elastische Verfahren.

Bei diesem Prüfverfahren wird der zu untersuchende Boden oder die Dammschüttung an bestimmten Punkten durch periodisch wirkende Kräfte in gedämpfte Schwingungen versetzt. Nach dem Gesetz der Elastizitätstheorie ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen bis auf einen Zahlenwert  $= \sqrt{\frac{\text{Schubmodul}}{\text{Dichte}}}$ . Da mit Zunahme der Verdichtung auch die Ausbreitungsgeschwindigkeit wächst, ist dies ein relativer Maßstab für die Veränderung der

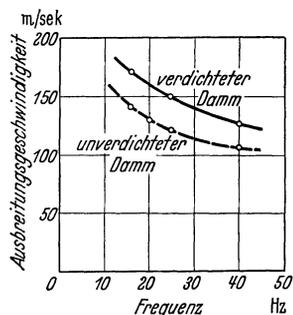


Abb. 129. Nachprüfung der Verdichtung mittels Geschwindigkeitsmessungen an der Oberfläche einer nicht verdichteten und verdichteten Schüttung (nach RAMSPECK) (23).

Festigkeitsverhältnisse vor und nach der Verdichtung. Es eignet sich für pseudofeste Böden nur bedingt, da der Einfluß des zeitlichen Setzungsverlaufes dabei außer Betracht bleibt. Hoher Ausbreitungsgeschwindigkeit entspricht hoher Verformungswiderstand und umgekehrt. Nach Angaben des Schrifttums ist an gut verdichtetem Sand mit einer Ausbreitungsgeschwindigkeit von 150—200 m/sec zu rechnen (vgl. [23] und Abb. 129).

Für die Prüfung während der Dammschüttung kommt es nicht oder weniger in Frage, vielmehr kann man es nach Beendigung der Dammschüttung in Verbindung mit Setzungsbeobachtungen anwenden. Jedoch muß einschränkend gesagt werden, daß es im Gegensatz zu den anderen Prüfverfahren nicht imstande ist, unterschiedliche Verdichtungsgrade im Damm an einer Stelle nachzuweisen, so daß trotz allgemein guter Werte unterschiedliche Setzungen möglich sein können.

### 4. Der Prüfstab.

Er dient ebenso wie die Bestimmung des Porenvolumens in erster Linie zur Feststellung der Schütthöhe mit Hilfe der günstigsten Verdichtungsziffer bei wirtschaftlichster Verdichtungsarbeit (vgl. Abb. 81 S. 84). Die Verdichtungsziffer wird hierbei bestimmt aus dem Verhältnis der Verdichtung zur ursprünglichen Schütthöhe, d. h. bei einer Schütthöhe von 30 cm und einer Verdichtung auf 24 cm beträgt die Verdichtungsziffer 20%. Dieses außerordentlich bequeme und den Ansprüchen des Dammbaus völlig genügende Prüfmittel, das vom Verfasser bereits im Frühjahr 1934 überall, auch an felsigen Schüttungen, zur Ermittlung der zweckmäßigen Verdichtung erprobt wurde, ist neuerdings auch in Berichten der Degebo erwähnt und von diesem Institut übernommen worden (21).

Über die praktische Anwendung vgl. S. 84.

### 5. Die Feinmessungen (Nivellements).

Als letztes der üblichen Prüfmittel der Verdichtung sind die Feinmessungen zu erwähnen. Bei der allgemeinsten Art der Anwendung werden rechts und links außerhalb des Dammes unveränderliche Baken aufgestellt und jede Schüttung vor und nach der Verdichtung eingemessen, so daß man für jede Schüttung wie für den gesamten Damm das Maß der erzielten Verdichtung nachprüfen kann. Dieses Verfahren ist, ebenso wie der Prüfstab, vor allem zur grundsätzlichen Feststellung der zweckmäßigen Schütthöhe angewandt worden. Es eignet sich weniger für den Baubetrieb, dagegen ist es ein unentbehrliches Mittel zur Nachprüfung des Dammes nach der Verkehrsübergabe, zur Messung von Dammsetzungen, worüber im folgenden Abschnitt im einzelnen berichtet werden soll.

Abschließend und zusammenfassend kann kurz gesagt werden: Die Nachprüfung der Verdichtung gehört zu den unerläßlichen Aufgaben der Dammbaukontrolle und sollte in der bequemsten Form der Nachprüfung mit dem Dichteprüfer oder Dichtemesser bei allen Dämmen mit empfindlichen Decken eingeführt werden.

#### Achter Abschnitt.

### Dammbau und Dammsetzungen.

#### Verhütung von Setzungen und setzungsfreie Verdichtung im Damm und an den Widerlagern.

##### 1. Die setzungsfreie Verdichtung.

Bei der setzungsfreien Verdichtung soll der Damm und mit ihm die Decke auch unter stärkster Verkehrsbeanspruchung keine Setzungen erfahren. Es kann



Abb. 130. Anordnung der Filterschichten an offenen Widerlagern (falsche Anordnung).

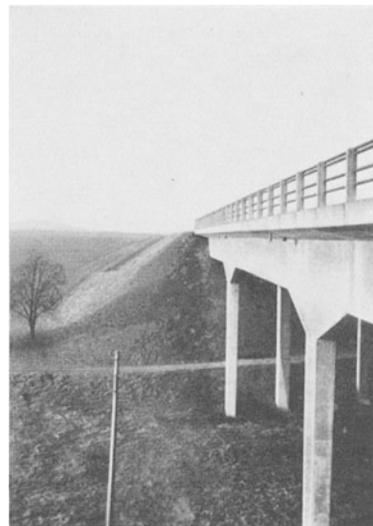


Abb. 131. Brücke ohne Widerlager.

bei der setzungsfreien Verdichtung (15) unterschieden werden zwischen dem Setzungsprozeß während der Dammbauzeit, der Zeit bis zum Deckenauftrag und

bis zur Verkehrsübergabe. Praktisch genügt die Beruhigung des Dammes, ehe der Verkehr beginnt. Jedoch ist es besser, die Setzungen, wenn nicht durch die Verdichtung auszuschalten, so doch während der Dammbauzeit ausklingen zu lassen (15). Die Forderung einer setzungsfreien Verdichtung während des Dammbaues ist auf jeden Fall für die Verdichtung der Widerlagerhinterfüllungen zu stellen. Um die Stufen in der Decke am Widerlageranschluß zu verhindern, baut man neuerdings mit großem Erfolg Kiesfilterschichten in zweifacher Körnung bei Verwendung lehmiger Massen für die Hinterfüllungen ein (Abb. 108 S. 105). Bei



Abb. 132. Unvermeidliche Setzungen und Schäden an der Decke bei dieser Brücke.

gesehen von der Massenfrage, die konstruktive Durchbildung des Widerlagers eine setzungsfreie Verdichtung zuläßt. Konsole, Mangel an Flügelmauern (Abb. 131, 132), ja selbst aufgelöste Widerlager (Abb. 109, S. 105) erschweren bzw. vereiteln einen setzungsfreien, geordneten Einbau und die Verdichtung der Massen. Somit liegt ein Teil der Verantwortung für den setzungsfreien Bauwerksanschluß beim Brückenkonstrukteur. Eine wesentliche Verbesserung der Stabilität der Dämme und Sicherheit gegen Dammschultersetzungen erreicht man durch eine den Dammmassen angepaßte, angemessene Verbreiterung der Dammschultern, um die Dammschultern wirkungsvoll verdichten zu können und um den Einfluß von Setzungen von der Decke fernzuhalten. Es genügt im allgemeinen, die Dämme von 2 m Höhe ansteigend um einen Meter beiderseits zu verbreitern. Ferner erreicht man eine stabilere Dammböschung dadurch, daß man an Stelle der profilgemäßen Formgebung (Abb. 132), die dem Neigungsverhältnis der Massen

felsigen Massen muß man ähnlich verfahren, jedoch ist in diesem Falle die Anordnung der Filterschichten, wie sie Abb. 130 darstellt, falsch.

Durch diese Filterschichten soll dem Sicker- oder auch Porenwasser in dem Hinterfüllungskeil die Möglichkeit eines ungehinderten, den Damm nicht schädigenden Abflusses gegeben werden.

Setzungen lassen sich technisch, abgesehen von einem zweckmäßigen Dammquerschnitt, nur dann vermeiden, wenn die Massen bei der Verdichtung den Bedingungen eines setzungsfreien Einbaues nach hydrostatischen oder elastischen Verhältnissen völlig entsprechen. Die in der Verdichtung dem Damm zugeführte Energie muß in der verfestigenden Wirkung größer sein als alle nur möglichen Einflüsse des Verkehrs und des Klimas, um Setzungen zu verhindern. — Über den Einbau von Filterschichten als Behelfsmittel vgl. S. 80.

An Widerlagern kann eine Setzung nur dann verhindert werden, wenn, ab-

zuwiderläuft, oder an Stelle der Forderungen der Landschaftsberater, die in ihrem Bestreben nach ästhetisch-schöner Abrundung der Profillinien die Sicherheitsgrößen des Dammbaustoffes zu leicht außer acht lassen, eine etwas ungebundenere Profilstaltung wählt (Abb. 134). Da die Rutschgefahr an pseudofesten (bindigen) Böden mit dem Quadrat der Dammhöhe zunimmt, die Sicher-

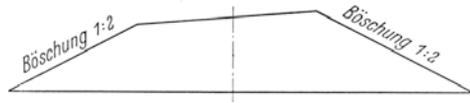


Abb. 133. Damms mit starr angewandter „profilgemäßer“ Böschung bei einem Damms in der Kurve.



Abb. 134. Derselbe Damms wie Abb. 133, die Böschung ist der Kurvenlage entsprechend richtig abgebochsht.

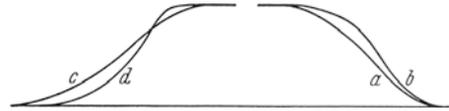


Abb. 135. a und c richtige Abböschung, b und d unzureichende Abböschung an Dämmen.

heitseinflüsse aber nur gradlinig zunehmen, empfiehlt sich folgende Profilstaltung an Stelle der üblichen (Abb. 134 u. 135).

### a) Zeitlicher Verlauf der Setzungen.

Der zeitliche Verlauf der Setzungen spielt nur an den pseudofesten Böden eine Rolle. Er wird im einzelnen durch die hydrostatischen Druckverhältnisse und Spannungszustände im Stoff, der Schütthöhe und der Durchlässigkeit der Massen, ferner durch die Auflast und die Verkehrseinwirkung bestimmt. Der zeitliche Verlauf der Setzungen und die Verfestigung der Massen nimmt bei wechselnder Materialzusammensetzung in den Schichten mit dem Quadrat der Schütthöhe ab. Deshalb empfiehlt es sich stets, Filterschichten bei derartigen Böden zur Beschleunigung der Setzungen, insbesondere an Widerlagern vorzusehen und hier im oberen Drittel niemals setzungsempfindliche Stoffe einzubauen (vgl. S. 80).

### b) Teilweise Verdichtung.

Diese Frage ist bereits S. 111 ff. hinsichtlich der Kosten der künstlichen Verdichtung behandelt worden. Der Verfasser hat sich außerdem früher an anderer Stelle (15) bereits folgendermaßen zu dieser Frage geäußert: „Die weitere Frage der teilweisen Verdichtung muß nach zwei Richtungen untersucht werden, einmal danach: Wie verhält sich der Damms bei Setzungen, welchen Bewegungskräften ist er ausgesetzt und

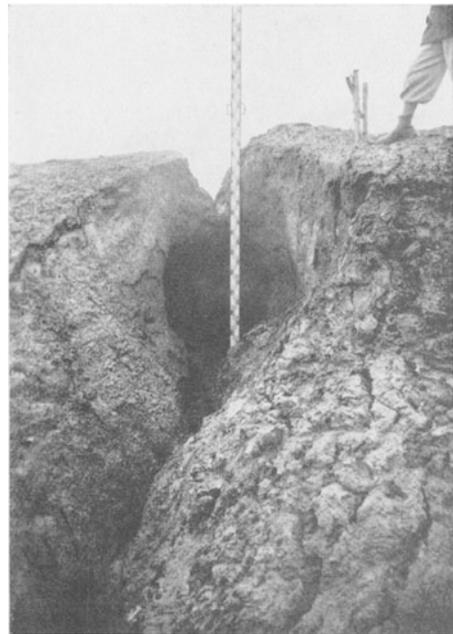


Abb. 136. Tiefgreifende kolkartige Auswaschung an einem „gewachsenen“ Lößdamms.

Tabellarische Zusammenstellung von Setzungsergeb-

Damm-Nr. Höhe	Abb. 140 1. 7,7 m	Abb. 141 2. 11,4 m	Abb. 142 3. 9,1 m	Abb. 143 4. 6,8 m
Art der Massen	Lößlehm steinige Massen	steinig-felsige Massen	felsig-steiniger Syenitabraum	fauler Felsen
Schüttstärke . . . .	30 cm	75 cm	70 cm	30–40 cm
Anzahl der Schüt- tungen . . . . .	40	18	20	21
Verdichtungswert . .	35,8%	15,6%	35%	8–23,5%
Einbauweise . . . .	lagenweise abwechselnd ab- rammen	lagenweise dreimal stampfen	lagenweise mindestens dreimal stampfen	kreuzweise und doppeltes Ab- rammen
Gerät . . . . .	500 kg-Delmag- frosch, 6 t-Tandem- walze	2 t-Stampfplatte	2 t-Stampfplatte	200 und 500 kg- Delmagramme
Einbauzeit und Ein- baudauer . . . . .	13. 8.–18. 10. 35 = 67 Tage	27. 9.–3. 12. 35 = 67 Tage	15. 9.–2. 12. 35 = 78 Tage	2. 5.–13. 7. 35 = 73 Tage
Wetterverhältnisse .	bis Anfang Oktober sonnig, trocken, dann Regen, naß	vorwiegend feucht-naß	anfangs trocken, dann feucht-naß	anfangs naß, dann von Mitte Mai an trocken
Setzungen im Damm Insgesamt Zeit . . .	2. 9. 35–6. 3. 36 = 6 Monate	18. 10. 35–18. 2. 36 = 4 Monate	8. 10. 35–27. 3. 36 = 5½ Monate	25. 5. 35–19. 2. 36 = 9 Monate
cm . . . . .	3,5	1,8	0,3	4,8
% . . . . .	0,415	0,16	0,033	0,7
bezogen auf die Dammhöhe . . . . .	7,7 m	11,4 m	9,1 m	6,8 m
Während der Bauzeit Zeit . . . . .	2. 9. 35–18. 10. 35 = 47 Tage	18. 10.–3. 12. 35 = 46 Tage	8. 10. 35–2. 12. 35 = 55 Tage	25. 5.–13. 7. 35 = 50 Tage
cm % . . . . .	1,0 0,13	0,9 0,08	setzungsfrei	3,3 0,4
Nach Fertigstellung. Zeit . . . . .	18. 10. 35–6. 3. 36 = 4½ Monate	3. 12. 35–18. 2. 36 = 2½ Monate	3. 12. 35–27. 3. 36 = 3¼ Monate	13. 7.–8. 11. 35 = 4 Monate
cm % . . . . .	2,5 0,32	0,9 0,08	0,3 0,033	0,8 0,12
Nach Deckenauftrag Zeit . . . . .	18. 10. 35–6. 3. 36 = 4½ Monate	1	1	18. 11. 35–19. 2. 36 = 3 Monate
cm % . . . . .	2,5 0,33			0,8 0,12
Unterer Dammteil währ. der Bauzeit Zeit . . . . .	2. 9.–18. 10. 35 = 47 Tage	18. 10.–3. 12. 35 = 65 Tage	8. 10.–2. 12. 35 = 78 Tage	25. 5.–13. 7. 35 = 50 Tage
cm % . . . . .	0,3 0,11	0,6 0,13	setzungsfrei	2,6 1,08
Höhe . . . . .	2,75 m	4,5 m	3,2 m	2,4 m
Nach Fertigstellung. Zeit . . . . .	18. 10. 35–6. 3. 36 = 4 Monate	3. 12. 35–18. 2. 36 = 2½ Monate	3. 12. 35–27. 3. 36 = 4 Monate	13. 7.–18. 11. 35 = 4 Monate
cm % . . . . .	0,2 0,07	setzungsfrei	setzungsfrei	0,3 0,13
Nach Deckenauftrag Zeit . . . . .	18. 10. 35–6. 3. 36 = 4½ Monate	1	1	18. 11. 35–19. 2. 36 = 3 Monate
cm % . . . . .	0,2 0,07			0,2 0,09
Mittlerer Dammteil währ. der Bauzeit Zeit . . . . .	19. 9. 35–18. 10. 35 = 30 Tage	8. 11.–3. 12. 35 = 25 Tage	setzungsfrei	14. 6.–13. 7. 35 = 30 Tage
cm % . . . . .	—	0,3 0,1	—	0,6 0,2
Höhe . . . . .	2,75 m	3 m	3,8 m	1,2 m
Nach Fertigstellung. Zeit . . . . .	18. 10. 35–6. 3. 36 = 4½ Monate	3. 12. 35–18. 2. 36 = 2½ Monate	3. 12. 35–27. 3. 36 = 3¼ Monate	13. 7.–18. 11. 35 = 4 Monate
cm % . . . . .	—	0,2 0,06	0,2 0,05	0,2 0,09
Nach Deckenauftrag Zeit . . . . .	18. 10. 35–6. 3. 36 = 4½ Monate	1	1	3 Monate setzungsfrei

nissen unter Angabe der zweckmäßigen Überhöhung.

Abb. 144 5. 7,6 m	Abb. 145 6. 12,5 m	Abb. 146 7. 7,8 m	Abb. 147 8. 7,8–10,5 m
vorwiegend steinige Massen, im unteren Teil plast. Lößlehm, dann felsige, Schiefermassen	vorwiegend felsige, grobschotterartige Massen	Tonschiefer, hack- und sprengfest, doppelte Faustgröße	Glimmerschiefer (wie 7)
3 zu 40 cm 2 zu 50 cm 1 zu 75 cm 6 zu 1 cm	40–35 cm	30 cm	30 cm
12	40	—	—
19%	9–22%	—	—
mindestens dreimal stampfen	mindestens viermal abwalzen	doppelt und kreuzweise rammen	doppelt und kreuzweise rammen
3 t-Stampfplatte	Vierradwalze 14 t	200 kg-Ramme	200- und 500 kg-Ramme gleichzeitig
10. 5.–27. 7. 35 = 79 Tage	31. 5.–25. 10. 35 = 148 Tage	15. 8.–20. 12. 34 = 120 Tage	21. 5.–6. 8. 35 = 78 Tage
anfangs naß, dann von Mitte Mai an trocken	bis Ende September trocken, dann feucht-naß	bis Anfang Oktober trocken, dann naß	vorwiegend trocken
1. 6. 35–19. 2. 36 = 8½ Monate 8,4 1,1	2. 8. 35–26. 2. 36 = 7 Monate 6,6 0,55	2. 10. 34–21. 5. 35 = 7½ Monate 21,0 2,70	21. 5. 35–15. 1. 36 = 8 Monate 8,60 3,0
7,6 m	12,5 m	7,8 m	2,7 m
1. 6.–27. 7. 35 = 58 Tage 5,8 0,75	2. 8.–25. 10. 35 = 85 Tage 6,4 0,50	2. 10.–20. 12. 34 = 80 Tage 10,0 1,3	21. 5.–6. 8. 35 = 78 Tage 8,6 3
27. 7. 35–19. 2. 36 = 6¾ Monate 2,6 0,35	25. 10. 35–26. 2. 36 = 4 Monate 0,2 0,02	20. 12. 35–21. 5. 36 = 6 Monate 11,0 1,4	6. 8. 35–15. 1. 36 = 5½ Monate —
1	1	—	1
1. 6.–27. 7. 35 = 58 Tage 4,2 1,56 2,7 m	untere Hälfte: 2. 8.–25. 10. 35 = 2¾ Monate 6,4 1,00 6,5 m	2. 10.–20. 12. 34 = 80 Tage 9,00 2,1 4,2 m	21. 5.–6. 8. 35 = 78 Tage 4,2 m 3,4 m 0,8 2
27. 7. 35–19. 2. 36 = 6¾ Monate 0,6 0,22	25. 10. 35–26. 2. 36 = 4 Monate setzungsfrei	20. 12. 34–21. 5. 35 = 6 Monate 5,0 1,2	6. 8. 35–15. 1. 36 = 5½ Monate —
1	1	1	—
22. 6.–27. 7. 35 = 35 Tage 1,6 0,67 2,4 m	Setzungen nur in unterer und oberer Hälfte gemessen —	1. 12.–20. 12. 34 = 20 Tage 1,0 0,3 3 m	21. 5.–6. 8. 35 = 78 Tage 5,2 1,8 3,0 m <sup>2</sup>
27. 7. 35–19. 2. 36 = 6¾ Monate 0,4 0,17	—	20. 12. 34–21. 5. 35 = 6 Monate 6,0 2,0	6. 8. 35–25. 1. 36 = 5½ Monate —
1	1	—	1

Damm-Nr. Höhe	Abb. 140 1. 7,7 m	Abb. 141 2. 11,4 m	Abb. 142 3. 9,1 m	Abb. 143 4. 6,8 m
Art der Massen	Lößlehm steinige Massen	steinig-felsige Massen	felsig-steiniger Syenitabraum	fauler Felsen
Oberer Dammteil währ. der Bauzeit	4. 10.—18. 10. 35 = 14 Tage	16. 11.—3. 12. 35 = 17 Tage	nicht gemessen	5. 7.—13. 7. 35 = 8 Tage
Zeit . . . . .	0,7 0,31	0,0 0,0	—	—
cm % . . . . .	2,20 m	2 m	—	(setzungs frei)
Höhe . . . . .	18. 10. 35—6. 3. 36 = 4½ Monate	3. 12. 35—18. 2. 36 = 2½ Monate	3. 12. 35—28. 3. 36 = 4 Monate	13. 7.—18. 11. 35 = 5 Monate
Nach Fertigstellung.	2,0 0,9	0,7 0,35	0,1 0,05	0,3 0,21
Zeit . . . . .	2,2 m	2,0 m	2,1 m	1,3 m
cm % . . . . .	18. 10. 35—6. 3. 36 = 4½ Monate	1	1	18. 11. 35—19. 2. 36 = 3 Monate
Höhe . . . . .	2,0 0,9			0,6 0,47
Nach Deckenauftrag	13. 8.—18. 10. 35 = 67 Tage	27. 9.—3. 12. 35 = 78 Tage	15. 9.—2. 12. 35 = 78 Tage	2. 5.—13. 7. 35 = 73 Tage
Zeit . . . . .	1 28	0,19 50	keine Setzung	3,1 66
cm % . . . . .	—	3. 12. 35—18. 2. 36 = 2½ Monate	3. 12. 35—27. 3. 36 = 4 Monate	13. 7. 35—19. 2. 36 = 7 Monate
Nach Fertigstellung.	4½ Monate	0,9 50	0,4 100	1,8 34
Zeit . . . . .	2,5 72			
cm % . . . . .	Wie viel Über- höhung bezo- gen auf die Dammhöhe ist erforderlich?	0,3%	0,08%	—
			—	0,3%

<sup>1</sup> Decke noch nicht aufgebracht. <sup>2</sup> Bezieht sich auf Dammabschnitt wie unter Nr. 8.

zum ändern: Wie wirkt sich die Verkehrsbelastung unter diesen Umständen im Damm aus. Verdichtet man nicht, dann besteht die Gefahr, daß ein Damm dieselben Schäden erleidet, wie sie an einer Betonstraße in Süddeutschland beobachtet wurden (18). Nach Frostaufgang im Frühjahr rutschten die Deckenhälften



Abb. 137. Wirkungsvolle ziegelartige Berausung.

mitsamt den Böschungen ab und die Mittelfuge klappte weit auseinander.“ — Die Widerstandsfähigkeit des Dammes, Scherfestigkeit gegen Umbilden und Einflüsse der Witterung, insbesondere Niederschläge, wird durch die Verdichtung gewahrt. Auswaschungen, Karrenbildungen (Abb. 136) und Böschungsrutschungen werden weitgehend verhindert. Als zusätzlicher Schutz hat sich sofortige Berausung der Böschungen gut bewährt (Abb. 137).

### c) Überhöhung als Ausgleich etwaiger Setzungen.

Durch die künstliche Verdichtung ist auch die Frage der Überhöhung im Dammbau gelöst worden. Bei schlecht verdichteten Dämmen kann man in der

Abb. 144 5. 7,6 m	Abb. 145 6. 12,5 m	Abb. 146 7. 7,8 m	Abb. 147 8 7,8—10,5 m
vorwiegend steinige Massen, im unteren Teil plast. Lößlehm, dannfelsig, Schiefermassen	vorwiegend felsige, grobschotterartige Massen	Tonschiefer, hack- und sprengfest, doppelte Faustgröße	Glimmerschiefer (wie 7)
—	—	—	—
19. 8. 35—19. 2. 36 = 6 Monate 1,6 0,64 2,5 m 1	25. 10. 35—26. 2. 36 = 4 Monate 0,2 0,03 6,5 m 1	nicht beobachtet	nicht beobachtet
1. 6. 35—27. 7. 35 = 58 Tage 5,8 70	2. 8.—25. 10. 35 = 85 Tage 6,4 99,5	2. 10.—20. 10. 34 = 18 Tage 10,0 49	21. 5.—6. 8. 35 = 77 Tage 7,8 cm
27. 7. 35—27. 2. 36 = 7 Monate 2,5 30	25. 10. 35—26. 2. 36 = 4 Monate 0,2 0,5	20. 12. 35—21. 5. 36 = 5 Monate 11 51	—
0,3%	—	3%	3%

Regel bis zu 1%, höchstens 3% Setzungen rechnen, bei gewöhnlicher Verdichtung mit 0,3—1%. Das bedeutet: eine Überhöhung erübrigt sich praktischerweise.

In obiger Tabelle hat der Verfasser die Ergebnisse von Setzungsbeobachtungen während der Jahre 1935 und 1936 im einzelnen ausgewertet, woraus sich diese günstigen Ergebnisse erkennen lassen.

#### d) Vergleich mit Setzungen an Eisenbahndämmen.

Die Verkehrserschütterungen und Setzungskräfte fahrender Züge sind stärker als die der Kraftwagen auf Autostraßen. Bei eingleisigen Strecken liegt das Kraftangriffszentrum in der Dammachse. Die Setzungskräfte pflanzen sich im Gegensatz zu den Straßen gleichmäßig nach außen fort. Schwerkraft- und Tangentialkraftangriffspunkt liegen in der Mitte der Dammkrone. Eine einseitige Setzungsgefahr besteht nur in stark gekrümmten Strecken.

Hinsichtlich der Behebung von Setzungen bietet der Eisenbahnbau mit den bequemen Gleisunterstopfungen eine ungleich günstigere Möglichkeit, Ausbesserungen vorzunehmen als an einer Straße mit starren, breitflächigen und empfindlichen Decken. Ebenso können die Schienenstränge mit ihrem hohen Widerstandsmoment örtliche Setzungen besser überbrücken als empfindliche Deckenbeläge neuzeitlicher Straßen. Der Eisenbahndamm steht daher trotz stärkerer Belastungen und Beanspruchungen in bezug auf die Sicherheit des Verkehrs bei Setzungen günstiger da als der Damm neuzeitlicher Straßen.

## 2. Die Setzungsmessungen.

Die Beobachtungen der Setzungen führen in gewissem Sinne die Überwachung des Dammes nach seiner Vollendung fort und sie zeichnen sein Verhalten auf. Sie ergänzen die Dammbaukontrolle und evtl. Messungen der Verdichtung und liefern einen Vergleichsmaßstab für Dämme gleichen Materials.

Der Nachweis der Setzungen erfolgt durch a) Pegelmessungen oder b) Nivellements. Beide Meßverfahren können bereits während des Baues angewandt werden und so im Laufe der Bauzeit ein getreues Setzungsbild vermitteln. Sie ermöglichen nach Dammschluß eine ungefähre Prognose über das weitere Verhalten des Dammes und das voraussichtliche Ausklingen der Setzungen. Durch die Pegel werden die Setzungen punktförmig nachgewiesen, erst zwei benachbarte Pegel geben einen Aufschluß über das Setzungsbild in einer Dammstrecke, wie es im übrigen durch das Nivellement erhalten wird.

Bezogen werden die Meßergebnisse auf Festpunkte außerhalb des Dammes, die im übrigen frostfrei und setzungssicher gegründet sein müssen.

### a) Die Pegelmessungen (15).

Nach früheren Ausführungen des Verfassers haben die Pegelmessungen folgenden Zwecken zu dienen:

1. Die Pegelmessungen sollen durch den Nachweis des zeitlichen Verlaufes der Dammsetzungskurve in Abhängigkeit von der wachsenden Dammhöhe ein Urteil über die Güte und die Zweckmäßigkeit eines Verdichtungsverfahrens bei gegebenen Massenverhältnissen ermöglichen und für den noch in der Entwicklung begriffenen künstlich verdichteten Dammbau Unterlagen nach der technisch-wirtschaftlichen Seite liefern.

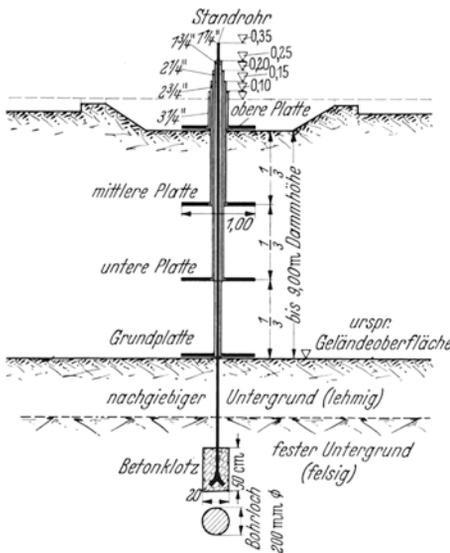


Abb. 138. Prinzipskizze für einen teleskopartigen Pegel.

2. Die Pegelmessungen sollen dort, wo gleichzeitig nachgiebiger Untergrund vorliegt, den Setzungsverlauf wie unter 1. erkennen lassen und darüber hinaus eine Nachprüfung etwaiger Setzungsberechnungen erlauben und somit auch hier Unterlagen für die weitere Entwicklung des neuzeitlichen Dammbaus, vor allem in der zeitlichen Ausdehnung geben.

3. Die Pegelmessungen sollen ferner erkennen lassen, ob starre Fahrbahndecken zu dem vorgesehenen Zeitpunkt aufgebracht werden können und somit das Risiko eines gefahrlosen Deckenauftrages vermindern.

4. Die Pegelmessungen sollen schließlich bei mangelhaft verdichteten Dämmen darüber Auskunft geben, ob eine Dammüberhöhung und in welchem Umfange sie vorzusehen ist.

## a1. Die Ausbildung und Anordnung der Pegel (Abb. 138).

Die Pegel können in verschiedenen Tiefen und an verschiedenen Punkten des Dammes als getrennte Meßstellen vorgesehen werden. Sie können aber auch, wie die nebenstehende Abb. 138 zeigt, sämtliche an einer bestimmten Stelle, in verschiedenen Dammhöhen vorgemerkten Beobachtungspunkte in einem einzigen teleskopartigen Pegel vereinigen. Die dabei erhaltenen Meßwerte in den verschiedenen Dammhöhen und für den Untergrund können unabhängig voneinander und unter Erörterung der Zusammenhänge miteinander ausgewertet werden. In der Anordnung der verschiedenen Pegel soll möglichst gesetzmäßig verfahren werden. Sie sollen an hohen Dämmen in etwa 3 m gegenseitigem Abstand eingebaut werden. Das Kernrohr wird im festen Untergrund einbetoniert. Es dient als Leit- und Standrohr und damit als Stützpunkt für die übrigen freigleitenden Rohre. Man kann dafür alte Eisenrohre verwenden. Die Kosten für einen solchen Pegel von etwa 12 m Länge betragen etwa 300 RM.

## a2. Wahl der Meßstellen und Einbau der Pegel.

Im allgemeinen soll der Pegel an den empfindlichsten und höchsten Damstellen eingebaut werden, d. h. an den Stellen, die nach dem Verlauf der zeitlichen Schüttung zu schädlichen oder erheblichen Setzungen führen können (z. B. Widerlagerhinterfüllungen). Zweckmäßigerweise erfolgt der Einbau in der Dammmitte (Abb. 139), um die größten Setzungen zu erfassen und um bei zweibahnigen Straßen eine störungsfreie Beobachtung auch während des Verkehrs durchführen zu können.

Die Antwort auf die Frage, bei welcher Dammhöhe und in welchem Umfange Pegel vorzusehen sind, richtet sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes,

nach der Höhe und Länge des Dammes, nach seiner Zusammensetzung und dem Aufbau und schließlich nach dem Umfang des Risikos, das für die Decke unter den jeweiligen Verhältnissen besteht; denn der Pegel soll ja gegebenenfalls Gefahren für die Decke rechtzeitig erkennen lassen. Es spielt dabei die Kostenfrage für evtl. Dammschäden (bzw. Deckenschäden) mit.

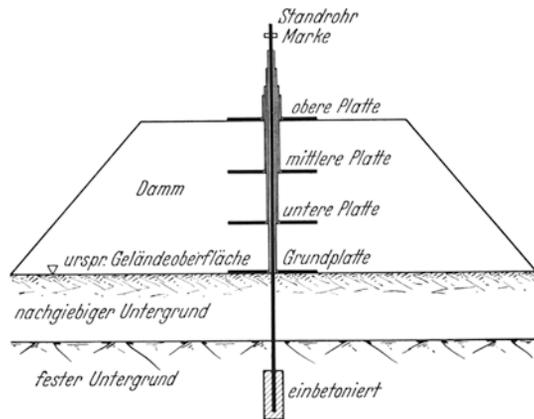


Abb. 139. Skizze für den Einbau eines Pegels im Damm und Untergrund.

## a3. Meßzeiten.

Der Pegel wird entweder bei bestimmten Dammhöhen, z. B. von Meter zu Meter Höhe, oder unabhängig davon in bestimmten, während des Baues wöchentlichen, später monatlichen oder noch größeren zeitlichen Abständen beobachtet. Im ersteren Falle erhält man die „Lastsetzungskurve“ und damit unmittelbar das Verhalten von Untergrund und Damm unter wachsender Dammlast, im andern

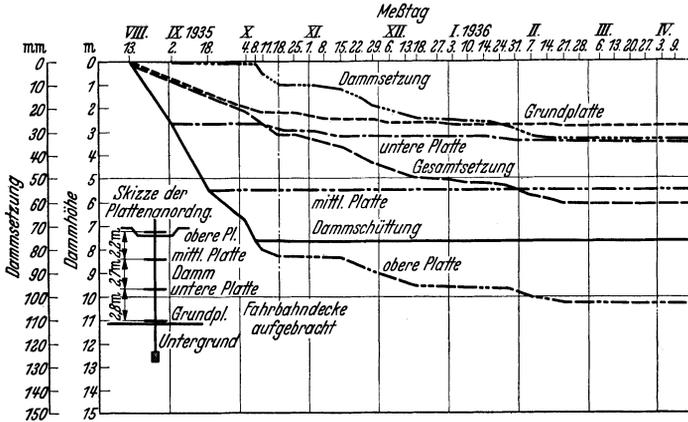


Abb. 140.

Art der Massen: Lößlehm und Steinbruchabraum. Schütthöhe: 20 und 10 cm. Anzahl der Schüttungen 40. Verdichtungsgerät: 500 kg Delmag Ramm, 6 t-Tandemwalze. Verdichtungsverfahren: Abwechselnd walzen und rammen.

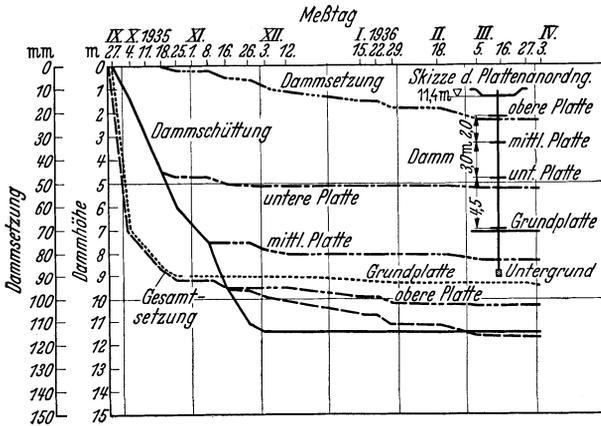


Abb. 141.

Art der Massen: Tonschiefer und Granitgeröll, mit wenig Lehm durchsetzt. Schüttstärke: 0,75 m. Anzahl der Schüttungen: 18. Verdichtungsgerät: Stampfplatte 2 t.

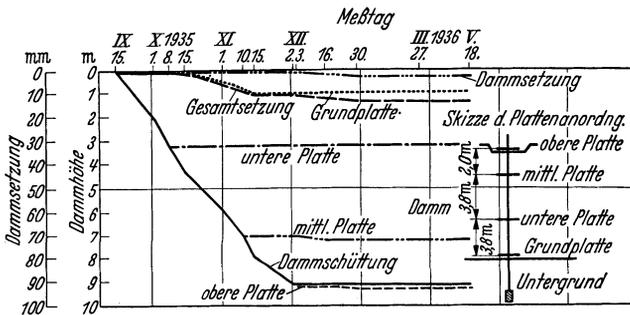


Abb. 142.

Art der Massen: Syenitabraum. Schütthöhe: 0,70 m. Verdichtungsgerät: 2 t-Stampfplatte. Verdichtungsverfahren: 3-4 mal abrammen.

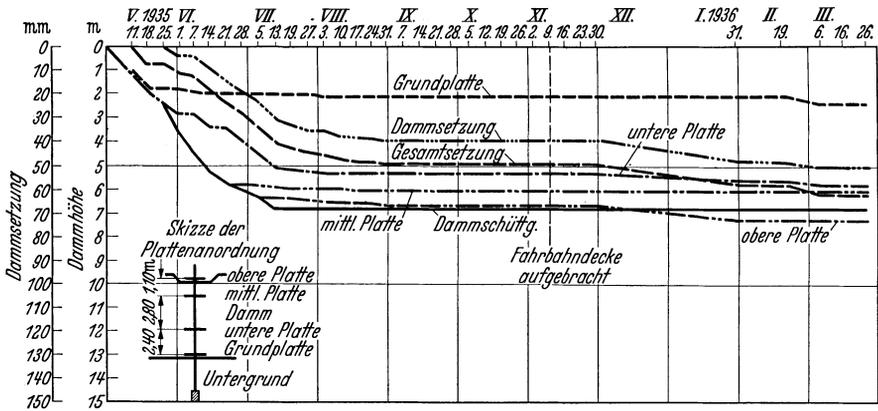


Abb. 143. Art der Massen: verw.felsige Massen: Glimmer, Schiefer und Lehm, Fahrbahn-decke aufgebracht vom 8. November 1935 an. Schütthöhe: 0,40 m. Anzahl der Schüttungen: 21. Verdichtungsgerät: Delmag-Ramme 200 kg u. 500 kg. Verdichtungsverfahren: Kreuzweises Abbramen, 10 cm Rammenvorsprung.

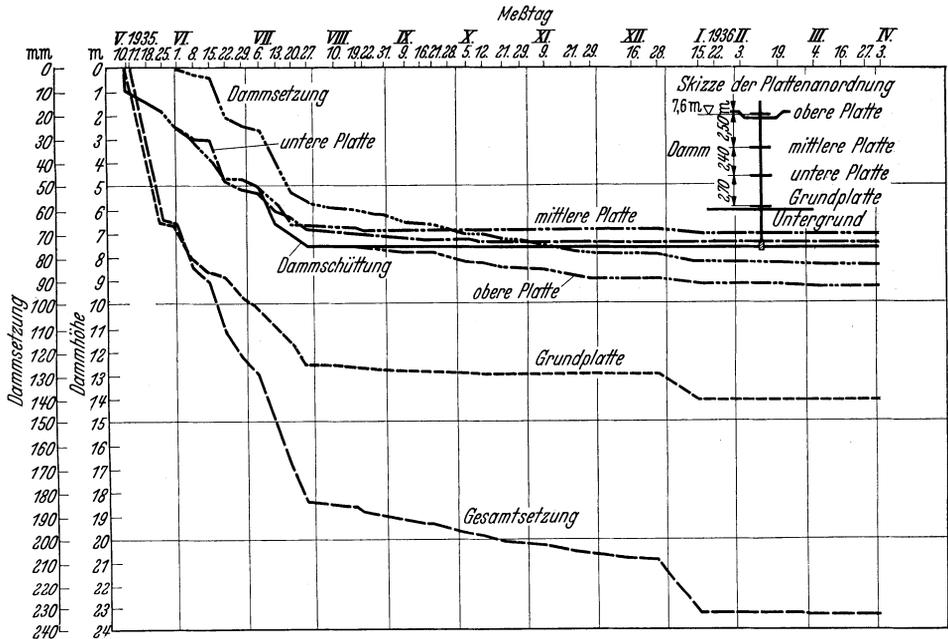


Abb. 144. Art der Massen: Lößlehm und verwitterter Schiefer. Schütthöhe: 0,50—1 m. Anzahl der Schüttungen: 12. Verdichtungsgerät: Stampfplatte 3 t.

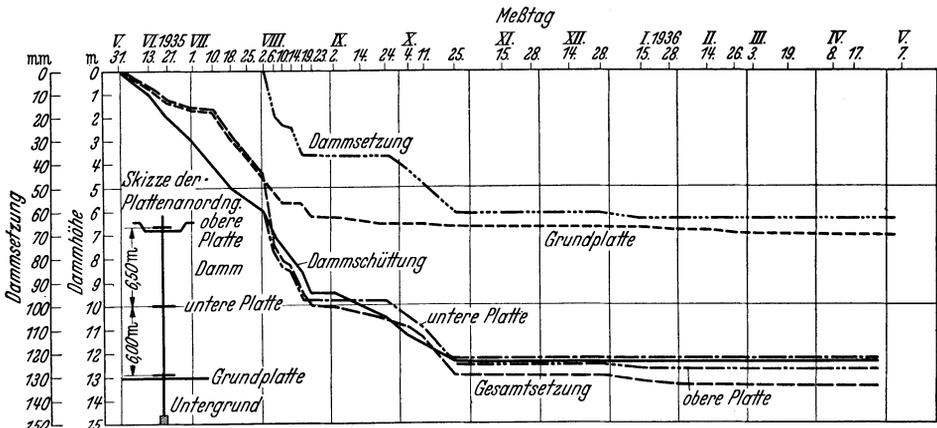


Abb. 145. Art der Massen: Fauler Felsen schotterartig. Schütthöhe: 0,40 m. Anzahl der Schüttungen: 40. Verdichtungsgerät: Verdichtet mit 14 t-Radwalze.

Abb. 143—145. Ergebnisse von Pegelmessungen an Dämmen ohne Berücksichtigung des Untergrundes (15).  
Abb. 143 zeigt außerdem sehr deutlich, daß auch nach längerem Stillstand der Winter (Tauwetter!) kleinere Nachsetzungen auslöst!

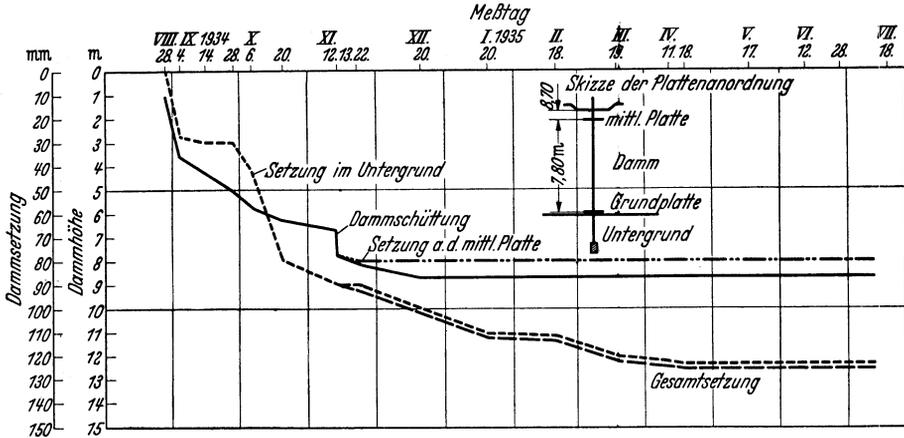


Abb. 146.

Art der Massen: Tonschiefer, hack- und sprengfest.

Schütthöhe: 30 cm.

Verdichtungsgerät: 200 kg-Delmag-Ramme.

Verdichtungsverfahren: doppelt und kreuzweises Abrammen.

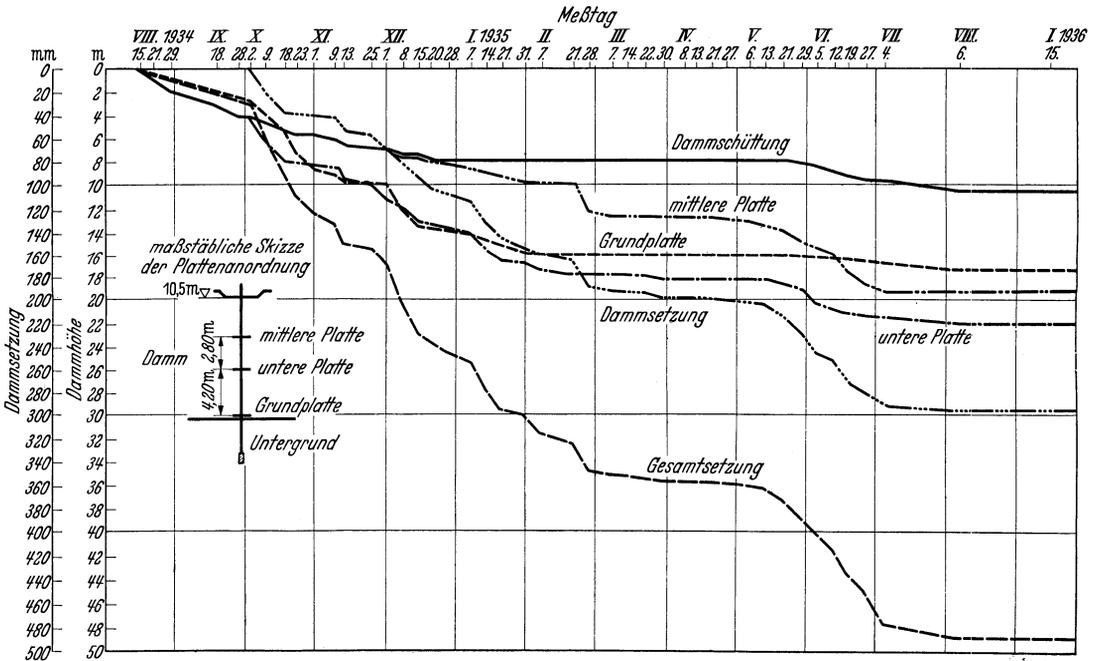


Abb. 147.

Art der Massen: Tonschiefer.

Schütthöhe: 30 cm.

Verdichtungsgerät: Delmag-Ramme, 200 kg bis zum 20. Dezember 1934, 500 kg vom 21. Mai 1935.

Verdichtungsverfahren: kreuzweises Abrammen, 10 cm Rammenvorsprung.

Abb. 146 und 147. Ergebnisse von Pegelmessungen an Dämmen mit Berücksichtigung der Setzungen im Untergrund (15).

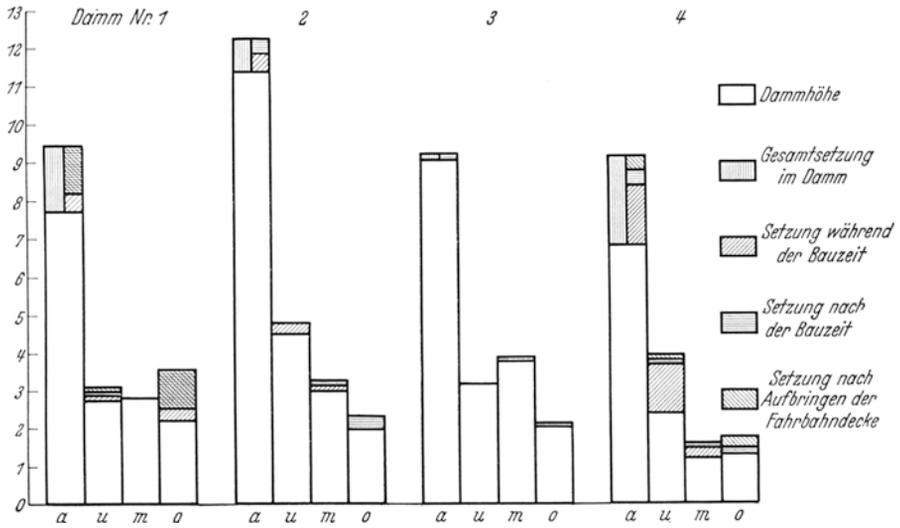


Abb. 148.

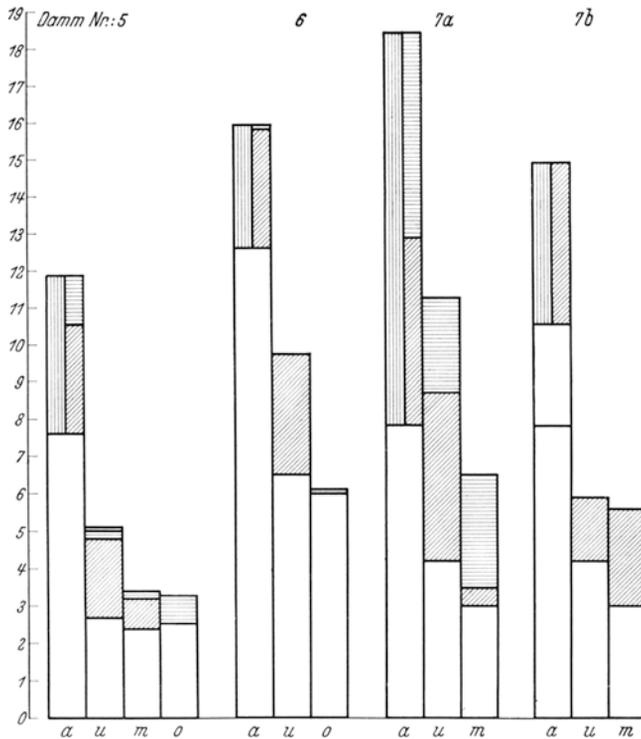


Abb. 149.  $\alpha$  = Dammhöhe,  $u$  = unterer Dammtteil,  $m$  = mittlerer Dammtteil,  $o$  = oberer Dammtteil.

Abb. 148 u. 149. Darstellung der verschiedenen Setzungsbeträge bezogen auf die Dammhöhe der in den Abb. 140–147 dargestellten Dammsetzungen (15).

Fall wird die „Zeitsetzungskurve“ aufgezeichnet. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Zeitsetzungskurve gegenüber der genaueren Lastsetzungskurve genügt, um den Setzungsverlauf in seinen Auswirkungen für den Damm beurteilen zu können.

Nebenstehende Abb. 140—155 vermitteln einen Eindruck über die Verdichtungssetzungsbeziehungen an Dämmen von Autobahnen. Diese Beobachtungen wurden (15) an gewöhnlichen Dammstrecken, an Hinterfüllungskeilen von Widerlagern und an Dämmen mit setzungsempfindlichem Untergrund durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Beobachtungen wurden sehr ausführlich in der Tabelle (S. 136—139) ausgewertet.

Diese liefern zugleich den Beweis, auf welchem hohen Stand die Verdichtungs-  
technik, gemessen an den geringen Setzungen, die zudem überwiegend während der Bauzeit aus-  
slingen, steht.

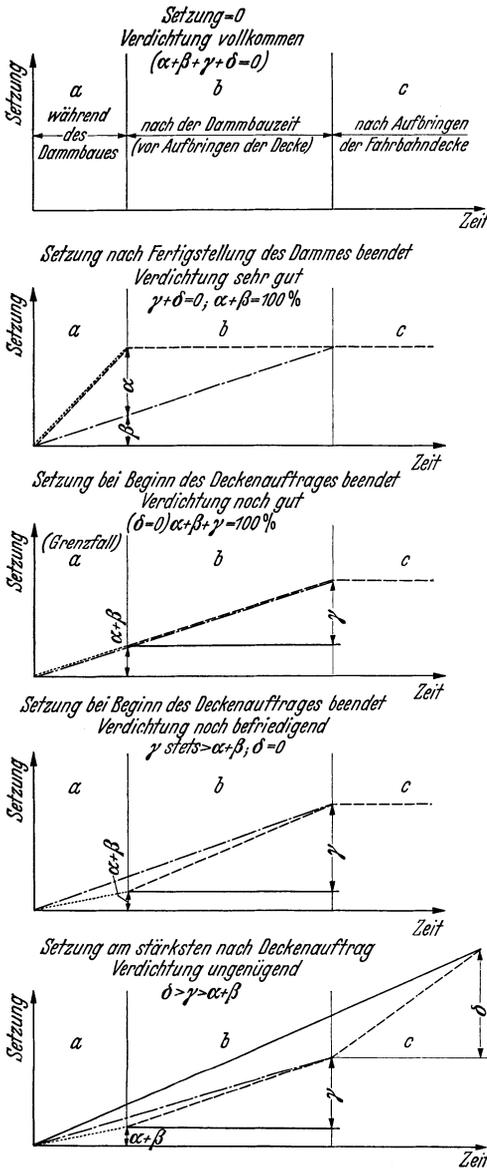


Abb. 150. Darstellung der möglichen Setzungen in ihrem zeitlichen Verlauf als Standardbilder für eine mehr oder weniger gute Verdichtung.  
 a Zeit während des Dammbaues;  
 b Zeit nach Beendigung der Dammschüttung vor Aufbringen der Decke;  
 c Zeit nach Aufbringen der Decke,  
 $\alpha + \beta$  Setzungen während des Dammbaues,  
 $\gamma$  Setzungen nach Beendigung der Dammschüttung, vor Aufbringen der Decke,  
 $\delta$  Setzungen nach Aufbringen der Decke.  
 ..... Setzungsverlauf während des Dammbaues,  
 - - - - - Setzungsverlauf nach Beendigung der Dammschüttung.  
 - · - · - · Setzungsverlauf bei gleichmäßiger zeitlicher Setzung bis zum Aufbringen der Decke.  
 - - - - - Setzungsverlauf bei gleichmäßiger zeitlicher Setzung während der Beobachtungszeit. *u* unterer, *m* mittlerer, *o* oberer Dammabschnitt.

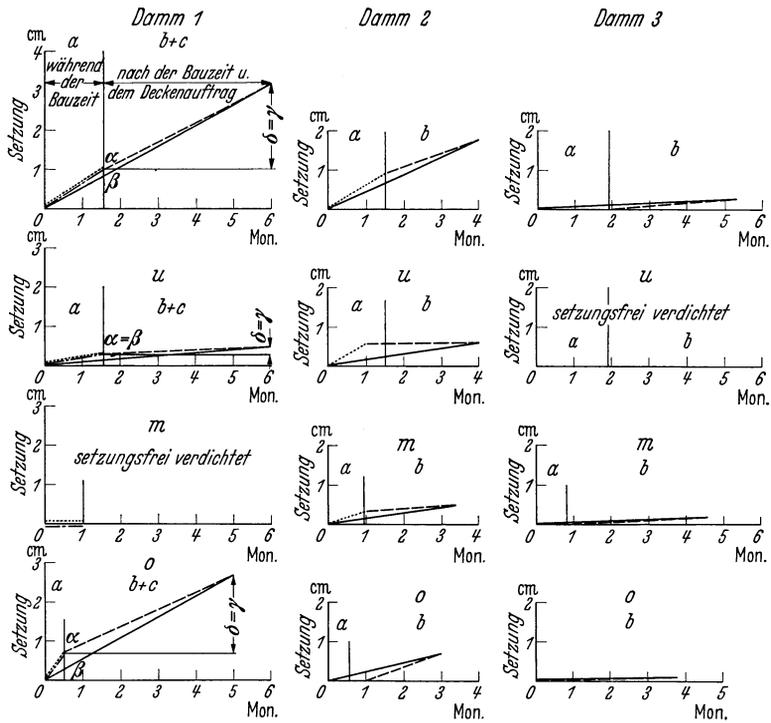


Abb. 151.

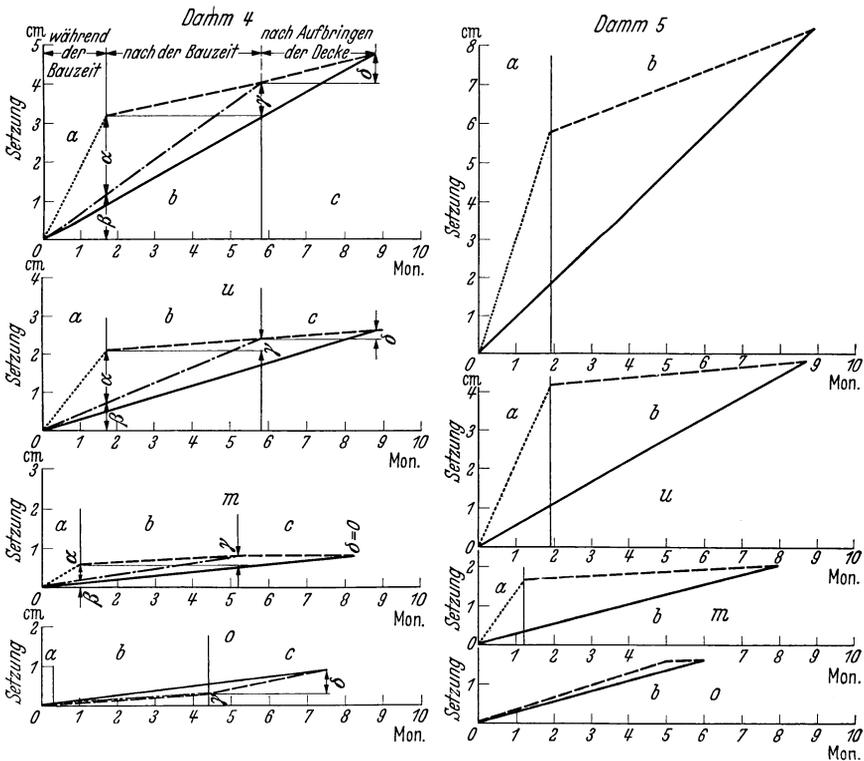


Abb. 152.

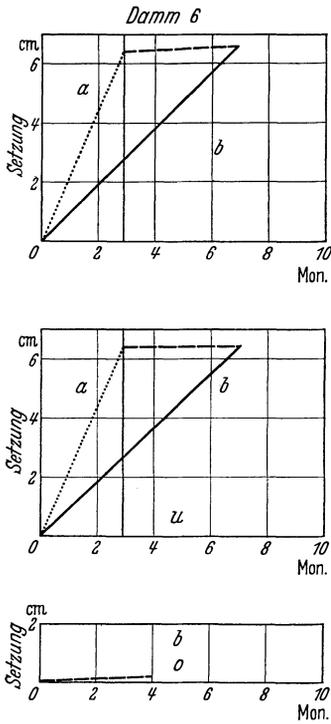


Abb. 153.

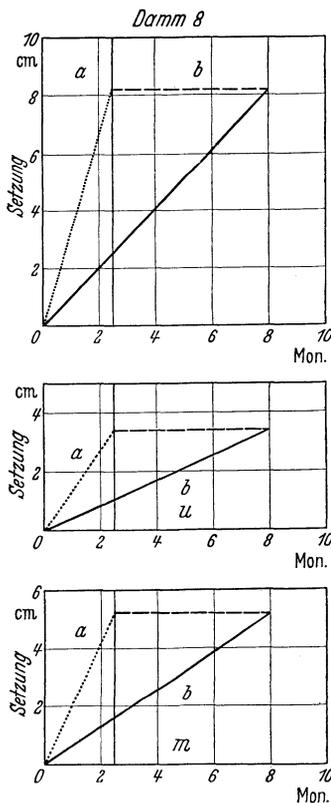


Abb. 155.

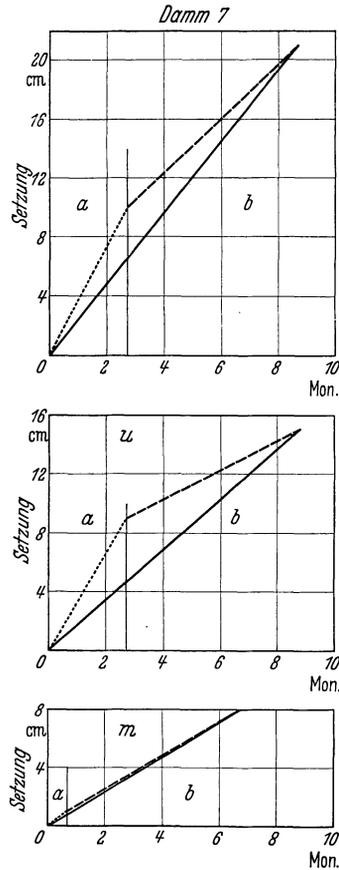


Abb. 154.

Abb. 151–155. Anwendung der Darstellung der Abb. 150 auf die Dämme Abb. 140–147.

**b) Die Nivellements.**

Die Nivellements können, wie S. 133 dargestellt wurde, ebenso wie die Pegelmessungen während der Bauzeit beginnen und nach Beendigung der Dammarbeiten fortgesetzt werden. — Die Meßpunkte für das Nivellement werden in gewissen Abständen nach Dammschluß, als sog. Meßplatten (Abb. 156), in regelmäßigen Abständen, am besten beiderseits an den Dammschultern, zusammen mit einem Pegel angebracht, um somit die verkehrsempfindlichsten Setzungen, d. h. im Querprofil nachzuweisen.

Man bekommt damit einen Überblick über den Setzungsverlauf in Richtung der Gradienten und im Querprofil. Um gleichzeitig Pegelmessungen in diese Messungen einzubeziehen, ordnet

man die Festpunkte für die Nivellements nach Fertigstellung des Dammes am besten so an, daß sie zusammen mit dem Pegel in einer Geraden liegen und richtet sich dabei zweckmäßigerweise nach der Ausbildung des Geländes an der Dammsohle (Abb. 175 S. 170). Am einfachsten benutzt man als Meßpunkte Betonplatten von  $1 \times 1$  m Größe und 15 cm Stärke, die mit einem eisernen Bolzen versehen sind. Eine solche Platte kostet etwa 10 RM.

Diese im allgemeinen etwas zeitraubenden Beobachtungen sollen nur an den bedenklichsten Stellen durchgeführt werden, d. h. im allgemeinen an den Dammschultern der höchsten Dammstellen und an den Hinterfüllungen der Widerlager in der Nähe der Flügelmauerenden (Abb. 175 S. 170). Die Setzungen lassen sich bei Übertragung des Meßpunktes auf die Decke auch noch nach Verkehrsübergabe fortsetzen. Will man die Setzungen im Untergrund verfolgen, dann sollte man bei gleichmäßig entwickeltem, setzungsempfindlichem Untergrund sowohl die höchste Dammstelle wie auch die niedrigste Dammstelle gleichzeitig beobachten. Im letzteren Falle wird der Damm sich über längere Zeit setzen (Abb. 157). Auf eine solche zeitlich „verschleppte“ Setzung ist z. B. die leichte Beschädigung an einer Decke (vgl. Abb. 158) zurückzuführen. Hier wirkten sich unter Verkehrseinfluß die Setzungen nachteilig für die Decke aus, während an der höheren Dammstelle die Setzungen bereits vorzeitig durch die Dammlast ausgeglichen waren (Abb. 158).

Die Beobachtungen der Setzungen an

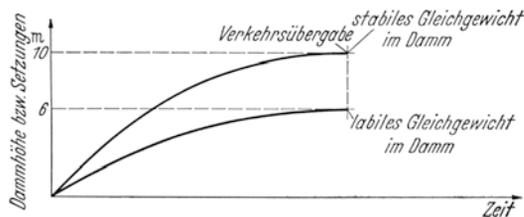


Abb. 157. Darstellung des zeitlichen Setzungsverlaufes bei verschiedenen Dammhöhen und gleichmäßigem Untergrund.



Abb. 156. Setzungspegel und Meßplatten auf einem Damm.



Abb. 158. Schäden an der Decke infolge verschleppter Setzungen. Die Schwarzdecke zeigt Risse in Nähe der Dammschultern

diesen Meßpunkten werden genau so wie die Pegelmessungen ausgewertet. Durch die gleichzeitige Beobachtung mehrerer Punkte an bestimmten Stellen bekommt

man eine aufschlußreiche Übersicht über das Verhalten der Dämme, z. B. in Kurvenstrecken. Diese Dammabschnitte gehören, insbesondere die Innenbögen, zu den bevorzugten Meßstellen.

Diese Messungen sind, ebenso wie die Pegelbeobachtungen, Kontrollmessungen für die Güte der Dammverdichtung.

#### c) Andere Meßverfahren.

Da man die Güte der Verdichtung für den gesamten Damm auch durch Messungen der Ausbreitungsgeschwindigkeit gedämpfter Wellen untersuchen und damit die Elastizität im Damm nach den verschiedenen Richtungen prüfen kann, lassen sich aus der Beziehung zwischen der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen und den Ergebnissen der Pegelmessungen oder Nivellements Rückschlüsse über die Festigkeit eines Dammes ziehen.

#### d) Kritik dieser Messungen.

Der Wert und die Brauchbarkeit sämtlicher auf diesem Wege angestellten Untersuchungen über die Güte und das Verhalten eines Dammes setzt eine peinlich genaue Durchführung sämtlicher Messungen in lückenloser Reihenfolge voraus, wobei im übrigen für die Analyse dieser Meßergebnisse ein einwandfrei geführtes Dammbautagebuch eine weitere Vorbedingung ist. Beide, Setzungsmessungen und Dammbautagebuch, ermöglichen es erst, den Damm im Laufe der Zeit zu beurteilen und etwaige Fehler im Einbau und Verdichtung aus den Meßergebnissen festzustellen.

Auf jeden Fall bekommt man durch diese Messungen einen genauen Überblick, wo man Decken ohne weiteres, d. h. ohne Gefährdung aufbringen kann oder nicht. Diese Meßverfahren stellen den Versuch dar, den besonderen Baustoff- und Baubedingungen eines künstlich verdichteten Dammes im neuzeitlichen Straßenbau gerecht zu werden und sollen in jedem Einzelfalle den Nachweis führen, daß der Damm den gestellten Anforderungen genügen wird, die sich im Laufe der späteren Zeit durch Verkehrsbeanspruchungen einstellen können.

### Neunter Abschnitt.

## Die Gefahren und Schäden im Dammbau.

### Allgemeines.

Infolge der besonderen Verhältnisse des Dammbaues (Verwendung sonst ungeeigneter Gesteine, insbesondere der pseudofesten Gesteine, als Baumaterial), wirken sich falsche Baudispositionen und Baumaßnahmen bei der ausgesprochenen Wetterempfindlichkeit der pseudofesten Gesteine vielfach zu schweren Gefahren für den Bestand und die Sicherheit des Dammes aus. Bereits während des Baues müssen die Gefahrenquellen beseitigt werden, die erst nach Beendigung des Dammes zu schweren Schäden führen können. Aber auch nach Abschluß der Dammschüttung drohen dem Damm fortgesetzt Gefahren, „der Zahn der Zeit“, die wechselnden klimatischen Verhältnisse: Regen, Kälte, Trockenheit, Wind, arbeiten am Damm und lockern das Gefüge gerade der Stellen, die besonders empfindlich sind, der Dammschultern, auf. In der besonderen Formgebung kommt die bauliche Sicherung gegen die besondere Empfindlichkeit der Dämme

gegen die Wetterverhältnisse im Vergleich zu den anderen Bauwerken aufs deutlichste zum Ausdruck. Aber ebensosehr muß man der zerstörenden, aufwühlenden Tätigkeit von Tieren Beachtung schenken.

Im einzelnen kann man folgende verschiedene, teilweise zeitlich getrennte Gefahrenmomente unterscheiden:

1. stoffliche (innere Gefahrenquellen),
2. klimatische (äußere Gefahrenquellen),
3. tierische (sonstige) Gefahrenquellen.

Die Gefahr ist nach Größe, Aufbau (Gesteinszusammensetzung), Höhe und Lage des Dammes, ob in der Geraden oder in Kurven, ob horizontal oder in der Neigung verlaufend, verschieden.

### **1. Die stofflichen Ursachen während des Baues (innere Gefahrenquellen).**

Wie bereits an früheren Stellen wiederholt betont wurde, sind nasse, pseudo-feste Böden als Dammbaustoffe eine große Gefahr nicht nur wegen etwaiger unkontrollierbarer, unterschiedlicher Setzungen, sie können auch eines Tages plötzlich zu Rutschungen führen. Und zwar ist die Gefahr um so größer, je weicher, nasser, undurchlässiger und höher eine Schüttung derartiger Massen ist. Es kann oft Jahre dauern, bis plötzlich der Damm zu rutschen anfängt, da dann erst die Vertikalspannung (Auflast) größer als die Schubspannung (Scherfestigkeit) (vgl. S. 37) geworden ist, d. h. der Widerstand gegen Bewegung, insbesondere gegen Rutschen, überwunden ist und die Rutschung ausgelöst wird.

Eine weitere, vielfach örtlich beschränkte Gefahr bildet der Einbau gefrorener oder völlig trockener, aber unvollständig verdichteter Erdschollen. Die gefrorenenen Erdballen tauen auf, bilden fließgefährliche Dammstellen und können entweder unterschiedliche Setzungen hervorrufen oder bei durchgängig schichtenmäßigem Einbau auch zu spontanen Rutschungen führen. Trockene harte Erdschollen dagegen lösen sich bei unvollständiger Verdichtung und Wasserzutritt auf und verursachen ebenfalls empfindliche Setzungen oder sogar Rutschungen. Dieselbe Gefahr besteht bei sperrig gelagerten, schlechtverdichteten, pseudofesten Steinen (z. B. Tonschiefer). Aber selbst die feinkörnigen Gesteine (Sande und Kiese) bilden, wenn auch nicht unmittelbar für den Damm, so doch für die Betondecke eine Gefahr, da schlecht verdichtete Massen durch die Verkehrserschütterungen eingerüttelt werden und durch Schwingungserscheinungen die Plattenenden zu „flattern“ anfangen, mit der Folge, daß die starren Decken im Verlauf der Zeit reißen oder durchbrechen. Die Erfahrung spricht deshalb gegen eine unvollständige oder gar gegen den Verzicht der Verdichtung dieser Massen.

Zur Abwehr dieser skizzierten und in diesem Zusammenhange wiederholt dargestellten Gefahrenmomente lassen sich folgende Gegenmaßnahmen anwenden:

Nasse, weiche Massen sind stets in dünnen Lagen und im Wechsel mit reibungserhöhenden Filterschichten zu schütten. Frostballen dürfen unter keinen Umständen im Damm eingebaut werden. Trockene Erdschollen oder sperrige, pseudofeste Steine müssen weitgehend zertrümmert und völlig verdichtet werden. Sand und Kies sind auch in Einschnitten zu verdichten und zwar erst unmittelbar vor

dem Deckenauftrag unter Einsümpfen. Wird der Damm wegen ungünstiger Witterung im Winter unterbrochen (Abb. 159) und erst im Frühjahr weiter geschüttet, dann ist vor Wiederaufnahme der Schüttung zur Sicherung gegen Rutschgefahr in der aufgeweichten Schicht eine sichere Verbindung durch Einbau von Filter oder Verzahnen mit steinigen Zwischenschichten oder durch Anlage breiter, bis in den festen Boden eindringenden Verbindungsstufen zu sorgen. Nasse, setzungsempfindliche Böden müssen durch entsprechende Massendisposition im Massenprofil am Dammfuß eingebaut werden (vgl. S. 121). Sie bilden im Damm eine um so größere Gefahr, in je höheren Abschnitten sie im Damm eingebaut werden, da sie dann mangels Auflast sich sehr schwer setzen und verfestigen, im Gegenteil, unter dem Einfluß fortgesetzter Verkehrerschütterungen an der Verfestigung gehindert werden und damit zwangsläufig zu Deckenschäden infolge Abwandern der Dammschultern führen.



Abb. 159. Unzweckmäßige Verfüllung eines Widerlagers.

## 2. Die klimatischen Ursachen (äußere Gefahrenquellen).

Viel häufiger bilden diese Einflüsse die Ursachen von Dammschäden und sind nicht weniger gefährlich. Das Klima kann durch Nässe, Kälte, Hitze sowie Wind den Damm gefährden.

### a) Nässe.

Bedeutet jedes Zuviel an Nässe im pseudofesten Boden oder Regen während des Dammbaus eine Verstärkung und Vergrößerung innerer Gefahrenquellen, so ist nach Abschluß der Dammarbeiten, insbesondere an den Stellen mit erhöhter Gefahr oder ungenügender Dammfestigkeit zu rechnen, die nicht durch eine wasserabweisende Decke geschützt sind. Ganz besonders gilt dies an den Übergangsstellen von befestigter, wasserundurchlässiger Fahrbahn zum nicht befestigten, wasseraufsaugenden, mit stark voluminösen Humus bedeckten Bahnkörper. Die Dammschultern sind hierbei die empfindlichsten Stellen. Außerdem können bei zweibahnigen, durch einen Grünstreifen getrennten Straßen diese Mittelstreifen gefährlich werden. In diesen sammelt sich alles Niederschlagswasser (Regen- und Tauwasser) in einem ungeahnten Maße an (theoretisch bei 80 cm Koffertiefe und 50% Porenraum im lockeren Humus 40 cm Wassersäule!) und kann unter Einfluß der Verkehrerschütterungen seitlich unter die Decke eindringen und somit zu schweren Schäden führen. Diese äußern sich an Betondecken im Abwandern der Platten, Öffnen der Fugen und Verkanten, schließlich im Zubruchgehen, an Dämmen und wasserempfindlichen Massen (Löß und Lößlehm) in einem allmählichen Breitfließen mit wulstförmigen Verlagerungen oder gar Ausfließen der Massen an den Böschungen.

**b) Kälte.**

Jeder Frost konzentriert Feuchtigkeit an der Oberfläche in der gefrorenen Bodenschicht, die beim Auftauen den Boden völlig erweichen läßt, so daß es sowohl in den Dammschultern wie auch in dem Mittelstreifen mit seinem lockeren Gefüge zu weiterer Wasseranreicherung bei Niederschlägen kommen kann, die zu den bereits oben geschilderten Schäden führen. In jedem Boden ist Wasser enthalten, das bei geneigtem Straßenverlauf nach dem tiefsten Punkt in einem meist unsichtbaren, bei starken Niederschlägen und Tauwetter sichtbarem Wasserstrom fließt. Liegt ein Bauwerk im Damm, dann kann sich diese Feuchtigkeit stauen und bei Frost zunächst fast rätselhaft erscheinende Frosthebungen auf hohen Dämmen bis zu mehreren Zentimetern hervorrufen (Abb. 160). Andererseits kann an niedrigen Dämmen Wasser nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren oder auf kapillarem Wege eindringen und zu Frostschäden an Decken



Abb. 160. Frosthebungen an einem Widerlager (Decke liegt auf 5–6 m hohem Damm).

führen. Hier hilft nur der Einbau von Frostschutzschichten, während im ersteren Falle ein Kieskeil am Bauwerk, verbunden mit einer Querdrainage am Ende des Kieskeiles (vgl. Abb. 108 S. 105) die Frosthebungen verhindern kann.

**c) Hitze (Trockenheit).**

Feuchter Boden gibt bei Hitze oder auch bei Trockenheit sein Poren- und Haftwasser teilweise ab. Er trocknet aus, schrumpft und bildet zunächst feine, dann schließlich stärkere Schrumpfrisse. Diese begünstigen bei eindringender Nässe das Zerstörungswerk am Damm. Sie müssen deshalb sofort abgedichtet werden.

**d) Windeinfluß.**

Der Wind kann den Dammbau dann beeinträchtigen, wenn feinkörnige, trockene Sande, d. h. sehr bewegliche Massen geschüttet und nicht im angenähten Zustande eingebaut werden. In Ostpreußen wurde ein trocken eingebauter Sand durch Wind um einen Meter abgeweht, d. h. der Damm veränderte seine Lage um einen Meter parallel zur Achse. Gegenmittel: Nasser oder naßmechanischer Einbau, Verdichten und sofortiges Abdecken mit Humus oder Rasensoden und entsprechende, auf Windverlust abgestimmte Verbreiterung der Dammschultern bis zu 10%.

### 3. Sonstige Gefahrenquellen.

#### a) Tiere.

Maulwürfe, Wühlmäuse, in selteneren Fällen wilde Kaninchen, können durch ihre wühlende Tätigkeit die Dammschultern soweit auflockern, daß bei etwaigen Niederschlägen sich ebenfalls größere Gefahren bilden können, insbesondere bei zu starkem Humusauftrag. Diese aufwühlende Tätigkeit ist gegebenenfalls durch Gift zu unterbinden.

### 4. Die Gefahren an den Dammschultern und Böschungen.

In geraden Strecken weisen alle Straßen eine beidseitige Neigung von mindestens  $1\frac{1}{2}\%$  nach den Dammschultern auf. Alles Niederschlagswasser strömt über die Fahrbahn nach den Dammschultern und Böschungen ab. Diese Stellen



Abb. 161. Dammschultersetzung.  
Die Dammschultern lösen sich unter Reißbildung  
von der Decke.



Abb. 162. Fortschreitender Dammschaden führt  
zur Öffnung der Fugen an der Betondecke.

sind an sich schwer zu verfestigen. Bereits Regen, noch mehr aber Schneewasser und Tauwetter nach tief eingedrungenem Frost können diese Stellen sehr stark aufweichen. Sind die Dammschultern nicht fest mit der Straßendecke verbunden oder ragt der Rasen des unbefestigten Randstreifens (z. B. bei Autobahnen) über den befestigten Randstreifen empor, so daß abfließendes Wasser gestaut wird, so dringt Wasser unweigerlich zwischen Rasen und Decke ein. Es weicht den Boden in größerer Tiefe auf und verursacht im weiteren Verlauf bei wiederholten Niederschlägen schwere Schäden, die von den Dammschultern aus allmählich auf den ganzen Damm übergreifen und ihn in Mitleidenschaft ziehen. Risse, feine Spalten, Unterhöhlen starrer Decken, Auseinanderklaffen von Deckenfeldern, Auswaschungen, Karrenbildungen, trichterförmige Kolke, Rutschungen und Setzungen sind die weitere Folge des immer stärker und schneller um sich greifenden Zerstörungsprozesses (4). Ursache waren aber zunächst nur feinste Haarrisse und

undichte Stellen an der Dammkrone oder in der Decke (Fugen im Pflaster oder Betondecke), die nicht beachtet wurden, die aber genau wie bei Damnbrüchen riesenschnell zur Katastrophe führen können. Nebenstehende Abb. 161—165 vermitteln einen deutlichen Überblick über die Gefahren, die einem Damm, einer Decke und schließlich dem



Abb. 163. Die Dammitte wird von den Schäden der Dammschulteretzungen in Mitleidenschaft gezogen.



Abb. 164. Undichte Rohrleitung für Deckenarbeiten führt zur Auflockerung der Dammschulter.

Verkehr unter diesen Verhältnissen drohen können. Diese Gefahren können aus Unachtsamkeit vergrößert werden. Z. B. kann ein Damm ursprünglich einwandfrei verdichtet sein. Durch schlecht abgedichtete Rohrleitungen beim Deckenauftrag (Abb. 164) tritt Wasser aus und weicht die Dammschultern auf. Der Damm baucht sich auf und kommt niemals mehr zur Ruhe. Es bilden sich u. U. Rutschflächen, der Damm blättert und rutscht an den Schultern schalenförmig ab. Dringt in solche Rutschflächen Wasser, dann kann der Damm im Laufe der Zeit förmlich auseinanderschwimmen. Ähnliche Gefahren entstehen dann, wenn die Deckenarbeiten während des Winters unterbrochen wurden und die Koffer für die Randstreifen ein Bett für das abströmende Oberflächenwasser bilden. Liegt der Damm in einem solchen Fall in der Neigung oder in der Kurve, dann konzentriert sich der Wasserangriff auf eine einzige Stelle, den Tiefstpunkt, und die Zerstörung geht viel rascher vor sich. Befindet sich noch ein Bauwerk, überschüttet mit einem nur wenige Meter hohen Damm, in einer



Abb. 165. Dammschultersetzung und Auswaschung an der Überschüttung von Bauwerken.

solchen Dammstrecke, dann ist die Gefahr besonders groß. Diese niedrigen Dämme wandern erfahrungsgemäß infolge ungenügender Abstützung des Dammfußes am Bauwerk nach außen, wobei Resonanzerscheinungen der Verkehrserschütterungen an dem Bauwerk diesen Vorgang beschleunigen (abscherend wirkende Schiebewellen) und ebenfalls zu einer Verkehrsgefährdung führen (Abb. 165).

### 5. Die Gefahren des Mittelstreifens.

Der Mittelstreifen bedeutet unter Umständen an den Dämmen aus pseudofesten Gesteinen eine latente Gefahr. Sie ist um so größer, je breiter und tiefer ein solcher Mittelstreifen mit wasseraufsaugendem, lose geschüttetem Humus ausgefüllt wird. Durch den Humus dringt Nässe in den Damm, insbesondere wenn die Dammkrone aus pseudofesten, bindigen Böden besteht, die durch den Verkehr sehr stark erschüttert bzw. beansprucht sind. Der Koffer ist deshalb vor seiner Verfüllung stets in einem einwandfreien Zustand zu halten. Wasser darf sich darin nicht ansammeln oder stauen. Es ist sofort und wirkungsvoll abzuleiten. Vor der Verfüllung

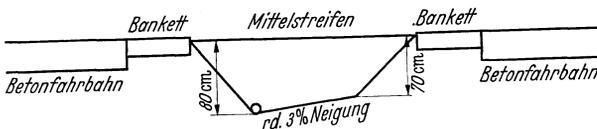


Abb. 166. Anlage des Mittelkoffers mit Quergefälle und Dränagenleitung.

Wasser durch Querdränagen nach außen oder zur Kurvenentwässerung ableiten müssen. Durch Horizontaltaflachbohrer können sie gegebenenfalls nachträglich noch eingebaut werden. Auch in geraden Strecken muß für einen ungehinderten Wasserabfluß durch entsprechende Ausbildung des Kofferquerschnittes, vor allen bei tiefen Koffern und der Oberfläche des Mittelstreifens (Abb. 166) gesorgt werden. Der Mittelstreifen muß überhöht und mit einem ein- oder beiderseitigem Gefälle von etwa 1 : 6 zur beschleunigten Ableitung des Niederschlagswassers, insbesondere des Schneewassers, ausgeführt und mit Bordsteinen eingefast werden. Vor allem darf der Koffer nur 20 cm bis höchstens 30 cm tief mit Humus ausgefüllt werden. Schnittgerinne im Damm, insbesondere bei Kurvenstrecken, sind mit Zementmörtel oder Bitumen zu verfugen. Sie müssen absolut wasserdicht sein, denn jede Nässe, die durch die Fugen eindringt, arbeitet und zwar zunächst unsichtbar, bis eines Tages plötzlich schwere Schäden auftreten. Ebenso müssen etwaige Kabelkanäle an Dammschultern dicht sein oder zweckmäßigerweise außerhalb des Dammes verlaufen.

### 6. Schutzmaßnahmen.

Folgende grundsätzliche und weitere Gegenmaßnahmen sind bei den soeben skizzierten Verhältnissen anzuwenden:

1. Ungehinderte, störungsfreie und beschleunigte Ableitung von Niederschlagswasser (auch Schneewasser), gegebenenfalls durch Schnittgerinne, insbesondere bei undichten Rohrleitungen über die Böschungen bis an den Dammfuß hinab, ganz besonders dann, wenn die Decke noch nicht oder nur unvollständig aufgebracht ist, um Kolke und trichterförmige Ausspülungen an nicht mit Rasensoden abgedeckten Dammschultern zu verhindern.

2. Aufbringen von Rasensoden auf die Dammschultern bis mindestens über

den Böschungrand an allen Dämmen aus wasserempfindlichen Massen, ohne daß die Rasensoden jemals über die Fahrbahndecke hinausragen dürfen (Abb. 167).

3. Gegebenenfalls Verbreitern der leichtbefestigten Randstreifen bis unmittelbar an den Böschungrand oder teilweise Fortführung unter der Humusdecke, wobei der Randstreifen fest mit der Fahrbahn, z. B. bei Betondecken, verankert werden muß (Abb. 168).

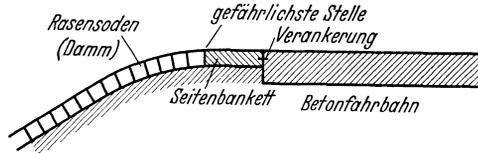


Abb. 167. Bekämpfung der Dammschulderschäden; Verankern und Andecken von Rasensoden.

4. Tägliche, zumindest mehrmalige wöchentliche Kontrolle des Damms auf etwaige Undichtigkeiten, Risse und Öffnungen an den Fugen und Dammschultern und sofortige nachhaltige Abdichtung.

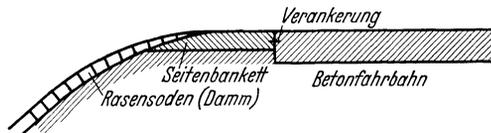


Abb. 168. Verankerung, Verbreitern der Seitenbanketts, Andecken von Rasensoden.

5. Die Humusandekung ist auf

Dammschultern und dem Mittelstreifen auf ein Mindestmaß zu beschränken (20 cm).

Zusammenfassend kann gesagt werden:

Das Wasser bzw. die wiederholten Veränderungen des Wassergehaltes und deren Folgen auf den Boden (Erweichen, Trocknen, Erhärten, Schrumpfen und Gefrieren) sind die hauptsächlichsten Gefahrenmomente für die Sicherheit des Damms, nicht allein während des Dammbaus, sondern vielmehr noch nach dem Bau, da dann der Damm leider oft als fertiges Bauwerk nicht mehr die gebührende Pflege und Beachtung erfährt: Der Damm ist ja „abgenommen“ und „übergeben“. Die Abrechnung ist erfolgt.

Es ist eine unerläßliche Forderung, daß alle mit der Straßenaufsicht betrauten Personen (Straßenmeister) sich durch dauernde Kontrolle über den jeweiligen Zustand der wetterempfindlichen Dammstellen, der Dammschultern, überzeugen und alle feinsten Rutschungen, Risse, Lücken oder Setzungen in den Fugen von Decken sofort und wirkungsvoll beheben.

Dammschäden infolge innerer Ursachen, d. h. schlechten Aufbaues im Damm sind stets technische Unterlassungssünden und sollten genau so gehandelt werden, wie ein Verstoß gegen die anerkannten Regeln der Baukunst. Es ist unbedingt möglich, den schädlichen und gefährlichen Wassereinfluß während und nach dem Dammbau durch entsprechende, bereits ausführlich besprochene Maßnahmen wirkungslos zu machen oder zumindest gefahrlos abzuschwächen und so dem wetterempfindlichsten Bauwerk des Kunstbaues, dem Erddamm, eine lange Lebensdauer und Standfestigkeit zu sichern.

## Zehnter Abschnitt.

### Die Beziehungen zwischen Damm und Untergrund.

#### Grundsätzliches.

Für die Schüttung eines Damms ist es im Sinne der anerkannten Regeln der Baukunst eine unerläßliche Forderung, sich vor dem Baubeginn über die Sicherheit und Beschaffenheit des Baugrundes ein klares und eindeutiges Bild an Hand von Bodenaufschlüssen, Bohrungen oder Schürfen zu verschaffen und danach zu-

nächst die Frage zu prüfen, ob der Damm von einer bestimmten Größe auf diesen Baugrund geschüttet werden kann, ohne daß dadurch die Sicherheit des Dammes durch etwaige Rutschungen (Grundbruchgefahr) oder unterschiedliche oder größere Setzungen gefährdet werden kann.

Somit ist die Untersuchung des Baugrundes nach neuzeitlichen, ingenieur-geologischen Gesichtspunkten eine unerläßliche Forderung.

Die Beziehungen zwischen Damm und Untergrund können sehr verschieden sein und lassen sich, wie der Boden selbst, nicht normalisieren. Doch gibt es besondere Kennzeichen des Untergrundes, nach denen man den Einfluß auf die Standsicherheit des Dammes beurteilen kann. Im folgenden sind einige grundsätzliche Bodenverhältnisse dargestellt, die die Sicherheit eines Dammes beeinflussen.

### 1. Die Gesteinszusammensetzung.

Der Untergrund kann bestehen aus:

- a) festen Gesteinen:
  - a 1. richtungslos zusammengefügt, kompakten, festen Gesteinen,
  - a 2. losen, festen Gesteinen;
- b) pseudofesten Gesteinen:
  - b 1. geschichteten Gesteinen,
  - b 2. erdigen Gesteinen;
- c) organischen Stoffen oder Mischungen von organischen und anorganischen Massen.

Diese Gesteinsverhältnisse können im einzelnen wieder beeinflußt werden:

- 2) durch die Tektonik und Sedimentation,
- 3) durch die Gefügefestigkeit,
- 4) durch die Bodenwasserverhältnisse.

### 2. Tektonik und Sedimentation.

Die räumliche Anordnung der Gesteine gerade der unter b und c angeführten Massen infolge der besonderen Vorgänge bei der Ablagerung (Sedimentation) und durch gebirgsbildende Prozesse (Faltung, Pressung, Zerquetschung) nach der Ablagerung ist für die Sicherheit des Dammes von entscheidender Bedeutung, da die Scherfestigkeit nach verschiedenen Richtungen verschiedene Werte besitzt und dieser Unterschied sich unter Einfluß der Dammlast und Lage des Dammes noch verstärken kann.

### 3. Die Gefügefestigkeit.

Alle Gesteine: Steine und Böden, besitzen eine bestimmte entstehungs- geschichtlich bedingte Gefügefestigkeit. Diese wechselt bei den unter b genannten Gesteinen mit der Richtung des Lastangriffes. Sie kann sich gleichmäßig verändern in Richtung und nach zeitlichem Ablauf und ist hier von der Art und Weise sowie Richtung der Belastungssteigerung abhängig.

### 4. Die Bodenwasserverhältnisse.

Je nach Zusammensetzung, Ablagerungsbedingungen, Gefügebau, Strukturformen und chemischem Aufbau der einzelnen Bestandteile (Quarzsand oder Ton) kann ein Boden mehr oder weniger Wasser enthalten und binden. Aber auch die

Verteilung des Wassers im Boden kann sehr verschieden sein. In geschichteten Steinen zirkuliert Wasser auf Schichtflächen, Spalten, Rissen, Klüften. In erdigen Massen ist es mehr oder weniger gleichmäßig um die feinsten Bestandteile als Wasserfilme oder als Porenwasser gebunden. An diesen Gesteinen hängen die Gleichgewichtsverhältnisse, von einer bestimmten Korngröße beginnend, sehr stark von dem jeweiligen Wassergehalt ab. Diese verschiedenen Wassergehalte bestimmen das Maß der Scherfestigkeit des Untergrundes in Abhängigkeit von der Belastung des Dammes und der Lage des Dammes zu diesem Untergrund.

### 5. Die Gefahren des Untergrundes.

Die Gefahrenquellen befinden sich entweder im Untergrund gleichmäßig verteilt (lose Massen) oder sind auf bestimmte Zonen und Flächen im Untergrund oder auch an der Oberfläche (geschichtete Gesteine) beschränkt. Sie finden sich nicht nur unter Damfstrecken, sondern treten ebenso oft, und zwar die Rutschungen am häufigsten, in Einschnittsstrecken auf, worauf nur beiläufig hingewiesen sei.

Die Gefahren kann man einteilen nach:

- a) Rutschgefahr,
- b) Ausquetschgefahr,
- c) Setzungen (gleichmäßige oder ungleichmäßige),
- d) tektonische Gefahren.

### 6. Die Sicherungsmaßnahmen.

Sie dienen dazu, die Gefahren im Untergrund rechtzeitig zu beheben. Sie stützen sich auf die Vorarbeiten im Feld an Ort und Stelle und werden ergänzt durch die bodenphysikalischen Untersuchungen in der Prüfstelle. In den folgenden Ausführungen sollen die kurz skizzierten Beziehungen grundsätzlich besprochen werden, wobei das Gewicht auf die wechselnde stoffliche Ausbildung des Baugrundes gelegt wird.

### 7. Anorganischer Untergrund.

#### a) Die festen Gesteine.

a1. Geschlossener, kompakter Fels: Granit, Syenit, Gneis usw.

Diese Steine bilden einen einwandfreien Baugrund. Er ist nicht verformbar und deshalb nicht nachgiebig. Je nach der Beschaffenheit des Geländes, stark oder wenig oder auch gar nicht geneigt, macht sich bei einer Geländeneigung von 10%

und mehr eine gewisse Verzahnung zwischen Untergrund und Damme notwendig, um die Berührungsflächen zwischen Damme und Untergrund scherfest zu gestalten (Abb. 169).

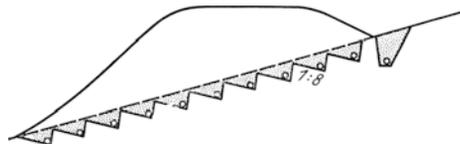


Abb. 169. Sicherung des Dammfußes bei geneigtem Gelände durch Verzahnungen mit dem Untergrund.

a2. Lose, feste Gesteine (ohne Grundwasser).

Alle losen, festen Gesteine (Kiese, Sande usw.), die nicht dem Einfluß von Grundwasser unterliegen, geben einen guten Untergrund ab, der keine Gefahren

für die Sicherheit des Dammes befürchten läßt. Verzahnen ist wie unter a) ratsam. Diese Massen, insbesondere feinen Sande, sind bei niedrigen Dämmen unter reichlicher Wasserzugabe zu verdichten, das gilt übrigens auch für Einschnittsstrecken in diesen Böden, und zwar unmittelbar vor Deckenauftrag, um eine nachträgliche, die Decke gefährdende Verlagerung des Sandes zu verhindern.

### a3. Lose, feste Gesteine (mit unveränderlichem Grundwasserauftrieb).

Hierher gehören alle im Wasser unlöslichen, durch den Grundwasserauftrieb im schwimmenden und schwebenden Zustand befindlichen anorganischen Gesteine, die gewöhnlich als Fließ-, Trieb- oder Schwemmsand bezeichnet werden. Diese Gesteine füllen in wechselnder Zusammensetzung Talmulden und Flußauen nacheiszeitlicher Flüsse aus. Schüttet man einen Damm darauf, dann muß man das Grundwasser in Schleusen (Sickerleitungen) oder auch Dränagen, bei quellenreichen Talsohlen, fassen und ableiten. Diese aufgelockerten Massen setzen sich unmittelbar unter Dammlast. Eine zusätzliche Sicherung erübrigt sich im allgemeinen. Nur bei einseitiger Belastung: Durchqueren des Tales unter einem spitzen Winkel, empfiehlt es sich, zunächst für eine gründliche Entwässerung zu sorgen und dann auf diese Stellen den Damm zuerst und vorsichtig zu schütten. Das Gleichgewicht im Untergrund stellt sich dann nach Maßgabe der wachsenden Dammlast unmittelbar ein, Setzungen wirken nicht nach. Die im schwimmenden Zustand verlorengegangene Scherfestigkeit wächst proportional der Dammlast. Muß z. B. ein Teich durchquert werden, dann dürfen nur feste Gesteine geschüttet werden. Eine Verdichtung ist erst bei angemessener Dammhöhe über dem Wasserspiegel möglich. Die Schüttung der im Wasser befindlichen Teile erfolgt als Vorkopf- oder Seitenschüttung.

### a4. Lose, feste Gesteine (mit stark schwankendem Grundwasser).

Es handelt sich bei diesem Beispiel um die am Meeresstrand oft zu beobachtenden Setzungsfleißerscheinungen, die durch plötzliche Grundwasseränderungen hervorgerufen werden (26). Diese Verhältnisse dürften im Binnenlande sehr selten vorkommen, da hier kein Gezeitenwechsel auftritt, wenngleich an Gebirgsseen sich der Wasserspiegel jahreszeitlich bedingt stark senken und heben kann und auch dadurch einen gewissen Einfluß auf leichte Dämme (z. B. aus Schlacken) in der Nähe ausübt.

## b) Die pseudofesten Gesteine.

### b1. Die geschichteten Gesteine.

An den ungeschichteten, massigen oder losen, festen Gesteinen kann man von keiner bestimmten, die Güte des Baugrundes bedingenden Tektonik sprechen. Dagegen spielen an den pseudofesten, geschichteten Gesteinen, insbesondere den erhärteten Schiefen und schiefrigen Tonen und ähnlichen Gesteinen, die tektonischen Verhältnisse, d. h. die Art und Weise, wie die Gesteine durch gebirgsbildende Kräfte aus ihrer ursprünglichen horizontalen Ablagerung verändert, aufgefaltet, aufgelockert, gepreßt und zertrümmert sind, eine ganz überragende Rolle, und zwar ist die Beschaffenheit des Geländes, die Dammlage und die Richtung des Lastangriffes von großer Bedeutung.

Liegen die Gesteine horizontal im ebenen Gelände oder auch steil aufgefaltet,

dann besteht keine Gefahr für den Damm, ganz gleichgültig, ob die Gesteine stark gestört, aufgelockert, unterschiedlich mit tonig-lettingen Rutschflächen, Verwerfern oder Rutschzonen durchsetzt sind, ob sie aus verschiedenen Gesteinslagen fester und weicher Beschaffenheit zusammengesetzt sind und ob schließlich Spaltenwasser vorhanden ist und in Quellen zutage tritt.

Diese Verhältnisse verändern sich insofern bei gleichen Voraussetzungen bzw. Annahmen, wenn das Gelände stärker als etwa 10 % geneigt ist. Dann können sowohl Gefahren im Untergrund wie am Dammfuß entstehen.

**α) Tektonische Einflüsse.** Verläuft der Damm parallel zum Hang, dann ist die größte Sicherheit vorhanden, wenn die Schichten gegen den Hang einfallen. Fast ebenso günstig liegen die Verhältnisse bei quer zur Achse verlaufenden Schichtenstrecken oder horizontaler Lagerung. Dagegen können beim Übergang vom Damm zum Einschnitt (Überqueren von Tälern) Gefahren an diesen Übergangsstellen sich ausbilden, besonders dann, wenn die Tektonik durch Staffelbrüche und Verwerfersysteme mit Rutschflächen stark gestört ist. Bei gleichfälligem, mit der Geländeneigung streichendem Schichtenverband kann jede Schichtfläche durch

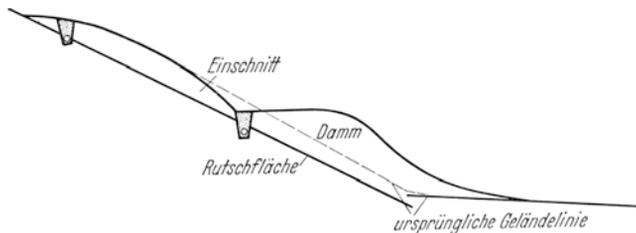


Abb. 170. Ohne Abfangen des Sickerwassers und Durchschneiden der Rutschschicht durch Tiefensicker besteht keine Sicherheit für den Damm.

späteren Wasserzutritt allmählich eine Rutschfläche bilden, da die Gesteine ja nicht unveränderlich fest, sondern nur pseudofest sind. Diese Bodenverhältnisse sind eingehend zu klären: Der Verwitterungszustand, die Gesteinszusammensetzung, das Auftreten von Hangwasser, vor allem im Frühjahr, geben einen allgemeinen Anhalt zur Beurteilung dieser Gefahr. Bei Vorhandensein von Schichtenwasser ist der Baugrund zu sichern. Folgende Sicherungsmaßnahmen müssen je nach den Verhältnissen erwogen oder auch durchgeführt werden:

**β) Sicherheitsmaßnahmen.** Verzahnung von Dammfuß mit Untergrund (Abb. 169). Breitflächige, tief in den Untergrund einschneidende, unter 1:8 gegen die Horizontale geneigte Stufen, deren Tiefe und Breite im einzelnen von dem Grade der Zersetzung, Festigkeit des Gesteins und Dammhöhe (Last) abhängt und unter Umständen 2 m und mehr betragen kann, sind in angemessenen Abständen anzulegen. Sie sind mit Dränageröhren zu versehen, die filterförmig ummantelt werden müssen, um etwaiges zusetzendes Hangwasser auf schnellstem und sicherstem Wege abzuführen und eine Ausbildung von Rutschflächen an diesen Stellen zu verhindern.

Ist durch genügend tiefe Schürfen oder Bohrungen eine unter dem Damm durchstreichende tonige Rutschschicht mit oder ohne Wasserführung festgestellt worden oder auch nur bei einseitiger Dammschüttung vorhanden, dann muß, um eine Böschungsrutschung (Abb. 170) oder auch Dammrutschung zu verhindern,

oberhalb des oberen Böschungsrandes oder Dammfußes ein Tiefensicker angelegt werden, der etwaiges, auch nur jahreszeitlich bedingt auftretendes Sickerwasser wirkungsvoll und sicher von Bahn und Damm abhält. Die Rutschgefahr tritt dann auf, wenn der hydrostatische Überdruck die geringe Scherfestigkeit der



Abb. 171. Aufschlitzen des Hanges zur Beseitigung der Rutschgefahr. Der Mann zeigt auf die Rutschschicht.

den kann aber auch durch die gefügezerstörenden Verkehrserschütterungen ausgelöst werden. Falls die Gefügefestigkeit des Schichtenverbandes zu gering ist und die breitflächigen Verbindungsstufen keine ausreichende Sicherheit gewährleisten, dann muß man den Untergrund entweder aufschlitzen (Abb. 171)



Abb. 172. Breite Stützmauer im Trockenmauerwerk als Sicherung gegen Rutschung.

Gleitschicht überwindet, u. U. bereits während der Schüttung, wenn die Auflast größer wird als die Scherfestigkeit. Unter diesen Verhältnissen kann ein Damm ohne gleichzeitige Sicherung die vorhergesehene Höhe nicht erhalten. Im Frühjahr nach Frostaufgang ist diese Gefahr besonders groß. Es braucht ein Damm nicht durchgängig auf dieser Schicht zu liegen. Es kann auch bei teilweisem Geländeeinschnitt zu einer derartigen Gefährdung des Dammes kommen. Der Scha-

den kann aber auch durch die gefügezerstörenden Verkehrserschütterungen ausgelöst werden. Falls die Gefügefestigkeit des Schichtenverbandes zu gering ist und die breitflächigen Verbindungsstufen keine ausreichende Sicherheit gewährleisten, dann muß man den Untergrund entweder aufschlitzen (Abb. 171) und mit Steinpackungen aussetzen oder auch durch Stützmauern zu sichern versuchen (Abb. 172). Stützmauern dienen auch zur Sicherung der Böschungen, wenn ein Damm wegen Raumbeschränkung nicht durchgängig mit einer bestimmten Böschung ausgeführt werden kann.

Bei diesen Maßnahmen kommt es letzten Endes darauf an, die hydrostatischen Verhältnisse im Boden zu beruhigen bzw. auszugleichen.

## b2. Untergrund aus geschichteten, wenig verfestigten, pseudofesten Gesteinen (z. B. Letten, Schiefertone, Knollenmergel, Opalinustone, Ornatentone).

Bei horizontalem Geländeverlauf besteht keine Gefahr für einen Damm, nur bei geneigtem Gelände mit mehr als 10 % Gefälle können sich in Übereinstimmung zu obigen Ausführungen, nur noch viel plötzlicher und unangenehmer,

Schäden durch Rutschungen einstellen. Infolge der geringeren Scherfestigkeit und größeren Wasserempfindlichkeit sind dies die gefährlichsten Böden überhaupt. Bereits der Verlauf der Geländelinien weist auf die wenig standfesten Eigenschaften dieser Gesteine hin. Die Geländelinien sind dann ausgesprochen sanft, z. B. im Rotliegenden Sachsens. Andererseits täuschen die diagenetisch verhärteten, in Wirklichkeit aber durch zahlreiche mikroskopisch feine Risse völlig durchsetzten Tonböden einen festen Untergrund vor, der durch Wasserzutritt sehr rasch seine Festigkeit einbüßt. Geringe Erschütterungen können die Festigkeit völlig vernichten. Diese Gesteine müssen genau untersucht werden. Schmierschichten und örtliche feuchte Stellen bilden einen Anhaltspunkt, wo und in welchem Umfange mit Rutschungen und Abscheren zu rechnen ist. Im übrigen gelten dieselben Sicherheitsmaßnahmen, wie sie unter b1  $\beta$  angegeben wurden, nur noch in stärkerem Umfange. Gegebenenfalls müssen Stützmauern zur Verflachung der oberen Dammböschungen mit tiefer Gründung ausgeführt werden, um überhaupt eine feste Verstützung und Verbindung mit dem Untergrund zu bekommen. Grundwasser und Sickerwasser als der größte und schädlichste Einfluß muß auf jeden Fall wirkungsvoll abgeleitet werden. In welchem Umfange die Sicherungsmaßnahmen durchzuführen sind, muß in jedem Einzelfalle geklärt werden.

### b3. Ungeschichtete, erdige Böden (ohne Grundwasser).

Bei diesen vielfach im steifplastischen Zustand vorliegenden Massen (z. B. sog. Stocklehm) fehlen in der Regel ausgesprochene Rutschflächen. Diese Massen sind mehr oder weniger richtungslos gleichförmig zusammengesetzt und können dann ebenso wie die losen Gesteine behandelt werden. Dagegen ist der Untergrund darauf zu untersuchen, ob darunter geschichtete Gesteine mit Rutschflächen auftreten. In diesem Falle sind die bereits besprochenen Sicherheitsmaßnahmen durchzuführen. Diese Böden sind, besonders nach Frostaufgang und gleichzeitig niedrigen Dämmen vor der Dammschüttung abzurammen.

### b4. Aufgelockerte, weiche Böden (stationäres Grundwasser).

Meist sind es die unter Grundwasserauftrieb stehenden, in Talmulden und natürlichen Senken abgelagerten, schluffigen, tonreichen Böden, d. h. Gesteine mit hohem Wasserbindevermögen, die Wasser schwer abgeben. Sie befinden sich in einem sehr labilen Gleichgewicht und somit sind sie sehr empfindlich gegenüber angreifenden Kräften. Das Gleichgewicht im Boden stellt sich je nach der Mächtigkeit, Durchlässigkeit und der zeitlichen Steigerung der Dammlast sehr verschieden ein. Gefahrenlose Beruhigung des Untergrundes ist Voraussetzung für das Gelingen des Dammbaus. Dies ist nur möglich, wenn Wasser Zeit und Gelegenheit hat zu entweichen (S. 38).

Es darf nicht der Zustand eintreten, daß die Last von der Wassergruppe aufgenommen wird, da dann sofort die Scherfestigkeit kleiner und der Damm gefährdet wird. Die Gefahren und Veränderungen im Boden (Setzungen, Ausquetschungen oder Grundbruch) beruhen nur auf dem Überschuß an Bodenwasser. Besonders gefährlich sind diese Massen, wenn sie sich unter hydrostatischem Überdruck oder in einem fließnahen bis flüssigen Zustand befinden. Ein Abrammen des Bodens kann in einzelnen Fällen empfehlenswert sein, insbesondere nach Frostaufgang.

Wie der Setzungsverlauf sich unter der Dammlast abspielt, nach Betrag und zeitlichen Verlauf, muß im einzelnen für kritische Dammstellen im Bodenverdichtungsapparat durch genaue Voruntersuchungen geklärt werden. Danach richtet sich die Gestaltung des Dammbaues im einzelnen, in der Folge der zeitlichen Laststeigerung, in der Sicherung gegen Ausquetschung (durch Seitenbankette) oder auch in der Beschleunigung der Setzungen durch zwischenzeitliche Überhöhung der Dammschüttung. Die Kunst des Dammbaues beruht hinsichtlich der Setzungen darin, daß sowohl der Damm in sich setzungsfrei ausgeführt wird und gleichzeitig die Setzungen im Untergrund beendet sind. Daraus ergibt sich die besondere Schwierigkeit des Dammbaues als Kunstbauwerk. Meist gelingt es bei den neuzeitlichen Dämmen, den Damm setzungsfrei auszuführen, so daß nachträgliche Setzungen und Straßensenkungen auf das Verhalten des Untergrundes zurückzuführen sind.

Die Mitwirkung baugrundtechnisch geschulter Fachkräfte ist bei diesen Untersuchungen zur Verhütung kostspieliger Schäden oder auch teurer unzulänglicher Maßnahmen unerlässlich.

Durch Pegelmessungen kann der Setzungsverlauf in allen zeitlichen Phasen des Dammbaues im Untergrund lückenlos beobachtet und danach der Baufortschritt gestaltet werden. In den Abb. 145—147 S. 144 sind neben den eigentlichen Dammsetzungen die Setzungen im Untergrund mit angegeben. Zum genaueren Studium dieser in ihrer Art erstmaligen Beobachtungen über die Setzungen im Untergrund und im Damm während und nach der Dammbauzeit wird auf die Arbeit des Verfassers im Straßenbau (1936, Heft 21—23) hingewiesen.

Wie man durch Vorversuche die Setzungsfrage und damit die zweckmäßige Gestaltung des Dammbaues erforschen kann, so läßt sich auch durch Scherverversuche die Rutschgefahr klären. An rutschgefährlichen Böden besteht stets Rutschgefahr bei zu rascher Dammschüttung, da sich das Gleichgewicht im Boden — Auspressen von überschüssigem Wasser — in der Regel sehr langsam einstellt. Bei einseitiger Belastung, insbesondere bei ungleichmäßiger Ausbildung des Baugrundes, können bei kurzen Dammstrecken Spundwände, z. B. beim Anschneiden oder Durchqueren von kleineren Teichen, zur Sicherung gegen Ausquetschen empfohlen werden. Man kann bei geringem Umfang (Ausdehnung und Tiefe) derartige Massen ausheben. Die Beseitigung ist zwar das beste, aber auch das teuerste Mittel. Davon sollte nur dann Gebrauch gemacht werden, wenn andere Maßnahmen, wie Spundwände oder Verdrängen, keinen Erfolg versprechen. Aushub von schlechten, weichplastischen Massen kommt außer bei Teichen, kleinen Seen auch bei Flußläufen in Frage und war noch vor dem Einführen des Sprengverfahrens an beweglichen Massen das einzige Mittel, um größere Dammschüttungen zu sichern. Bei weichem, nicht zu nassem Untergrund sollte man stets in den Boden Steine einrammen (durch mittelschwere Rammen), um den Boden zu „verdichten“ und um eine gleitsichere Verbindung mit dem Dammfuß herzustellen. Das Verfahren früherer Zeiten, durch seitliches Aufschlitzen des Untergrundes an den Dammböschungen und Verfüllen mit Kies oder felsigen Massen, die Setzungen zu beschleunigen bzw. in kürzester Zeit zu beruhigen, wird neuerdings wegen des zweifelhaften dauernden Erfolges und der hohen Kosten fast nicht mehr angewandt.

Da dieser Baugrund für die Dammschüttung unter den anorganischen Böden

der unangenehmste und in Flußtälern durchaus sehr häufig ist, sei kurz zusammenfassend betont, daß die Sicherheitsansprüche und die erforderlichen Sicherheitsmaßnahmen sich von Fall zu Fall ändern, daß aber vornehmlich zwei Vorarbeiten geleistet werden müssen: Der Baugrund muß an Ort und Stelle planmäßig geologisch untersucht werden. Mit Hilfe eines engmaschigen Untersuchungsnetzes von Schürfen oder Bohrungen muß die Ausbreitung, Mächtigkeit, Grundwasserführung der nachgiebigen Bodenschicht und die Ausbildung und Beschaffenheit des tieferen Untergrundes klargelegt werden. Der Abstand der Schürfen, die zweckmäßigerweise in der Achse der Trasse und beiderseits an den Dammböschungen in Abständen von 10—50 m angelegt werden, muß so gewählt werden, daß durch eine größere Anzahl von Querprofilen ein klares Bild über die baugrundegeologischen Verhältnisse erhalten wird. Anschließend müssen die bodenphysikalischen Untersuchungen einsetzen. Der empfindliche Boden muß in der Prüfstelle genau untersucht werden. Kornzusammensetzung, Wassergehalt, Wasserbindefähigkeit, Wasserdurchpreßbarkeit (meist Durchlässigkeit genannt) müssen erforscht werden. Letztere Eigenschaft muß im einzelnen unter wechselnden, den Dammlasten in den verschiedenen Baustadien entsprechenden Laststufen geprüft werden. Dieselben Untersuchungen haben sich auf die Zusammendrückbarkeit zu erstrecken, wobei das Maß und die zeitliche Dauer der voraussichtlichen Setzungen festgestellt werden muß, um bei vorgeschriebenen Baufristen durch entsprechende Überhöhung die Dammlast zwischenzeitlich steigern und dadurch die Setzungen im Untergrund so beschleunigen zu können, daß an dem vorgesehenen Tage die Setzungen ausgeglichen, der Untergrund beruhigt und das Fundament des Dammes stabil geworden ist. Auf Grund dieser Vorarbeiten, die durch bewährte, bodenkundlich geschulte Fachkräfte oder Prüfstellen auszuführen sind, muß dann der Dammbau im einzelnen durchgeführt werden, um so einen festgefügteten, gegen alle Schwächen des Untergrundes gesicherten Damm zu erhalten.

#### b5. Weiche, tiefgründige, großflächige Massen (im schwimmenden oder weichplastischen Zustand).

Bei diesen Untergrundverhältnissen kann man sich, wenn man die Straßenlage nicht verändern kann, was ja in allen gefährlichen Lagen das beste und wirksamste Mittel ist, nur so helfen, daß man den Damm aus leichten Massen (Schlacken) schüttet und durch Seitenbankette aus schweren Massen die Gefahr des Grundbruches vermindert, den Damm somit grundsätzlich stark verbreitert. In jedem Falle muß die Rutschgefahr im Annäherungsverfahren ermittelt werden.

Die Dammschüttung auf aufgeweichten Böden verursacht mitunter dann Schwierigkeiten, wenn man gezwungen ist, auf diesen nassen Untergrund wasserempfindliche Böden, z. B. Lößmassen, zu schütten. Zunächst muß der Untergrund bei sichtbaren Quellen durch Sickerleitungen vorentwässert werden und eine wasserunempfindliche, gleichzeitig kapillarbrechende 30—40 cm starke Schicht aus festen Gesteinen (z. B. Sand oder Kies) aufgebracht werden, dann kann ein Damm aus Löß geschüttet werden, ohne daß eine Gefahr für den Damm besteht. Es läßt sich auf diese Weise sehr viel Geld sparen. In einem Falle wurde auf diese Weise ein mehr als 10 m hoher Damm aus Löß auf eine mehr

als 5 m weiche, nasse Schluffschicht (aus Löß) in einer quellenreichen Talmulde geschüttet, ohne daß irgendein Schaden eintrat und die Dammschüttung behindert wurde.

### 8. Die organischen Böden.

Alle organischen Stoffe treten vor allem Torfmoor, meist nur kurz Moor oder Moorboden bezeichnet, in wechselnder Zusammensetzung mit Faulschlamm oder Holz und viel Pflanzenfasern, aber auch als erdige Massen auf. Diese Stoffe bilden niemals einen zuverlässigen Boden und müssen im neuzeitlichen Straßenbau mit seinen hochempfindlichen Decken sehr sorgfältig untersucht und behandelt werden. Sie treten als Flachlandmoor in mehr oder weniger gleichmäßiger Ausbildung vor allem in Norddeutschland, z.B. zwischen Hamburg und Bremen auf (7). Sie finden sich in Mitteldeutschland vor allem in der Gegend von Berlin und östlich davon in den Erosionsrinnen eiszeitlicher Flußläufe und Kolke als tiefgründige, weiche und ungleichmäßig entwickelte Ablagerungen. Infolge der weichen Konsistenz, der geringen Scherfestigkeit und der Veränderlichkeit (Inkohlung, Verwesung) bildet es bei unterschiedlicher Ausbildung oder großer Mächtigkeit, insbesondere dann, wenn es an der Oberfläche oder unter einer geringen Deckschicht auftritt, eine Gefahr für jeden größeren Damm und jede Verkehrsstraße.

Auf keinem Gebiete der Untergrundbehandlung hat der Bau der Reichsautobahnen so befruchtend und klärend gewirkt, wie gerade beim Moorboden. Auch hier ist unter dem Zwange der Verhältnisse, wie so oft, z. B. bei der Verdichtung, die beste und wirtschaftlichste Lösung gefunden worden. Alte Verfahren der Untergrundsicherung, wie seitliches Aufschlitzen, sind stark zurückgetreten. Das Sprengverfahren ist eingeführt worden und hat sich in ungeahntem Maße bewährt (5, 6). Es ist soweit entwickelt, daß man hier keine Spezialfirmen mehr dafür benötigt, d. h. man kann die Beseitigung des Moores der Erdbaufirma übertragen und hat die Gewähr, daß es sachgemäß entfernt wird (9).

Je nach der Dammhöhe, Moortiefe, Mächtigkeit und Ausbildung kann man folgende Maßnahmen durchführen:

- a) Belassen, b) Aufschlitzen, c) Umwühlen, d) Entfernen, e) Sprengen.

#### a) Belassen des Moores.

Man läßt das Moor dann im Untergrund, wenn keine Gefahr für die Decke und Damm zu befürchten ist (5). Es kommen folgende Fälle in Betracht: Das Moor ist wenig, etwa 2 m, mächtig und wird von einer tragenden Schicht bedeckt. Wenn das Moor durch die Dammschüttung während der Bauzeit oder bis zum Deckenauftrag vollständig zur Ruhe kommt, d. h. wenn keine schädlichen Nachsetzungen zu befürchten sind, dann besteht kein Anlaß, die kostspieligen Aushubarbeiten vornehmen zu lassen. Der Damm ist in diesem Falle um das erforderliche Sackmaß, unter Umständen bis zu 50% der Moormächtigkeit, zu überhöhen. Insbesondere ist bei weicher bis flüssiger Beschaffenheit, d. h. hohem Anteil an Faulschlamm, eine entsprechende Überhöhung vorzusehen; denn diese Massen werden teilweise ausgequetscht. Die Überhöhung beschleunigt gleichzeitig den Setzungsverlauf.

### b) Seitliches Aufschlitzen des Moores.

Dieses früher fast als alleiniges Hilfsmittel zur Sicherung des Untergrundes angewandte Verfahren tritt immer mehr zurück, da die Kosten für das Aufschlitzen bei wenig standfesten Moormassen zu hoch sind, eine allmähliche Verdrängung und Verschmutzung zu befürchten ist und damit die erwartete Wirkung mit der Zeit ihren Zweck verfehlt. Es kommt eigentlich nur noch bei flachen Mooren unter hohen Dämmen in Betracht, da in anderen Fällen billigere und wirksamere Mittel zur Verfügung stehen. Auch hier ist im Sinne einer beschleunigten Verfestigung auf eine angemessene Überhöhung des Dammes Wert zu legen. Kann man den Setzungsverlauf genau rechnerisch vorausbestimmen und ist man mit dem Deckenauftrag an eine bestimmte Zeit gebunden, dann muß man die Überhöhung, d. h. die Belastung so steigern, daß die Setzung an einem bestimmten Termin im wesentlichen beendet ist.

### c) Umwühlen des Moores.

Der von der Fa. Ratjens-Naumburg verwirklichte Gedanke, durch ein besonderes Gerät wenig tragfähiges, oberflächennahes Moor im Austausch gegen tiefer liegende Sandmassen nach unten unter gleichzeitiger verdichtender Knetarbeit zu bringen, hat sich in der Praxis nicht billiger erwiesen als der Aushub von Moor, wobei letzterer eine bessere Sicherung des Untergrundes bedeutet und deshalb letzten Endes wirtschaftlicher ist.

### d) Aushub der Moormassen (Abb. 173).

Dieses Mittel ist das beste, wirksamste, aber auch teuerste. Es wird deshalb nur auf die Fälle beschränkt, wo mangels anderer Mittel keine erfolgversprechende Sicherung des Untergrundes möglich ist.

Man muß Moorboden (Torf) bzw. Faulschlamm ausbaggern, wenn sie unmittelbar unter der Humusschicht anstehen, nicht mächtiger als etwa 5—6 m ausgebildet und reich an Schwefelkies sind, der eine Betondecke bei seiner Zersetzung zerstören kann. Auch bei schwacher Überdeckung ist der Aushub am zweckmäßigsten. Man kann an Stelle von Greifbaggern, besonders bei größerem Moorkommen, Saugbagger



Abb. 173. Beseitigung von Moormassen beim Kreuzen eines Teiches durch eine Verkehrsstraße.

bzw. Cutta-Schwimmbagger anwenden. Bei letzterem Verfahren werden die Moormassen durch einen Schneidkopf zerkleinert und durch eine Spülleitung mittels Saugkopf in ein Spülfeld gepreßt. Da dieses Verfahren sehr umständliche und teure Vorbereitungen erfordert, ist es — wie angedeutet — nur für größere Moorkommen möglichst weicher Beschaffenheit wirtschaftlich anwendbar.

### e) Das Sprengen von Moormassen.

Dieses in Amerika weitverbreitete Verfahren zur Beseitigung tiefgründiger und unregelmäßig ausgebildeter Moormassen hat in Deutschland durch den Bau der Reichsautobahnen eine große Bedeutung erlangt<sup>1</sup>. Man hat bisher eigentlich nur günstige Erfahrungen damit gemacht. Dabei ist die Anwendung und Durchführung des Verfahrens nicht nach einem bestimmten Schema zu gestalten.

Bei diesem Verfahren kommt es darauf an, daß

1. die Moormassen nahezu restlos unter dem Damm entfernt werden und nicht zu unterschiedlichen Setzungen führen können, somit Damm und Decke gefährden,

2. die Dammschüttung so verläuft, daß eine allmähliche, gleichmäßige Verdrängung durch die Sprengung eingeleitet und erreicht wird,

3. der Damm möglichst so geschüttet wird, daß keine Massen im Moor verloren gehen.

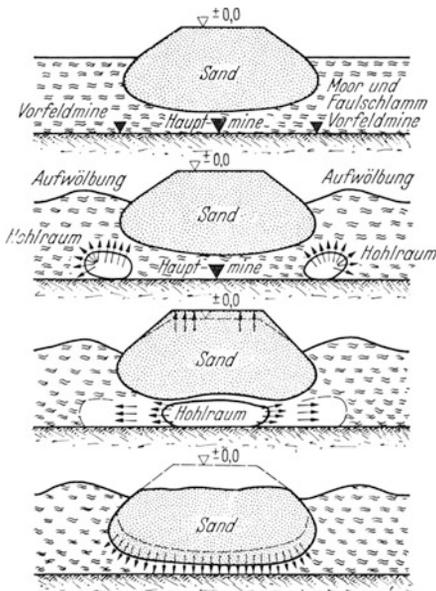


Abb. 174. Schema der Moorsprengung nach USINGER und GARRAS.

sen, erschüttert und hebt den in voller Dammhöhe unter Berücksichtigung der Moorverdrängung überhöht geschütteten Damm um mehrere Meter empor, um ihn dann mit voller Wucht bis auf den festen Untergrund zu setzen, wobei die Moormassen seitlich ausgequetscht werden.

Bei einseitiger Ausbildung, geringer Tragfähigkeit des Moores und teilweiser Hanglage des Geländes kann man das Moor durch allmähliche Verdrängung beseitigen. Dabei wird zunächst ein schmaler Damm vorgeschoben und in einige Meter Breite bis zum Grund abgesenkt, wobei nötigenfalls die seitlich herausquellenden Moormassen, die schließlich ein Gegengewicht zum Damm bilden und das Absinken verhindern können, durch Oberflächensprengungen aufgelockert werden. Je nachdem, ob man den Damm in der Achse oder seitlich parallel zur

<sup>1</sup> Es ist das besondere Verdienst von L. CASAGRANDE, daß das Moorsprengverfahren in Deutschland eingeführt wurde und mit so großem Erfolg angewendet wird.

Achse ausführt, kann man durch ein- oder zweiseitiges Absenken und Verdrängen der Moormassen unter allmählicher ein- oder beidseitiger Verbreiterung des Dammes den Damm bis auf den festen Untergrund absenken.

Nach den Schrifttumsangaben (5, 6 u. 9) verwendet man zum Sprengen Gelandonarit und wählt die Sprengladungen bei Oberflächensprengungen mit etwa 0,25 kg, die durchschnittlich in 3 m Abstand in etwa zwei Drittel Tiefe der verfilzten Moorschicht eingebracht werden.

Bei den Hauptsprengungen werden größere Sprengladungen zwischen 10 bis 100 kg verwendet, die in etwa 7 m Abstand, gelegentlich bis zu 4 m heruntergehend, eingespült werden. Je höher die Dammlast und je tiefer das Moor, um so größer die Ladung, um so geringer die Gefahr von Ausbläsern. Zunächst versuchte man, die Sprengladungen vor der eigentlichen Schüttung einzubringen, dies mißlang aber vielfach. Deshalb wird jetzt ausschließlich das Spülverfahren angewandt, wobei lotartig gestaltete Minenkörper unmittelbar durch einen kräftigen Wasserstrahl bis zum Untergrund eingespült werden. Durch Verwendung der sog. Spüllanze, wobei die Bohrlöcher erst auf die gewünschte Tiefe abgesenkt werden und dann die Sprengladung mit der Spüldüse eingesetzt wird, wurde das Einbringen der Sprengladungen noch verbessert. Es muß darauf geachtet werden, daß bis zum völligen Einbringen der Sprengladung das Bohrloch stets unter hydrostatischem Überdruck steht, damit es nicht vor dem Absenken der Sprengladung zusammenbricht.

*Die Kosten.* Nach den vorliegenden Berechnungen betragen die Kosten durch Sprengen etwa 1 RM/m<sup>3</sup> Moor, während die Aushubkosten sich wesentlich teurer, auf den doppelten bis dreifachen Betrag stellen.

Abschließend kann gesagt werden: Die Beseitigung von Moormassen und Faulschlamm, sowie überhaupt das Vorkommen von Moor bietet im neuzeitlichen Straßenbau keine Schwierigkeiten für die Anlage einer hochwertigen Straße und läßt sich in jedem Falle lösen, ohne daß die Straße grundsätzlich verlegt werden muß.

## 9. Baugrund mit natürlichen oder künstlichen Hohlräumen.

Die Darstellung der Untergrundverhältnisse würde nicht vollständig sein, würden die Einflüsse des Bergbaues auf den Dammbau nicht wenigstens in den größten Zügen gestreift. Schwierigkeiten können eigentlich nur oberflächennahe Hohlräume verlassener Braunkohlentiefbaue oder dolinenartige Auslaugungen in salzreichem Untergrund verursachen. Der Steinkohlenbergbau verursacht weniger gefährliche Erdfalltrichter und Pingen, sondern zieht die Oberfläche meist auf einen größeren Bereich in Mitleidenschaft, in einer Weise, die eine hochwertige Decke selten gefährden kann. An Hand von bergamtlichen Grubenrissen ist der Verlauf und die Ausdehnung der Hohlräume zu klären oder der Untergrund ist durch ein engmaschig angelegtes Bohrnetz abzutasten und festzustellen, inwieweit der „Alte Mann“ verbrochen ist und Hohlräume auftreten, die dann am besten zugespült werden, falls es sich nicht ermöglichen läßt, den bergbaulich betroffenen Geländeabschnitt zu verlassen und unter einem Sicherheitswinkel von mindestens 45° wenigstens an der Grenze entlangzugehen. In Salzgebieten ist bei einigermaßen tragfähigen, salzfreien Schichten von etwa 10 m Mächtigkeit an mit einer weitgehenden Druckverteilung zu rechnen, so daß größere, nachteilige Senkungen



des Untergrundes und des Dammes nicht zu befürchten sind, vor allem wenn die Schichten eine gewölbeartige Verspannung aufweisen.

Immerhin muß auch hier, wie überall bei der Erforschung des Untergrundes und auf allen Teilgebieten des Dammbaues, eine eingehende, rechtzeitig einsetzende und gewissenhaft durchgeführte bautechnisch-bodenkundliche Vorarbeit geleistet werden, um alle Baugrund- und Baustoffverhältnisse vor der Ausführung genau zu übersehen, in die Planung einzubeziehen und danach die Bauarbeiten gestalten zu können, damit der Damm einwandfrei ausgeführt wird und schließlich als ein wahres Kunstbauwerk auf Grund eingehender Verflechtung bodenkundlicher Mitarbeit und bautechnischer Gestaltung fest gegründet dasteht.

## Die Dammbaugeschichte.

Die Dammbaugeschichte ist ein wesentlicher Teilausschnitt des Streckennachweises von Straßenanlagen und enthält alle Aufzeichnungen, die die Einzelheiten des Dammbaues von seinem Beginn bis zur Vollendung klar und übersichtlich darstellen und somit ein lückenloses Bild seiner Entstehung vermitteln (vgl. S. 125). In dieser Dammbaugeschichte sind nicht nur die stofflichen Verhältnisse des Dammes, sondern auch des Untergrundes, ferner alle bodenphysikalischen Untersuchungsergebnisse, alle besonderen Sicherungsmaßnahmen, wie Einbau von Filterschichten, kurzum alle den Erdbau, die Sicherung, Verfestigung und Überwachung betreffenden Angaben enthalten, so daß bei evtl. Schäden daraus die Ursache in ihren letzten Wirkungen ohne weiteres erkannt und die Fehlerquellen abgeleitet werden können. Es enthält einen kurzen Hinweis über die wichtigsten Angaben der Deckenbefestigung. Nebenstehende Abb. 175 soll ein Beispiel dafür geben, wie man in einfacher und doch übersichtlicher Form eine Dammbaugeschichte darstellen kann.

Die Dammbaugeschichte ist eine unerläßliche Forderung, die z. B. auch beim Bau der Reichsautobahnen vollste Beachtung findet; denn es kommt nicht darauf an, daß man baut, sondern „wie“ man baut, d. h. unter welchen Verhältnissen der Damm entsteht. Auf diese Weise wird es gelingen, den Dammbau so zu entwickeln, daß er im Laufe der Zeit im wahrsten Sinne ein Kunstbauwerk bildet; denn diese so gesammelten Erfahrungen geben die Möglichkeit, noch besser und zuverlässiger als bisher Dämme auszuführen.

## Anhang I.

# Erklärung bodenphysikalischer Begriffe des Dammbaues.

**Adhäsion:** Nahkraft, Erscheinung der Oberflächenspannung, Anziehungskraft, gleichbedeutend mit Haften von zwei verschiedenen Stoffteilchen aneinander, z. B. Wasser an Glas.

**Adhäsionswasser:** Haftwasser an feinsten, festen Stoffteilchen.

**Adhäsionswasserhülle:** Hülle von Haftwasser an feinsten, festen Stoffteilchen. Die Stärke dieser Hülle schwankt bei gleicher Korngröße und ist abhängig von der chemischen Zusammensetzung der festen Stoffteilchen.

**Adsorptionskraft:** Wasseraufsaugefähigkeit, z. B. beim Schwamm.

**Affinität (Affin):** Sie drückt die engen Beziehungen zweier verschiedener Stoffteilchen zueinander aus. Ton und Wasser sind stark, Quarz und Wasser sind wenig affin. (Abb. 18.)

**Ausrollgrenze:** Untere Grenze der Plastizitätsziffer nach Atterberg. In diesem Grenz-zustand wird ein in etwa 3 mm dünnen Drähten ausgewalzter Boden beim „Wassergehalt der Ausrollgrenze“ brüchig.

**Boden:** Bezeichnung für alle lockeren und losen, festen und pseudofesten Gesteine der festen Erdrinde (Sand, Kies, Ton, Lehm usw.).

**Bindiger Boden:** Pseudofester Boden, bei dem die einzelnen Stoffteilchen durch Nahkräfte und Verkittung (echte Kohäsion) aneinanderhaften (Lehm, Ton, Lößlehm).

**Nichtbindiger Boden:** Fester Boden, die einzelnen Körnchen haften nicht aneinander (Sand, Kies, Grand).

**Bindevermögen:** Es drückt den Affinitätsgrad eines Bodenteilchens zu Wasser aus.

**Dispersoid:** Feinste verteilte Stoffteilchen, z. B. Tonteilchen in einem Verteilungsmittel (Wasser).

**Dispersion:** Feste und flüssige Stoffteilchen in feinsten Verteilung (aufgeschlämmter Ton).

**Dispersionsmittel:** Verteilungsmittel.

**Durchlässigkeit:** Geschwindigkeit, mit der Wasser ohne oder unter Druck durch einen Boden fließt oder gepreßt wird in cm/sec.

**Fließgrenze:** Obere Grenze der Plastizität nach Atterberg. Der Boden fließt unter der Wirkung der Schwerkraft auseinander, die Nahkräfte sind aufgehoben (kommt nur an pseudofesten Böden vor).

**Gel:** Feste Form des Kolloides (siehe dieses).

**Gestein:** Sammelausdruck für sämtliche Gesteine: Steine und Böden (Erden).

**Festes Gestein:** Das Gestein besitzt als einzelnes Körnchen vom jeweiligen Wassergehalt der Umgebung unabhängige, unveränderliche bodenphysikalische Eigenschaften, insbesondere Eigenfestigkeit.

**Pseudofestes Gestein:** Das Gestein besitzt als einzelnes Teilchen ein vom jeweiligen Wassergehalt des Teilchens und der Umgebung abhängige, veränderliche bodenphysikalische Eigenschaften, insbesondere Festigkeitswerte.

**Gleichförmiger Boden:** Steiler Abfall der Kornverteilungskurve (Abb. 7 Seite 15).

**Haftfestigkeit:** Widerstand gegen mechanische Trennung zweier aneinanderhaftender Stoffteilchen, z. B. Ton an Sand, Ton an Ton. (Feste Gesteine besitzen keine Haftfestigkeit!)

**Kapillarität:** Erscheinung der Oberflächenspannung in feinsten Poren oder Röhren oder Schichtflächen. Wasser wird entgegen der Schwerkraft gehoben.

**Kapillardruck:** Druckwirkung der kapillar gehobenen Wassersäule auf die Rohrwandungen bzw. Porenwände. Wirkt innerhalb der kapillar durchfeuchteten Bodenzone einer Schüttung verfestigend.

**Kohäsion (echte):** Molekulare Zerreißfestigkeit.

**Kohäsion (scheinbare):** Vorübergehendes Haften von Stoffteilchen aneinander, bedingt durch äußere Zustände: Adhäsion (Nahkraft, Kapillardruckkraft).

**Kolloid:** Mischung feinsten Stoffteilchen in einem Verteilungsmittel (Kolloidwasser!), z. B. Leim.

**Konsistenzgrenze:** Sie drückt den Zustand eines pseudofesten Gesteins bei bestimmtem Wassergehalt aus, z. B. Fließ-, Ausroll-, Schrumpfgrenze.

**Mo:** Mehlsand, Korngröße zwischen kleiner 0,1 und größer 0,02 mm. Obere Korngröße der wirksamen Stoff- bzw. Korngruppe.

**Meniskuskraft:** Kapillardruckkraft, Adhäsion, Oberflächenspannung.

**Plastisch:** Bildsam. Nur pseudofeste Böden sind innerhalb der Ausroll- und Fließgrenze bildsam, gekennzeichnet durch annähernde Volumenbeständigkeit bei größtmöglicher Formveränderung.

**Plastizitätsziffer:** Wassergehalt eines Bodens zwischen Ausroll- und Fließgrenze.

**Porenvolumen:** Verhältnis des Hohlraumgehaltes zum Gesamtvolumen einer Bodenprobe.

**Porenwasser:** Wasser in den Hohlräumen des Bodens, den Poren.

**Porenwasser, überschüssiges:** Zustand im Boden, bei dem ein Teil der Last von der Wassergruppe aufgenommen wird.

**Porenziffer:** Verhältnis des Hohlraumgehaltes zum Gesamtvolumen der festen Bodenteilchen.

**Reibung:** Im wesentlichen Bewegungswiderstand nichtbindiger (fester) Bodenteilchen gegeneinander.

**Scherfestigkeit:** Gleichbedeutend mit Scherwiderstand, der Widerstand gegen Abscheren bzw. Verlagerungen bei Senkungen, Rutschungen in  $\text{kg/cm}^2$ , abhängig von den Reibungs- bzw. Haftkräften im Boden, d. h. von der spez. Dichte der Lagerung der Bodenteilchen.

**Schluff:** Feinstes Gesteinsmehl zwischen kleiner als 0,02 und größer als 0,002 mm, steht zwischen Mehlsand und Ton, gehört zu den wesentlichen Bestandteilen der wirksamen Stoff- bzw. Korngruppe.

**Schrumpfen:** Übergang von der bildsamen zur festen, volumenbeständigen Erscheinungsform pseudofester Böden unter Volumenverkleinerung bis zur Schrumpfgrenze.

**Schrumpfgrenze:** Volumenbeständigkeit, gegeben durch den Wassergehalt, bei dessen weiterer Abnahme die Probe ihr Volumen behält.

**Schwellen:** Vergrößerung des Bodenvolumens, durch Vergrößerung der Adhäsionswasserhüllen der feinsten Bodenteilchen.

**Schwimmsand (Triebssand):** Jeder feste Boden (Sand, Kies), der nach Maßgabe des Grundwasserauftriebes sich im schwimmenden Zustand befindet.

**Stoffgruppe:** Bezeichnung für den gasförmigen, flüssigen oder festen Stoffanteil in einem Boden.

**Ungleichförmigkeitsgrad:** Verhältnis von Korngröße bei 60% der Kornverteilungskurve zu der bei 10% (Abb. 7 S. 15).

**Ungleichförmiger Boden:** Langsamer Abfall der Kornverteilungskurve.

**Verdichtungsziffer:** Gibt den Grad der erreichten Verdichtung in Hundertteilen zu einer im Laboratorium erzielten, praktisch dichtesten Packung an. Bezogen auf gewachsenen Boden ist der Wert hierfür an den Böden in der Regel größer als 1, an Steinen dagegen kleiner.

**Wirksame Stoffgruppe:** Alle Kornteilchen eines Bodens zwischen Mo- und Tonteilchengröße, die je nach ihrem Anteil im Gestein in Berührung mit Wasser das physikalische Verhalten des Gesteins bestimmen.

## Anhang II.

# Übersicht bemerkenswerter Gesteine als Dammbaustoffe unter besonderer Berücksichtigung der pseudofesten Gesteine und deren zweckmäßiger Verdichtung.

## Allgemeines.

In den bisherigen Ausführungen über den Dammbau neuzeitlicher Verkehrsstraßen sind eine Reihe von Gesteinen genannt und als Beispiele fester oder pseudofester Gesteine angeführt worden. Diese sind wohl dem sachkundigen Baugrundingenieur und dem Ingenieurgeologen geläufig, die Bauunternehmer,

Bauingenieure und auch Studierenden des Baufaches kennen sie aber in der Regel nicht, während sie bei einem Baustahl St. 52 oder St. 37 sofort wissen, wie sie diese Stähle verwenden dürfen und müssen.

Wenngleich — wie bereits einleitend betont wurde — eine Normung der Baustoffe des Erdbaues nicht möglich ist, so muß man doch künftig verlangen, daß jeder, der einen Damm ausführen will, sich über die Vorzüge und Schwächen seines Schüttmaterials einigermaßen im klaren ist; denn es ist zumindest abwegig, von einem Unternehmer sachgemäße Arbeit zu verlangen, wenn er noch nicht einmal seinen „Werkstoff“ kennt und richtig behandeln kann.

Eine kurze Übersicht der wichtigsten Schüttstoffe in gedrängter Form zu geben, dazu sollen die nachfolgenden Ausführungen dienen, die damit das außerordentlich wichtige Gebiet der Baustoffkunde des Erdbaues berühren, ohne eine erschöpfende Darstellung geben zu wollen und zu können. Es sollen vor allem die wichtigsten, im Dammbau vorkommenden Gesteine, insbesondere die veränderlichen Böden, beschrieben werden, um auch dem Laien eine bestimmte Vorstellung von diesen, oft so verschwommen als Lehm oder Ton bezeichneten Böden zu geben und um ihn damit gleichzeitig vertrauter mit diesen pseudofesten Böden zu machen.

Wenn man in diesem Zusammenhang die Unternehmer, Bohrfirmen oder gar Bohrmeister nach einem Unterscheidungsmerkmal zwischen Lehm und Ton fragt, so wird ausnahmslos als Hauptkennzeichen die Farbe genannt. Alles, was braun oder gelbbraun ist, ist nach ihren Begriffen Lehm. Alles, was grau oder graublau ist, ist Ton, während als Letten gelbgraue Tonarten und als Schluff oder Schluff grüne Böden bezeichnet werden.

Mit derartigen falschen Ansichten ist im Dammbau auf die Dauer keine erfolgreiche Arbeit möglich. Die Farbe ist niemals ein sicheres Kennzeichen; denn die Farbe hat mit den bodenphysikalischen Eigenschaften nichts zu tun. Sie wird durch die Art der Eisenbeimengungen, ob als gelbbraunes Hydroxyd oder grünlichblaues Oxydul, bedingt.

### 1. Die festen Gesteine.

Bei den Gesteinen der festen Gesteinsgruppe kommen nur körnige Gesteine vor, die allerdings in den feinsten Körnungen (0,1 mm) des Feinsandes bereits zu den pseudofesten Gesteinen überleiten. Man kann folgende Formen und Zustände der Gesteine beim Einbau unterscheiden:

#### a) Körnige, frische, grobstückige bis blockartige Steine.

Alle in Steinbrüchen gewonnenen Steine gehören hierher. Beispiele sind: Granit, Syenit, Grünstein (Diabas), Porphyry, Quarzporphyry, Gneis, Konglomerate, Gerölle, Grobkiese, Basalt usw. Diese Steine sollen nur mit den schwersten Stampfgeräten: Stampfplatte von mindestens 2,0—4,5 t verdichtet werden, die Schütthöhe soll nicht 80 cm übersteigen. Größte Einbaugröße 25 cm Durchmesser, Fallhöhe des Stampfklotzes (Abb. 95 S. 94) mindestens 2 m.

#### b) Grobstückige, faule, feste Gesteine.

Ursprungsgesteine wie unter a, Hauptkennzeichen: Diese Gesteine zeigen bräunliche Verwitterungsfarben und zerfallen bei einem kräftigen Hammer-

schlag verhältnismäßig leicht. Sie entstammen der Verwitterungskruste frischer, fester Gesteine und bilden bei Felseinschnitten das hauptsächlichste Schüttmaterial, da die frischen Steine meist, z. B. als Packlagesteine, herausgelesen werden.

Verdichtung wie unter a. Nur Stampfgerät mit Stampfklotz zulässig!

### c) Grusig bis schotterartig verwitterte, feste Gesteine.

Kennzeichen: Diese Gesteine bilden den obersten Horizont der Verwitterungskruste fester Gesteine, sie sind am stärksten verwittert, zerfallen bei der Gewinnung überwiegend in Grus und sind gewinnungstechnisch als schwerer Hackboden mit Übergang zu Hackfelsen, d. h. als baggerfähige Massen zu bewerten. Die Farbe ist durchweg graubraun bis rostbraun oder auch mit gelblichen Farbtönen vermischt.

Verdichtung: Schwere Delmagrammen und Stampfplatte. Schütthöhen 30 bis 40 cm bzw. 60—80 bei Verwendung von Stampfplatten (2—3 t Gewicht).

### d) Kiese und Sande.

Diese in der Natur lose vorkommenden Ablagerungen (Moränenkiessande, Flußkies, Kiessande älterer geologischer Formationen, daneben feinste Sande (Heidesande und Dünensande) dürfen als feinste Körnungen nur mit Wasserzugabe eingebaut und sollen mit Rüttelgeräten oder Rammen verdichtet werden. Die feinen Sande sind dem Baufachmann als Putzsande bekannt. Schütthöhen für die Rammen 30—50 cm, für die Stampfplatten 70—80 cm (2—3 t-Stampfplatte).

## 2. Die pseudofesten Gesteine.

Sie enthalten im Gegensatz zu den festen Gesteinen alle Körnungen, d. h. es sind alle Korngrößen vom größten Brocken bis zum allerfeinsten, nur im Mikroskop sichtbaren Teilchen darin enthalten.

### a) Die Steine: Pseudofeste, harte Steine.

Hauptkennzeichen: Stets sind es schiefrige Gesteine (Tonschiefer, Phyllit-schiefer usw.). Der Name und die Zusammensetzung ist im Rahmen des Dammbaues von untergeordneter Bedeutung, so daß hier ein näheres Eingehen und damit eine weitläufige Beschreibung erspart werden kann. Es sind ausnahmslos Steine, die zur sperrigen Lagerung bei der Schüttung neigen und deshalb stets nur mit Stampfplatten (2—4,5 t Gewicht) verdichtet werden müssen, bei einer Schütthöhe, die 80 cm nicht überschreiten soll.

#### a1. Stückige, faule, brüchige Steine.

Es handelt sich analog zu den festen Gesteinen um die Verwitterungszone des festeren, frischen Gesteins zum faulen, mürben Gestein. Hauptkennzeichen: Gelblich bis rostbraune und rötlichbraune Farbtöne, mürbes, im Zwang liegendes, also durchaus gut geschichtetes Gestein, fauler Felsen, der überwiegend als Hackfelsen zu lösen ist und in Brocken von 10 cm und mehr Durchmesser anfällt. Verdichtung: Nur mit Stampfplatte von 2,0—3,5 t Gewicht, Fallhöhe mindestens 2 m. Schütthöhe 70—80 cm.

### a2. Schotterartige bis stückige, brüchige, faule Steine.

Es ist die oberste felsige Schicht, die allmählich zur Verwitterungslehmschicht und zum steinigen Boden überleitet. Kennzeichen: Faule, teilweise mit Lehm behaftete Gesteinsteilchen, sehr mürbe und wenig druckfest, zu gelb- bis rostbraun fleckigem Gestein verwittert, in Körnungen von etwa 10 cm anfallend. Sie bilden den Zwischenhorizont zu den Mischgesteinen, die aus groben Steinen und feinsten Bodenbestandteilen (Lehm) zusammengesetzt sind.

Verdichtung: 500 und 1000 kg-Frosch oder Stampfplatte von 2—3 t Gewicht, niemals Walzen oder Rüttelgeräte. Schütthöhe zwischen 30—70 cm.

### b) Die pseudofesten Böden.

#### Allgemeines.

Kennzeichen: Die Korngrößen bewegen sich vorwiegend im Bereich zwischen 0,1—0,0002 mm (Abb. 7 S. 15). Die eigentlichen feinkörnigen Gesteine werden nur von den pseudofesten Böden gebildet, die nach ihrer Korngruppierung in folgende Kornklassen zerfallen:

Mo (Mehlsand)	0,1 —0,02 mm,
Schluff	0,02 —0,002 mm,
Kolloidschlamm bzw. physikalischer Ton	0,002—0,0002 mm.

Mit Ausnahme des Tones haben die Korngruppen neutrale Namen, d. h. sie sind nicht mit Gesteinsnamen identisch. Es muß bei der Bezeichnung (Ton) unterschieden werden zwischen physikalischem Ton als Korngruppe und dem geologischen Ton, der auch Anteile der beiden übrigen Korngruppen enthält.

Die bautechnische Bodenkunde bedient sich als wichtigsten Unterscheidungsmittels der Feststellung der Kornverteilungskurve bei der Einteilung der Böden, da nur sie, frei von irreführenden geologischen Namen, weitgehend Schlüsse über das bodenphysikalische Verhalten der verschiedenen pseudofesten Böden, insbesondere in ihrem Verhalten zu Wasser, beim Einbau in den Damm gestattet, wie sich aus folgendem ergibt:

Je mehr ein Boden gröbere Bestandteile, etwa Feinsand oder Mo enthält, um so loser bindet er Wasser, um so plötzlicher ist der Übergang vom festen zum flüssigen Zustand, um so schneller trocknet er aus und gewinnt eine feste Beschaffenheit, um so geringer ist die Plastizität, um so größer ist die Rutsch- und Fließgefahr (Schwimmsand, Löß).

Je mehr aber feinste Bestandteile im Boden enthalten sind, d. h. je mehr die Körnungen auf der rechten Seite der Kornverteilungskurve (Abb. 7 S. 15) zu finden sind, um so mehr binden diese Bestandteile der Schluff- und Tongruppe das Wasser, um so plastischer ist ein Boden, um so schwerer geben die Einzelteilchen Wasser ab. Sie trocknen deshalb sehr schwer aus und neigen im nassen Zustand auch noch nach langer Zeit zu „überraschenden“ Rutschungen. Deshalb ist schließlich ein solcher Boden im nassen Zustand als Dammbaustoff sehr gefährlich. Er ist zäh, klebrig und deshalb ungeeignet für den Dammbau, da er hierbei besonders rutschgefährlich ist. Die Rutschgefahr erstreckt sich auf einen größeren Wassergehalt als bei den gröberen Böden, d. h. der Ton erhärtet schwerer. Da aber dieser Wassergehalt nur durch verhältnismäßig langes Austrocknen zu ent-

fernen ist, sind diese Böden durchweg ungünstige Schüttstoffe. Andererseits bilden sie im trockenen Zustand sehr feste Erdbrocken, die nur mit Stampfgerät verdichtet werden können. Die Festigkeitsgrenzen sind größer als bei den anderen gröberen pseudofesten Böden. Sie lassen sich im trockenen Zustand schwerer verdichten, d. h. sie erfordern mehr Verdichtungskraft.

Die Kornverteilungskurve ist somit ein außerordentlich wichtiges Hilfsmittel zur allgemeinen Kennzeichnung der physikalischen Eigenschaften eines pseudofesten Bodens für den Dammbau.

So gleichförmig die Böden erscheinen mögen, so ungleichförmig sind sie in der Tat, wie die Abb. 7 S. 15 im einzelnen zeigt. Verglichen mit einem Kiessand mit einer Körnung zwischen 0,1—70 mm, also einem Grenzwert von 700, sind an den Böden Grenzwerte von 1000 und mehr keine Seltenheit.

Als weiteres Unterscheidungsmerkmal dieser Böden in ihrem physikalischen Verhalten als Dammbaustoffe ist die chemische Zusammensetzung wichtig, die Wasserbindefähigkeit ist sehr verschieden bei gleichfeinen Körnungen (Abb. 18 S. 18.) Die quarzreichen Böden sind wasserabweisend, deshalb sehr wasserempfindlich und verlieren rasch ihre Festigkeit (Schwimmsand, Löß). Die tonreichen binden Wasser sehr stark, behalten deshalb lange ihren Zusammenhang, wenn auch in plastischer Form, sie neigen nicht so schnell zum Erweichen, Fließen oder Auswaschen.

Dieselben Verhältnisse des ungünstigen Wassereinflusses ergeben sich für die quarzreichen Mischböden oder überhaupt die grobe Bröckchen enthaltenden Mischgesteine; denn je gröber ein Gestein ist, um so weniger besitzt es Affinität zu Wasser. Wasser trennt, anstatt zu binden, worauf im einzelnen bei der Besprechung dieser Böden eingegangen wird.

#### b1. Löß.

Über Löß ist schon sehr viel geschrieben worden. Doch ist dabei noch nicht gebührend die Eigenschaft seines geringen Wasserbindevermögens als wichtiges Mittel zur Beurteilung seiner Eignung als Dammbaustoff berücksichtigt worden. Löß ist ein gelb bis hellbrauner Boden, der vielfach mit Lehm verwechselt wird. Die Geologie bezeichnet als Lehm einen vorwiegend eisenhaltigen, verunreinigten Ton. Die bautechnische Bodenkunde kennt keinen physikalischen Lehm, wie sie physikalischen Ton kennt, vielmehr schließt sie den Lehm als verunreinigtes Endprodukt der Verwitterung durch die Kornverteilungskurve in der Sieb- und Schlämmanalyse auf und ordnet ihn in die verschiedenen Korngruppen ein, so daß sich der Lehm überwiegend als ein Gemisch von Schluff mit Ton und Mo ergibt.

Löß ist in Deutschland, wenn auch meist in etwas zersetzter Form als Lößlehm, viel mehr verbreitet, als man es zunächst vermutet.

Kennzeichen des Löß: Zunächst ist die Kornverteilungskurve bezeichnend (Abb. 7 S. 15). Man erkennt ihn vor allem daran, daß er sehr leicht zwischen den Fingern in einen feinen Staub zerbricht, wenn er einigermaßen ausgetrocknet ist. Die Lößbröckchen sind sehr porös. Man sieht im Gegensatz zu den anderen gelben und braunen Böden das grobe Porensystem des Löß mit bloßem Auge. Sein Porenvolumen schwankt bekanntlich zwischen 40 und 60%. Er unterscheidet sich ferner von jedem andern gleichgefärbten Boden dadurch, daß er zwischen

den Fingern sich zu einem samtartigen, mageren Staub zerreibt, der keinerlei Schmierflächen hinterläßt und auch nicht zum Schmieren neigt. Er besitzt nur geringe Eigenfestigkeit, erhärtet niemals zu steinharten Brocken und ist somit wenig druck- und stoßfest. Löß ist fast gar nicht oder nur sehr schwach bildsam. Es ist wohl ein gierig wasseraufsaugender Boden, der aber durch das Wasser sehr leicht gesprengt wird (Kapillardruckwirkung!). Er ist ein wasserabweisender Boden mit einem Quarzgehalt bis zu 86% und neigt zum raschen Erweichen, Ausfließen und zu Auswaschungen (Abb. 136 S. 135). Kein Boden ist so wenig widerstandsfähig als der Löß im natürlichen Zustand, von gewissen Mischböden (Letten) abgesehen.

Infolge seines verhältnismäßig hohen natürlichen Wassergehaltes (etwa 20%), bedingt durch die hohe Wasseraufnahmefähigkeit in den Poren, bildet er beim Kneten eine weiche bis suppage Masse, die aber — und das ist für den Dammbau entscheidend — das Wasser sehr rasch abgibt. Trotzdem darf er in Straßendämmen niemals eingespült werden. Löß trocknet sehr schnell aus und ist auf jeden Fall im erdfrischen Zustand ein einwandfreier Dammbaustoff. Da er meist nie ganz rein ist, bildet er beim Austrocknen Krusten, die die Festigkeit im Damm ungemein erhöhen (Abb. 44 S. 49). Er sollte deshalb vor allem in dünnen Lagen eingebaut, sofort verdichtet und geglättet werden.

Verdichtung: Dünne Lagen von 30—40 cm Höhe, Abstampfen mit mittelschweren Stampfgeräten, 500 kg-Frosch bis zur 2 t schweren Stampfplatte, im letzteren Fall Erhöhung der Schüttlage auf 50—70 cm. Weniger sind Walzen geeignet, die aber im Notfall durchaus brauchbar sind (mindestens 10 t Gewicht).

Für die Abrechnung wie Massenbeschaffung ist die Verdichtungsfähigkeit bis zu 30% seines Volumens im gewachsenen Zustand für den Praktiker und Entwurfsbearbeiter von Bedeutung. Bei sofortiger Verdichtung und Glättung ist Löß somit wegen seiner raschen Wasserabgabe ein guter und geeigneter Dammbaustoff für Dämme bis zu 15 und mehr Meter, d. h. beliebiger Höhe.

#### b2. Lößlehm

ist verwitterter Löß. Ein Teil des Quarzes ist durch die alkalische Lösung bei Auslaugung des natürlichen Kalkgehaltes zersetzt und zusammen mit dem verwitterten Feldspat als Tonsubstanz wieder in kolloidaler, feiner Form ausgeschieden worden. Er bildet physikalisch gesehen ein Mo-Schluff-Ton-Gemisch (Abb. 7 S. 15).

Kennzeichen: Von dem typischen Löß, zu dem er alle Übergänge besitzt, unterscheidet er sich meist durch sein dichteres Gefüge, durch seine etwas dunklere und nicht so gleichmäßige, gelegentlich braunfleckige Farbe und durch seine festere Beschaffenheit. Er läßt sich weniger als stichfester Boden, sondern meist nur mit der Breithacke lösen. Er erhält an der Hackfläche im Gegensatz zu Löß eine glänzende Fläche, während Löß stets einen stumpfen Farbton besitzt. Sein Porenvolumen ist geringer, die Poren sind weniger deutlich sichtbar. Zwischen den Fingern zerreibt er sich ähnlich wie der Löß, nur ist ein gewisser „Schmier“-gehalt (Ton) unverkennbar. Er läßt sich nur etwa um 10—25% seines ursprünglichen Volumens verdichten. Infolge des Tongehaltes ist er bildsam. Die Plastizitätswerte schwanken zwischen 8—20 im Mittel, während der normale Löß entweder nicht plastisch ist oder nur Plastizitätswerte bis zu 5 aufweist. Infolge

seines hohen Quarzgehaltes ist er ähnlich wasserempfindlich wie Löß, nur löst er sich weniger schnell auf, da er bindig ist und gibt beim Verdunsten das Wasser auch nicht so rasch ab. Jedoch unterscheidet er sich hierin deutlich von den übrigen Lehmart, besonders den quarzfreien Verwitterungsböden. Im trockenen Zustand bildet er mitunter harte Brocken, die nur durch Stampfgeräte wirkungsvoll zermalmt werden können.

Verdichtung: Stets sind Stampfgeräte vorzuziehen: Delmagfrösche oder Stampfplatten bis zu 2,5 t Gewicht. Die Schütthöhe ist zwischen 30 und 60 cm zu wählen. Er ist sofort nach dem Einbau, d. h. am selben Tage zu verdichten und anschließend bei Einsatz von Stampfgeräten über 1 t Gewicht zu glätten.

Lößlehm ist wie Löß wegen der raschen Wasserabgabe und der an ihm bereits vorhandenen Bindigkeit, wodurch die Festigkeit der Austrocknungskrusten erhöht und der Boden wasserfester wird, ein völlig einwandfreier Schüttstoff, der besonders bei trockenem und windigem Wetter im erdfrischen Zustand mit bestem Erfolg im Damm eingebaut werden kann.

### b3. Aulehm

findet sich in den Talauen und wird in Wiesengründen auch oft als Wiesenlehm bezeichnet. Vom Lößlehm unterscheidet er sich durch die dunkleren, nicht selten rostbraunen Farbtöne, durch seine bildsamere und tonreichere Zusammensetzung. Er ist geschmeidiger und trocknet nicht so schnell wie Lößlehm aus, er erhärtet aber zu festeren, steinharten Brocken. Aulehm wird selten eingebaut, da er in den Talauen stets die Grundlage für die Dammsohle bildet. Er ist nachgiebiger, seine Verfestigung unter Druck dauert länger als bei einem schluffigen Lößlehm; denn er ist weniger wasserdurchlässig.

Verdichtung: Austrocknenlassen und dann mit Stampfgeräten wie Lößlehm behandeln. Bereits dieser Boden, der in der Regel keine großen Kornunterschiede zu einem Lößlehm aufweist, ist ein viel schwerer zu behandelnder Schüttstoff, da der geringe Tongehalt bei Mangel an Quarz die Verfestigungsbedingungen — Austrocknen und Verdichten — grundlegend verändert. Es ist deshalb stets nötig, neben der Kornverteilungskurve die Zusammensetzung des Bodens zu erforschen, wozu die benachbarten, tiefer anstehenden Gesteine und die Prüfung im Enslingerät (8) einen genügenden Anhalt geben. Tonschiefer liefert z. B. quarzarme Aulehme, Grauwackensandsteine dagegen quarzreiche Aulehme, die vielfach ausgesprochen schluffig und in ihrem Verhalten sehr ähnlich dem Lößlehm sind.

### b4. Gehängelehm.

Diese Lehmart nimmt eine vermittelnde Stellung zwischen Lößlehm und dem noch zu besprechenden Verwitterungslehm anstehender Gesteine ein. Aus Lößlehm kann er durch Umlagerung und Ablagerung an den Talhängen entstanden sein, woraus sich der Name Gehängelehm erklärt. Jeder Gehängelehm enthält, wenn er aus umgelagertem Verwitterungslehm entstanden ist, noch winzige Bestandteile seines Ursprungsgesteins. Ein Gehängelehm kann deshalb seinem bodenphysikalischen Werte nach sehr verschieden sein. Ist er aus einem Lößlehm entstanden, dann ähnelt er in seinem Verhalten als Dammbaustoff, insbesondere in der Stellung zu Wasser und in den durch den jeweiligen Wassergehalt bedingten

physikalischen Eigenschaften dem Lößlehm. Ist er aber durch Umlagerung eines Verwitterungslehmes z. B. aus Tonschiefer gebildet worden, dann hat er ungünstigere Dammbaueigenschaften ähnlich einem Aulehm. Insofern kann die Kornverteilungskurve nicht restlos alle günstigen oder ungünstigen Eigenschaften eines Lehmes aufdecken. Hier hilft die Plastizitätsziffer. Alle aus quarzreichen Gesteinen entstandenen und deshalb noch vorwiegend quarzführenden Gehängelehme sind weniger plastisch als die anderen Gehängelehme. Die Farbe bildet — wie betont — niemals ein unterscheidendes Merkmal. Da der Gehängelehm in der Natur an den Hängen vielfach austrocknet und durch seine Umlagerung ein mehr oder weniger dichtes Einzelkorngefüge besitzt, ist er oft sehr hart und wird landläufig als „Stocklehm“ bezeichnet. Stocklehm ist nur mit der Hacke zu gewinnen und bildet oft einen schweren Hackboden. Stocklehm ist ein guter Dammbaustoff, der sich unmittelbar einbauen und wirkungsvoll verdichten läßt. Verdichtung: Delmagrammen von 500 kg an und Stampfplatten bis zu 3 t Gewicht. Schütthöhen zwischen 30 bis etwa 50—60 cm.

Bei Verwendung von Stampfplatten ist Glättung jeder Schicht mit Walzen unerlässlich.

#### b5. Verwitterungslehm.

Dieser Lehm Boden ist braun und mit dunkleren oder auch helleren Farbtönen vermischt und macht meistens einen fleckigen Eindruck. Er kann dann auch graue Farbtöne enthalten. Kennzeichen: Ungleichförmige Kornverteilungskurve, mit dem bloßen Auge erkennbare gröbere, verwitterte Gesteinsteilchen (Abb. 7 S. 15). Er leitet zu dem Mischgestein „steiniger Boden“ über, der ein Gemenge von Verwitterungslehm mit stark verwitterten Gesteinsteilchen darstellt. Dieser Verwitterungslehm hat meist ein gutes Wasserbindevermögen, jedoch gibt er Wasser verhältnismäßig schnell wieder ab.

Im erdfrischen Zustand ist er ein einwandfreies Dammbaumaterial. Er wird genau so verdichtet wie der Gehängelehm (vgl. diesen).

#### b6. Geschiebelehm.

Diese Lehmart wird fälschlicherweise oft mit Geschiebemergel verwechselt, von dem er sich durch Mangel an Kalk und in der Regel durch einen etwas höheren Tongehalt unterscheidet. Kennzeichen: Stets sind im Geschiebelehm die Geschiebe: Abgerundete feste Gesteine (Gerölle) und Feuerstein vorhanden. Mitunter enthält er Sand- und Kiesadern und geht auch völlig in schwachlehmige Kiessande über. Seine Farbe wechselt und ist meist braun, vielfach aber auch graubraun, streifig bis fleckig. Beim Austrocknen bildet er einen sehr festen Erdbeton, der nur mit der Hacke zu lösen ist. Es ist eine Art Mischgestein. Deshalb ist er auch gelegentlich wasserempfindlicher als die anderen quarzarmen Lehmarten.

Verdichtung wie beim Gehängelehm.

#### b7. Geschiebemergel.

Mit dem Geschiebemergel wird vielfach irgendein Lehm verwechselt. Wie bereits gesagt, unterscheidet sich ein Geschiebemergel vom Geschiebelehm nur durch seine Kalkführung, die allerdings erst durch Salzsäure erwiesen sein muß.

Man sollte hier vorsichtiger sein und mehr das Wort Geschiebelehm anwenden; denn dies entspricht mehr den tatsächlichen Verhältnissen. Für ihn gilt hinsichtlich der Eignung und Verdichtung im wesentlichen dasselbe wie für den Geschiebelehm, mit dem Unterschied, daß er weniger wasserbindend sein kann.

#### b8. Mergel.

Ein Mergel kann ein Fels sein, kann aber auch in erdiger Form als völlig zersetzter Mergel auftreten. Ein Mergel ist in der Regel ein grauweißes, graues oder gelbgraues Gestein, das aus Kalk und Ton besteht und je nach dem Vorwalten des einen oder anderen Bestandteiles als Kalk- oder Tonmergel bezeichnet wird. Der Tongehalt bedingt die Unbeständigkeit, den raschen Zerfall, da Ton Wasser bindet und sehr hygroskopisch (benetzbar) ist. Ton sprengt das Gefüge und so zerfällt jeder Mergel über kurz oder lang. Ton „treibt“. Meist ist das Vorkommen von Mergel (örtlich in Sachsen z. B. als Pläner bezeichnet) auf den geologischen Karten verzeichnet. Die Mergel sind ohne Ausnahme brauchbare, wenn auch sehr wasserempfindliche Dammbaustoffe. Sofortiger Einbau nach der Gewinnung und unmittelbare Verdichtung, die bei felsigem Mergel ausschließlich durch die Stampfplatten bei Schütthöhen von nicht mehr als 60—70 cm vorgenommen werden sollte, ist oberstes Gesetz.

#### b9. Ton.

Jeder geologische Ton enthält Schluff, weshalb beide physikalischen Bodenarten nacheinander besprochen werden sollen, um den Unterschied klarer herauszustellen. Vom Schluff unterscheidet sich der Ton durch die größere Plastizität, die stärkere Wasseradsorption, die geringere Wasserdurchlässigkeit, somit die geringere Wasserabgabe beim Austrocknen. Die in früheren geologischen Epochen abgesetzten Tone sind meist sehr unterschiedlich in ihrer Eignung und unmittelbaren Verwendung als Dammbaustoffe. Es gibt z. B. steinharte Tone, die beim Zerdrücken butterweich werden. Hier muß man auf jeden Fall die Plastizitätsziffern als Kennzeichen der Verwendbarkeit feststellen und dabei prüfen, ob der Ton sofort nach seiner Gewinnung einzubauen ist oder erst austrocknen muß. Allgemein gültige Regeln für die verschiedenen, meist als rutschgefährlich bekannten Tone (Ornat-, Opalinus- und die Bändertone der Eiszeit) gibt es nicht. Jeder Ton, der sich nach der Kornverteilungskurve als solcher herausstellt, ist ein mehr oder weniger mit Vorsicht zu behandelnder Boden, der — soweit er genügend steif ist — sofort einzubauen und zu verdichten ist und hier wieder, wie die verschiedenen Lehmart, ausschließlich mit Rammen oder Stampfplatten bei einer Schütthöhe von höchstens 60 cm.

Ziel und Bedingung der Verdichtung ist eine völlig homogene, dichte Masse.

#### b10. Der Schluff

ist wegen seiner guten Wasserabgabe ein besserer Dammbaustoff als Ton, wenn er auch eher zum Fließen neigt, jedoch ist ein weicher Ton, der langsam oder ungenügend austrocknet, noch gefährlicher, da er ganz unerwartet zu Rutschungen führen kann. Schluff bildet als graugrüner Boden vielfach den Untergrund von Talmulden lößreicher Gegenden und ist durch Abschwemmung dort abgelagert worden. Um zu prüfen, ob ein körniger Boden mehr Schluff als Ton enthält,

formt man eine Kugel von 1—2 cm Durchmesser, schüttelt diese kräftig zwischen den hohlen Handflächen. Zeigt sich dabei an der Oberfläche ein Wasserspiegel, der beim Zerdrücken verschwindet, dann liegt ein schluffreicher Ton vor oder ein echter Schluff, besonders dann, wenn der breitgedrückte Boden an den Rändern einreißt. Bleibt aber der Stoff an den Handflächen kleben und verschwindet der Wasserglanz nicht, dann liegt ein Ton vor. Dies ist das denkbar einfachste Hilfsmittel, womit ein Schluff von einem Ton unterschieden wird und von jedermann sofort angewandt werden kann. Verdichtung wie Lößlehm.

#### b11. Letten.

Als Letten bezeichnet der Baufachmann nicht selten einen gelben bis grauen, zähen Ton, den er gern zum Verschmieren von Fugen, z. B. bei Öfen, oder auch zum Abdichten von Rohrleitungen nimmt. Dieser Letten ist ein stark plastischer, zäher Ton und als solcher im Dammbau ungeeignet. Er muß auf jeden Fall vor dem Einbau durch Abtrocknen die nötige Steife erhalten. Verdichtung wie Ton.

#### b12. Echte Letten.

Diese stellen ein Gemisch von Tonschüppchen, feinsten, mit dem Auge erkennbaren Glimmerblättchen, Schluff und vielfach auch sehr feinem Sand dar (Abb. 7 S. 15). Bemerkenswert ist die tiefrote bis violette Farbe, die diese Gesteine besonders kenntlich macht.

Letten dieser Zusammensetzung bildet, zwischen den Fingern zerrieben, eine sehr geschmeidige und schlüpfrige Masse, die auf die hohe Wasserempfindlichkeit und Rutschgefährlichkeit dieses Bodens hindeutet. Der Gehalt an Sand kann wechseln, ebenso die Körnung. Letten gehört eigentlich mehr zu den Mischgesteinen, jedoch weist die Kornverteilungskurve (Abb. 7 S. 15) auf einen echten pseudo-festen Boden hin. Die Zusammenstellung von Sand mit Glimmer und Schluffton ist denkbar ungünstig für das Verhalten zu Wasser; denn Wasser löst einen Letten fast noch schneller auf wie Löß, der meist noch eine gewisse echte Kohäsion besitzt. Glimmer und Ton sind die Schmiermittel, Sand und Glimmer die wasserabweisenden Bestandteile dieses Bodens. Er trocknet verhältnismäßig gut ab und läßt im verdichteten Zustand das Wasser schwer in größere Tiefe eindringen. Im erdfrischen Zustand ist Letten ein guter Baustoff für die Dämme. Jedoch ist Bedingung, daß er nach der Gewinnung sofort eingebaut und unmittelbar verdichtet wird. Dann kann er zu jeder Jahreszeit verwendet werden, ohne daß ein Damm dadurch gefährdet wird. Letten ist ein verhältnismäßig weicher Boden, der mit Delmagrammen und Stampfplatte verdichtet werden kann. Er unterscheidet sich in den Verdichtungsbedingungen nicht von den lehmigen Böden.

Schieferletten und Lettensandsteine (Abb. 40 S. 41) sind sehr feinporös, saugen gierig Wasser auf und werden dabei leicht zersprengt. Diese sonst sprengfesten Gesteine sind deshalb ebenfalls sofort nach der Gewinnung einzubauen und mit Stampfplatten von 2,0—4,5 t Gewicht bei einer Schütthöhe von nicht mehr als 60 cm wirkungsvoll zu verdichten.

Diese Gesteine unterscheiden sich u. a. von den sehr festen Porphyren oder Buntsandsteinen durch die gleichmäßig tiefrote Färbung.

## b13. Mischgesteine.

In den bisherigen Ausführungen ist verschiedentlich von Übergängen zu Mischgesteinen gesprochen worden, die sich an diesem oder jenem Boden finden. Ein Mischgestein ist jedes pseudofeste Gestein, das nach der Kornverteilungskurve einen wesentlichen Bestandteil an Körnern über 2 mm Größe besitzt, die fest sein können und es zumeist sind, sonst würden sie nicht im umgelagerten Mischgestein auftreten. Es gibt aber auch Mischgesteine, die an Ort und Stelle entstanden sind, wie die Verwitterungslehme, die deshalb noch pseudofeste Schieferstücke enthalten können. Geschiebemergel und Geschiebelehme leiten zu den Mischgesteinen über (vgl. Abb. 7 S. 15). Es gibt keine scharfen Grenzen zwischen den Böden und Mischgesteinen. Allen Mischgesteinen ist aber die unangenehme Eigenschaft eigen, daß sie empfindlich gegen Wasser sind. Dieser Nachteil wird wettgemacht durch die rasche Wasserabgabe, durch die außerordentlich hohe Festigkeit, die sie bei der Verdichtung im erdfrischen Zustande erhalten, so daß sie im Damm praktisch immun gegen zusetzendes Wasser werden und einen natürlichen Beton bilden.

Mischgesteine stellen mehr oder weniger sämtliche oberen Lagen der Verwitterungsrinden pseudofester Steine und auch der festen Steine dar, die unter dem eigentlichen Verwitterungslehm folgen und als steinige Böden jedem Praktiker geläufig sind: Eine Mischung von Gesteinsresten mit Verwitterungslehm. Zu ihnen gehören auch die tonigen Kiessande, lettige Konglomerate, ein Gemisch von Letten mit größeren Kiesen und Grand.

Bei allen diesen Gesteinen, die in unendlicher Vielfältigkeit in jedem Erdbau mit felsigem Untergrund, also in den Mittelgebirgslagen Deutschlands, vorhanden sind, handelt es sich darum, sie niemals dem Zutritt von Wasser auszusetzen, sondern sie auf schnellstem Wege zu gewinnen, einzubauen und wirkungsvoll mit Stampfgeräten in ein völlig dichtes Gefüge zusammenzustampfen und damit zu verdichten. Gewinnungstechnisch stellen die Mischböden als schwere Hackböden den Übergang zu Hackfelsen her, ohne indessen zu Hackfelsen zu rechnen. Sie lassen sich wie alle besprochenen Böden leicht mit dem Bagger gewinnen.

Verdichtung: Stampfplatte 2—3,5 t und Schütthöhe bis zu 60 cm.

### Wichtigstes Schrifttum.

1. Anweisung für die Durchführung der bodenkundlichen Vorarbeiten und die Ausführung der Erdarbeiten. Ausgearbeitet und herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen im Einvernehmen mit dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen. Berlin 1938.
2. BESKOW, G.: Frostbildung und Frosthebung. Straßenbau 1936 S. 53—57, 73—77, 137—140, 154—156.
3. CASAGRANDE, L.: Neuere Erkenntnisse der Baugrundforschung und ihre Anwendung auf den Straßenbau. Straßenbau 1936 S. 151—154 und S. 164—168.
4. — Feuchtigkeitsschäden im Straßenbau. Straßenbau Nr. 21 vom 1. November 1937.
5. CASAGRANDE, L. und P. SIEDECK: Moorsprengungen beim Bau der Reichsautobahn. Straße 1935 S. 614—622.
6. — Neue Erfahrungen über Straßenbau im Moor. Bautechnik 1937 S. 618—621.
7. DÜCKER, A.: Über Moorsprengversuche auf der Blocklandstrecke. Straße 1936 S. 306—310.
8. ENDELL, K., W. LOOS, H. MEISCHEIDER und V. BERG: Über die Zusammenhänge zwischen Wasserhaushalt der Tonminerale und bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden. Veröff. Degebo, Heft 5. Berlin: Julius Springer 1938.

9. GOTTSTEIN, E. VON: Das Moorsprengverfahren. Straßenbau 1938 Heft 1.
10. Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, Bd. 4, 2. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele.
11. HERTWIG, A.: Bodenverdichtung. Straße 1934, Heft 4.
12. HINRICHSSEN: Vorrichtung zur Bodenverdichtung. Betonstraße 1934 S. 35—37.
13. KEIL, K.: Mittel und Wege zur Prüfung geschütteter Dämme. Straßenbau 1935 S. 79—83.
14. — Verdichtungsfragen im Dammbau. Bautechnik 1935 S. 387—389.
15. — Ergebnisse von Pegelmessungen an künstlich verdichteten Dämmen. Straßenbau 1936 S. 333—336, 347—351, 361—368.
16. — Die Nachprüfung verdichteter Dämme. Straßenbau 1937 S. 71—74.
17. — Ergebnisse an einer Frostversuchsstrecke der Reichsautobahn. Straßenbau 1938 S. 67—70, 94—97, 126—129.
18. KIND: Die Umgehungsstraße Frankfurt a. M.—Wiesbaden. Betonstraße 1935 Heft 11 u. 12.
19. KREY, H.: Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. Bautechnik 1927 S. 485ff.
20. LOOS, W.: Verdichtung geschütteter Dämme. Straße 1935 S. 486ff.
21. — Verdichtung geschütteter Dämme. Straße 1936 S. 562ff.
22. LOOS, W. und H. LORENZ: Verdichtung geschütteter Dämme. Straße 1934 S. 108ff.
23. MÜLLER, R. und A. RAMSPECK: Verdichtung geschütteter Dämme. Straße 1935 S. 648ff.
24. OLSEN, H.: Untersuchungen über den Ersatz von hohen Erddämmen durch Brückenbauwerke aus Eisenbeton. Straße 1935 S. 381—385.
25. PETERMANN, H.: Praktische Anwendung der Bodenmechanik im Groß-Erdbau. Bauing. 1936 Heft 17.
26. REDLICH-TERZAGHI-KAMPE: Ingenieurgeologie. Wien: Julius Springer 1929.
27. Richtlinien für bautechnische Bodenuntersuchungen 1937. Berlin: Beuth-Verlag GmbH.
28. RISCH, C.: Erschütterungswellen bei der Verdichtung des Bodens mit Stampfgeräten. Straße 1937 S. 261ff.
29. RÖSSERT, H.: Erdförderung an einer Steilstrecke der Reichsautobahn. Straße 1938, S. 245—246.
30. SCHNEIDER, H.: Das Rütteldruckverfahren und seine Anwendung im Erd- und Betonbau. Beton u. Eisen 1928 S. 1—7.
31. SCHULZ, G.: Allgemeine Baugrundverhältnisse und besondere Gründungsschwierigkeiten im Bereich der OBR. Kassel. Bauing. 1937 S. 343—350.
32. SPECK, A.: Zur Frage der Ingenieurausbildung. Bautechnik 1937 Heft 51.
33. SPETH: Zur Frage der Erfassung der Eindringungstiefe von Bomben in Beton. Beton u. Eisen 1936 S. 409—416.
34. TERZAGHI, K. VON: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig—Wien: Franz Deuticke 1925.
35. TIEDEMANN, B.: Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bautechnik 1937 S. 400ff.

## Sachverzeichnis.

- Abnahmeprüfung 125.  
 Abwandern, Betondecke 152.  
 Adhäsion 3, 13, 17, 18, 19, 31, 33.  
 Adhäsionsfestigkeit 41.  
 Adhäsionswasser 18, 30, 34.  
 Adhäsionswasserhülle 18, 29, 30, 39, 113, 114.  
 Affinität 29, 30, 34.  
 Anteil, wirksamer, s. Stoffgruppe 113.  
 Aufbereitung der Massen 115.  
 Auflösungsgeschwindigkeit 41.  
 Auflockerung der Massen 83, 106, 130.  
 Aufschlitzen, Untergrund 164, 166, 167.  
 Aulehm 179.  
 Ausbreitungsgeschwindigkeit von Wellen 132, 150.  
 Ausrollgrenze 35, 41, 44.  
 Aussetzen, Massen 100.  
 — zwischenzeitlich 50, 51.  
 Austrocknungskrusten 49.  
 Auswaschung, Damm 135.  
  
**Baugrundingenieur** 53, 77.  
**Baustahl** 174.  
**Bautagebuch** 125.  
 Begriffe, bodenphysikalische 172/173.  
 Benetzbarkeit 34, 48.  
 Benetzungswiderstand 16.  
 Bentonit 18, 29, 31.  
 Berasung 138, 157.  
 Berührungsfestigkeit 14.  
 Betondecke, Abwandern 152.  
 Bewegungskraft 23, 25, 46, 47.  
 Binnendruck 12.  
 Bodenkunde, bautechnische 3.  
 Bodenprüfstelle 4.  
 Bodenverdichtungsmaschine (Losenhausen) 109.  
 Bodenverteiler 72.  
 Bodenwasser, Überschuß 163.  
  
**Boden** 10.  
 — fester = nichtbindiger 10, 13, 174.  
 — gestörter 37, 41.  
 — organischer 166 ff.  
 — plastischer 35, 36.  
 — pseudofester = bindiger 10, 32, 46, 131, 176 ff.  
 — rutschgefährlicher 35, 36.  
 — steiniger 180, 183.  
**Böschung** 6, 7, 135.  
 — Berasung 138.  
 — Gefahren 154 ff.  
 — Rutschung 161 .  
 — Schäden 154 ff.  
**Böschungswinkel, natürlicher** 6, 7, 14, 38.  
  
**Coulombsches Gesetz** 14, 17.  
**Cutta-Schwimmbagger** 167.  
  
**Damm, Kunstbauwerk** 3, 125, 164, 171.  
 — und Untergrund 147 ff.  
**Dammbau** 2, 29.  
 — Gefahren 150 ff.  
 — Grundlagen 53 ff.  
 — praktischer 71 ff.  
 — Schäden 150 ff.  
 — Setzungen 133 ff.  
**Dammbaugeschichte** 170/171.  
**Dammbaukontrolle** 118 ff.  
**Dammbaukunde** 3, 4.  
**Dammbauorganisation,**  
     **Dammteile** 123.  
 — Einbau 122/123.  
 — Förderung 120/121.  
 — Frostschutz 121.  
 — Geräteinsatz 123.  
 — Gewinnung der Massen 120.  
 — Massenverteilung 121.  
 — Rechtsfragen 119, 124.  
 — Rutschgefahr 122.  
 — Schütthöhe 123.  
 — Verdichtungstechnik 123.  
 — Wetterverhältnisse 123.  
  
**Dammbaustoff** 3, 7 ff., 36, 173 ff.  
 — Prüfung 49, 50.  
**Dammbautagebuch** 125/126, 128.  
**Dammbau-Überwachung** 124  
 — Dammbautagebuch 125.  
 — Kontrolle 124 ff.  
 — Sicherung 124 ff.  
**Dammform** 5, 6.  
**Dammkörper** 4, 5.  
**Dammprofil** 6.  
**Dammrutschung** 161.  
**Dammschäden** 151.  
 — Schutzmaßnahmen 156, 157.  
**Dammschulter, Gefahren** 154 ff.  
 — Schutz 157.  
 — Verbreiterung 134, 152, 153.  
 — Verdichtung 64, 65, 99.  
**Dammsetzungen** 67, 68, 133 ff.  
**Dammteile** 6.  
 — Achse.  
 — Basis.  
 — Böschung.  
 — Breite.  
 — Fuß.  
 — Höhe.  
 — Kern.  
 — Krone.  
 — Schulter.  
 — Sohle.  
**Dammüberhöhung** 166, 168.  
**Dampfloks** 121.  
**Diagenese** 58.  
**Dichte** 14, 15.  
 — relative 15.  
**Dichtemesser** 130, 131.  
**Dichteprüfer** 130, 131.  
**Dispersionsmittel** 31.  
**Dispersoid** 30.  
**Dränage** 156.  
**Dreistoffsystem** 12, 16, 31, 32, 34.  
 — Durchlässigkeit 35.  
 — Kapillarität 35.  
 — Plastizität 35.

- Druckfestigkeit 93, 96.  
 Druckkraft 20, 25.  
 Druckgeräte 86 ff.  
 Druckluftstampfer 109.  
 Druckluftstoß-Rüttelgerät 109.  
 Druckporenzifferdiagramm 37, 38.  
 Druckwirkung 43.  
 — Böden, weiche 44.  
 — Mischgesteine 43.  
 — Steine 43.  
 Durchlässigkeit 18.  
  
 Erdbau 4.  
 Erdbeton 46, 180, 183.  
 Erddruck 106.  
 Erdscholle 47.  
 Eigenschaften der Gesteine, mechanische 19 ff., 41 ff.  
 — physikalische 11 ff., 28.  
 Eigenschwingungszahl 110.  
 Einbau 53.  
 — feste Gesteine 77, 78, 81.  
 — Gesteine 71 ff.  
 — mit Verdichtung 57 ff.  
 — ohne Verdichtung 53.  
 — packlageartig 77, 78.  
 — pseudofeste Gesteine 78 ff.  
 — trockener 76 ff.  
 — Zerkleinerung der Gesteinsmassen 77.  
 Einrütteln 23.  
 Einrüttelgerät 86, 108.  
 — Beschreibung 109.  
 — und Dammgröße 110.  
 — und Dammteile 109.  
 — und Schüttmassen 110.  
 — und Schüttung 110.  
 — Wirkungsweise 108, 110.  
 Einrüttelschwingungsgerät siehe Einrüttelgerät.  
 Einschlämmen 27, 115.  
 Einspülen 27, 115, 116.  
 Einstoffsystem 12, 14.  
 Einsümpfen 26, 27, 114, 116.  
 Einzelkorngefüge 33.  
 — sekundäres 33.  
 Eisenbahndamm — Setzungen 139.  
 Elastizität 36.  
 Elastizitätsgesetz 40.  
 Elastizitätsziffern 15/16, 83.  
 Enslingerät 179.  
 Entmischung 27.  
 Erdfalltrichter 169.  
  
 Erschütterung 24.  
 — hochfrequente 24.  
 — unterbrochene 24, 45.  
 Erschütterungsintensität 24.  
 Erschütterungswellen 103.  
 Explosionsrammen 100 ff.  
 — Beschreibung 101, 102.  
 — und Dammschulter 104.  
 — und Dammteile 104.  
 — und Schütthöhe 103.  
 — und Schüttmassen 103.  
 — und Stampfplatte 102.  
 — und Überschüttung von Bauwerken 106.  
 — Verdichtungsschema 103.  
 — Verdichtungstechnik 102.  
 — Widerlagerhinterfüllung 105/106.  
 Fahrbahnplatte, Abwandern 152.  
 Faulschlamm siehe Moorboden.  
 Feinmessungen 133, 148.  
 Festigkeitseigenschaften der Gesteine 12 ff., 28 ff.  
 Festsubstanz 12, 13.  
 Filterschichten 68, 80, 100.  
 — an Bauwerken 133, 134.  
 Flattern (Fahrbahndecke) 151.  
 Fliehkraft 108.  
 Fließgefahr 176.  
 Fließgrenze 35, 41.  
 Flockengefüge 33.  
 Förderbetrieb 71—74.  
 — starrer 71, 72.  
 — beweglicher 73, 74.  
 — schienenloser 73.  
 Formänderungswiderstand 15, 16.  
 Frosch 101 ff.  
 — großer 101.  
 — kleiner 101.  
 — Sprungbrett 104.  
 Frostballen 151.  
 Frosthebungen 122, 153.  
 Frostkriterium 30.  
 Frostschäden 153.  
 Frostschuttschicht 153.  
 Fugen, Öffnen 152, 154.  
 Gefahren des Untergrundes 159.  
 — Ausquetschgefahr.  
 — Rutschgefahr.  
 — Setzungen.  
 — tektonische.  
  
 Gefahrenquellen (Dammbau).  
 — äußere 152—154.  
 — innere 151—152.  
 — Schutzmaßnahmen 156, 157.  
 — Verkehrserschütterungen 156.  
 Gefügefestigkeit 12, 45.  
 Gefügeformen 32 ff.  
 Gehängelehm 179, 180.  
 Gel 31.  
 Gerätewahl 61, 62.  
 Gesamtverdichtung 64.  
 Geschiebelehm 180.  
 Geschiebemergel 180/181.  
 Gesetz der Verdichtung 57/58  
 Gesteine 9.  
 — Aussetzen 50.  
 — Durchmischung 80.  
 — feste 10, 13, 159, 160, 173.  
 — Gewinnbarkeit 52.  
 — gummiartige 79.  
 — pseudofeste 10, 11, 31, 160, 161, 174.  
 — Verdichtbarkeit 81 ff.  
 Gesteinsgruppe, anorganische 8.  
 — organische 9.  
 Gesteinsstruktur, feste Gesteine 13.  
 — pseudofeste Gesteine 18.  
 Gewinnung der Massen 120.  
 Glätten 100, 178.  
 Gleisspurbreite 71.  
 Grundbruchgefahr 158.  
 — Sicherung 165.  
 Grundwasser 160/163.  
 Grundwasserauftrieb 163.  
 Gummiartige Massen 79, 104.  
 — Dammstellen 79, 124.  
 Güteeigenschaft 3, 4.  
 Güteziffer 131.  
  
 Haftfestigkeit 12, 136.  
 Haftwasser 19.  
 Handstampfer 93, 97.  
 Hangwasser 161.  
 Hauptverdichtung 63, 64, 89, 99.  
 Hohlräume (Untergrund) 169/170.  
 Hookesche Gesetz 83, 131.  
 Horizontalschubkomponente 87.  
 Humus 152.  
 — Andeckung 157.  
 Hygroskopizität 34.

- Innenrüttler 117.  
 Interferenzwirkung siehe Er-  
 schütterungswellen.
- Kabelkanal 156.  
 Kalkmergel 181.  
 Kälte siehe Gefahrenquellen.  
 Kapillarität 16, 17.  
 Kapillardruck(kraft) 17, 18,  
 25, 37, 38, 39, 40, 113.  
 Kapillarkraft 18, 26, 27, 37.  
 Karrenbildung 135, 138.  
 Kippe 74.  
 Klimatische Einflüsse 19.  
 — auf Gesteine 48, 49.  
 — und Verdichtung 92, 100,  
 107, 110.  
 Knollenmergel 49.  
 Kohäsion 13.  
 — echte, wahre 13, 36.  
 — molekulare 13.  
 — scheinbare 36, 37.  
 Kolloid 29/30, 31.  
 Kolloidal 30, 31.  
 Kolloidschlamm 176.  
 Kolloidwasser 34, 35.  
 Konsistenz 35.  
 Kornverteilungskurven 15,  
 176, 177.  
 Kraft, äußere 20—23, 41, 42.  
 — dynamische 20, 21, 42.  
 — kinetische 20, 21, 23, 42.  
 — naßmechanische 25.  
 — statische 20, 42.  
 — statisch-kinetische 25.  
 Kristallgitter 12/30.  
 Krümelgefüge 33.  
 Kunstbau(werk) 3, 125, 164,  
 171.  
 Kurvenentwässerung 156.
- Lagerung, dichteste 130.  
 — loseste 130.  
 Lastsetzungskurve 141.  
 Leitradwalze 89.  
 Lehm 10, 177 ff.  
 Letten 49, 182.  
 — echte 182.  
 Löß 7, 8, 44, 47, 78, 177.  
 Lößlehm 8, 44, 47, 78, 178,  
 179.
- Massen aller Art 125.  
 Massen (Gesteins-) Ausfließen  
 152.  
 — Breitfließen 152.  
 — Gewinnung 120.
- Massen, setzungsempfind-  
 liche 135.  
 — Trägheit 82, 98, 114, 116.  
 — wasserempfindliche 152.  
 Massenvermischung 124.  
 Massenverteilungsprofil 121,  
 152.  
 Meniskus 16, 17, 18, 28, 37,  
 39.  
 Mergel 181.  
 Meßplatte 148, 149.  
 Messungen, dynamisch-ela-  
 stische 132.  
 — Fein- (Nivellement) 133.  
 — Porenvolumen (Porenzif-  
 fer) 129, 130.  
 — Prüfstab- 132.  
 — statisch-elastische 130 bis  
 132.  
 Mikrogewölbe 20, 111.  
 Mischgestein 10, 40, 41, 81,  
 177, 183, 180.  
 — und Bewegungskraft 47.  
 — und Klima 48.  
 — und Stoßwirkung 45.  
 Mittelstreifen 152, 156.  
 — Überhöhung 156.  
 Mo 176.  
 Moor 166 ff.  
 — Aufschlitzen 167.  
 — Aushub 167.  
 — Belassen 166.  
 — Sprengen 168, 169.  
 — Umwühlen 167.  
 Moorverdrängung 168.  
 Moorverflüssigung 168.
- Nachprüfung (siehe auch Ver-  
 dichtung) 129 ff.  
 Nachsetzung 143.  
 Nahkraft 3, 19, 30, 36, 42.  
 — latent 42, 63.  
 Nässe siehe Gefahrenquellen.  
 Niederschlagswasser, Ablei-  
 tung 156.  
 Nivellement 133, 148.  
 Siehe auch Feinmessung.  
 Normung der Baustoffe 51.
- Oberflächenauflockerung 106.  
 Oberflächendichte 40.  
 Oberflächenrüttler 117.  
 Oberflächenspannung 16, 17,  
 28, 38, 43.  
 Oberflächenwirkung 16, 31.
- Pegel 140 ff., 149.  
 — Anordnung 141.  
 — Ausbildung 141.  
 — Einbau 141.  
 — Meßstelle 141.  
 — Meßzeit 141, 142.  
 — teleskopartig 140.  
 Pegelmessungen 140 ff.  
 — Ergebnisse 135—139, 142  
 bis 148.  
 Pinge 169.  
 Planieraupe 56, 72.  
 — Leistungen 73, 74.  
 Plastizitätsgrad 35.  
 Plastizitätsziffer 35.  
 Pore 16, 42.  
 — wassergesättigt 37.  
 Porenvolumen 14, 15, 31, 82,  
 83.  
 — Messung 129/130.  
 Porenwasser 18, 134, 37.  
 Porenziffer 14, 15, 35, 36, 82,  
 83.  
 Preisbildung (Verdichtung)  
 113.  
 Preßbarkeit 36.  
 Profilmagß 6, 135.  
 Prüfstab 82, 84, 85, 98, 132.  
 Pseudofest 11, 28.
- Querdamm 114.  
 Querdränage 153.
- Ramme (siehe auch Explo-  
 sionsramme) 93, 100 ff.  
 — Beschreibung 101.  
 — Explosionsramme 100 ff.  
 — leichte 101.  
 — schwere 101.  
 — und Stampfplatte 107.  
 — und Walze 107.  
 Rasensoden 157.  
 Raupenschwingungsverdich-  
 ter 109.  
 Raupenwagen 74.  
 Rechtsfragen 119 ff.  
 Regenfest 41, 58.  
 Reibungswiderstand 12, 14,  
 37.  
 Reichsautobahnen 2, 3, 4.  
 Rekristallisation 31.  
 Resonanzerschütterung 62.  
 Resonanzwirkungen, gefähr-  
 liche 156.  
 — verdichtende 82.  
 Rutschfläche 161.

- Rutschgefahr 135, 151, 152, 176.  
 Rutschzone 161.
- Sand, wirksamer Anteil 113.  
 Saugbagger 167.  
 Schaffußwalze (Stachelwalze) 90, 91.  
 Scheiben-Ringelwalze 89.  
 Scherfestigkeit 12, 13, 15, 17, 23, 25, 31, 36, 37, 45, 113, 162.  
 — Veränderung 36 ff., 44, 162.  
 Scherkraft 37.  
 Scherwiderstand 14, 25, 27, 44, 63.  
 Scherwinkel 14, 37.  
 Schichtenwasser 161.  
 Schiebewellen 63, 96, 156.  
 Schlämmgefüge 33.  
 Schluff 15, 176, 181, 182.  
 Schotterstraßenbau 87.  
 Schrumpfen 39.  
 Schrumpfgrenze 41, 43.  
 Schrumpfrisse 153.  
 Schubkraft 88.  
 Schürfwagenzug 74.  
 — Leistung 74.  
 Schütthöhe 60, 75, 77.  
 — Ermittlung 81 ff.  
 Schüttmassen (s. Gesteine) 7.  
 Schüttung 53 ff.  
 — Fehler 75.  
 — Gerüst- 56.  
 — Höhe 75.  
 — Lagen- 56, 59.  
 — Lehre 75.  
 — Neigung 76.  
 — Seiten- 55.  
 — Vorkopf- 54.  
 Schüttstoff, siehe Gesteine.  
 Schwellen 40, 41.  
 Schwellfähigkeit 37, 40.  
 Schwellkurven 37, 38.  
 Schwenkwinkel 95.  
 Schwinddruck 40.  
 Schwinge 95.  
 Schwingkraft 109.  
 Schwingungsmaschine 109.  
 Sedimentation 33.  
 Seitendamm 114.  
 Seitenschüttung 55, 160.  
 Selbstsperrung 20.  
 Satzungen 60, 67 ff.  
 — Dammschulter 69, 70.  
 — gefährliche 70.
- Satzungen, Nach- 143.  
 — und Verkehr 69, 70.  
 — verkehrsempfindliche 60.  
 — verschleppte 149.  
 — ungefährliche 70.  
 — Ursachen 68.  
 Setzungsergebnisse 136—139.  
 Setzungsfleißerscheinung 160.  
 Setzungskräfte 68, 69, 139.  
 Setzungsmessungen 140 ff.  
 Setzungsmulde 70.  
 Spannung, hydrostatische 38.  
 Spitzkehre 73, 75, 121.  
 Sprengen, Entlastungssprengung 168.  
 — Hauptsprengung 168.  
 — Oberflächensprengung 168, 169.  
 Sprungbrett für Rammen 104  
 Spülen siehe Einspülen.  
 Spüldüse 169.  
 Spüldruck 115.  
 Spülkipfverfahren 115.  
 Spüllanze 169.  
 Spülspritzverfahren 115.  
 Spurbreiten (Gleis) 71.  
 Stampfgeräte 93.  
 Stampfklotz 107.  
 Stampfkörper 94.  
 Stampfmaschine, Elefant 93, 107, 108.  
 Stampfplatte 94 ff.  
 — Beschreibung 94, 95.  
 — und Dammgröße 98.  
 — und Dammhöhe 98.  
 — und Gesteinsgröße 98.  
 — und Schütthöhe 97, 98.  
 — Tiefenwirkung 97.  
 — und Überschüttung von Bauwerken 100.  
 — Verdichtungsschema 97.  
 — Verdichtungstechnik 97.  
 — und Walze 95.  
 — und Widerlagerhinterfüllung 100.  
 — Wirkung 96.  
 Steine 10, 43, 46.  
 Steinpackung 162.  
 Stoffgruppe 32.  
 — feste 35.  
 — flüssige 35.  
 — pseudofeste 48.  
 — wirksame 30, 32, 41, 48, 113.  
 Stocklehm 43, 163, 180.  
 Stoßkraft 21, 25, 44—46.  
 Stoßverdichtung 22.
- Stoßwirkung an festen Gesteinen 21, 22.  
 — an pseudofesten Gesteinen 44 ff.  
 Strömungsdruckgefälle 25.  
 Strömungsgeschwindigkeit 27.  
 Stützmauer 162.  
 Sümpfen siehe Einsümpfen.  
 Sümpffeld 114.
- Tandemwalze 20, 97.  
 Tiefenverdichtung (Walzen) 91.  
 Tiefensicker 162.  
 Tiere siehe Gefahrenquellen.  
 Ton 29, 48, 181.  
 geologischer 176.  
 — physikalischer 176.  
 Tonmergel 181.  
 Torf siehe Moor.  
 Transversalwellen siehe Schiebewellen 63.  
 Trockenheit siehe Gefahrenquellen.  
 Trockenmauerwerk 162.
- Überhöhung (Damm) 138, 139.  
 Überschüttung von Bauwerken 100, 106.  
 Überverdichtung 60, 106.  
 Überwintern 2, 58, 111.  
 Universalverdichtungsgerät 100; siehe Stampfplatte.  
 Untergrund 157 ff.  
 — Anorganischer 159 ff.  
 — Bodenwasserverhältnisse 158/159.  
 — Gefahren 159.  
 — Gefügesteigkeit 158.  
 — Gesteinszusammensetzung 158.  
 — organischer 166 ff.  
 — rutschgefährlicher 164.  
 — Setzungsverlauf 164.  
 — Sicherungsmaßnahmen 159, 161 ff.  
 — Tektonik 158.  
 — Untersuchung 165.  
 Unterstopfen 2.  
 Unterverdichtung 60.
- Verbindungsstufen 162.  
 Verdichtbarkeit 81 ff.  
 Verdichtungsapparat 85.  
 Verdichtung und Dammkrone 66.

- Verdichtung und Damm-  
 schulter 123.  
 — und Dammteile 123.  
 — Gerätewahl 61, 62.  
 — und gewachsener Boden  
 66.  
 — Haupt- 63, 64, 99.  
 — Kostenfrage 111, 112.  
 — künstliche 57 ff.  
 — und Massenbedarf 66.  
 — Nachprüfung 128 ff.  
 — naßmechanisch 25, 113 ff.,  
 118.  
 — natürliche 58.  
 — Preisbildung 113.  
 — relative 63.  
 — richtige, fehlerfreie 61 ff.  
 — und Schwerpunktsverlage-  
 rung 105.  
 — sektorenmäßige 99.  
 — setzungsfreie 133 ff.  
 — stufenförmige 63.  
 — teilweise 135, 136.  
 — trockenmechanische 19—  
 25.  
 — Voll- 63.  
 — Vorteil der 58.  
 — Vor- 63, 64, 99.  
 — und Wetter 67.  
 — und Widerlagerhinterfü-  
 lung 60, 117.  
 — Wirkung der 62, 93.  
 Verdichtungsarbeit 56, 98.  
 Verdichtungsenergie, voll-  
 wirksame 63.  
 Verdichtungserfolg 22, 61.  
 Verdichtungsfähigkeit 62,  
 178.  
 Verdichtungsgeräte 59, 85 ff.  
 Verdichtungsgrad 60, 61.  
 Verdichtungssetzungsbezie-  
 hung 146.  
 Verdichtungstechnik, Grund-  
 sätzliches 58, 59.  
 Verdichtungswert 83.  
 Verdichtungswirkung 65, 66.  
 Verdichtungsziffer 15, 62, 82,  
 129/130, 132.  
 Verdunstungsdruck 18, 19.  
 Verformung, plastische 45.  
 Verformungswiderstand,  
 Messung 82, 131.  
 Verkehrserschütterungen 156  
 Verspannschicht 78.  
 Verwitterungslehm 180.  
 Verzahnen 159, 160, 161.  
 Vibrationsstampfer 109.  
 Vibromax 109, 116.  
 Vorarbeiten, bodenkundliche  
 165, 171.  
 Vorkopfschüttung 53, 54, 160  
 Vorverdichtung 63, 64, 89, 99.  
 Wabengefüge 33.  
 Walze 86 ff.  
 — und Dammbaubetrieb 92.  
 — und Dammgröße 92.  
 — und Dammteile 92.  
 — Dreirad- 86.  
 — Drucknetzwirkung 89.  
 — Druckwirkung 89.  
 — Glätten 91, 93.  
 — und klimatische Einflüsse  
 — Leitradwalze 89.  
 — Schütthöhe 92.  
 — Schüttermassen 92.  
 — Tandem- 86.  
 — Tiefenverdichtung 87, 91.  
 — Verdichtungstechnik 91.  
 — Wirkungsweise 87, 88.  
 Walzenwirkung 20, 21.  
 Wasser 34.  
 — Poren-  
 — Adhäsions-  
 — Kolloid-  
 Wasseraffinität 34.  
 Wasserbindevermögen 18/79.  
 Wasserbindungsfaktor 51, 78.  
 Wasserempfindlichkeit 41, 45,  
 47.  
 Wasserdurchpreßbarkeit 165;  
 siehe Wasserdurchlässig-  
 keit.  
 Wasserfilm 34, 114.  
 Wasserführung 34.  
 Wassergehalt, natürlicher 35,  
 38, 48.  
 Wasserhülle 34.  
 Wasserstrahlverfahren 115.  
 Wasserübersättigung 38.  
 Wetterverhältnisse siehe  
 Dammbauorganisation.  
 Widerlagerhinterfüllung, Ver-  
 dichtung 100, 101, 105,  
 106, 117, 128, 134.  
 Windeinfluß siehe Gefahren-  
 quellen.  
 Winkel der inneren Reibung  
 14, 37, 54.  
 Wirkungsgrad beim Stoß 22.  
 Wirkung von Wasser 25.  
 — kinetisch 26.  
 — statisch 25.  
 — lösende 32.  
 Wulstbildung 87, 88 (Walzen)  
 Zeitsetzungskurven 146.  
 Zerfallschlacken 10, 52.  
 Zerkleinerung 76, 77, 81, 123,  
 127.  
 Zerkleinerungsgrad 103, 123,  
 127.  
 Zertrümmerung 44.  
 Zertrümmerungsfestigkeit  
 93, 96.  
 Zumutbarkeit (Rechtsfragen)  
 120.  
 Zusammendrückungskurven  
 37, 38.  
 Zusammendrückungswerte  
 15.  
 Zustandsformen der Gesteine  
 12.  
 Zweistoffsystem 12, 13, 31.  
 Zwischenschichten 80.  
 Zwischenverdichtung 60, 104.

**Der neuzeitliche Straßenbau.** Aufgaben und Technik. Von Professor Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart. Zweite, umgearbeitete und verbesserte Auflage. (Handbibliothek für Bauingenieure, Teil II, Bd. 10.) Mit 274 Textabbildungen. XII, 474 Seiten. 1932. Gebunden RM 35.50

---

**Handbuch der neuen Straßenbauweisen** mit Bitumen, Teer und Portlandzement als Bindemittel. Von Oberbaurat a. D. W. Reiner, Beratender Ingenieur. Mit 216 Textabbildungen. XII, 400 Seiten. 1929. Gebunden RM 27.45

---

**Der Straßenbau der Vereinigten Staaten von Amerika** unter Berücksichtigung der Nutzanwendung für Deutschland. Von Professor F. Knipping, Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. K. Götz, Dipl.-Ing. H. Mittmeyer, Darmstadt. Mit 201 Textabbildungen, 4 Tafeln und 39 Zusammenstellungen. VIII, 278 Seiten. 1934. Gebunden RM 28.50

---

**Aus Untersuchungen mit Leichtfahrbahndecken zu Straßenbrücken.** Von Professor Otto Graf, Stuttgart. (Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausg. B, Heft 9.) Mit 56 Textabbildungen. III, 25 Seiten. 1938. RM 4.—

---

**Asphaltstraßen und Teerstraßen** (Bituminöse Straßenanlagen.) Von Direktor B. J. Kerkhof, Utrecht. Übersetzt von Direktor E. Ilse. Dritte, erweiterte Auflage. Mit 10 Abbildungen auf Tafeln und 2 Kurvenbildern im Text. VII, 96 Seiten. 1929. RM 6.75; gebunden RM 7.74

---

**Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb.** Herausgegeben von Professor Dr. Georg Garbotz VDI, Berlin.

Erster Band. 1. Teil: Die Einrichtung und der Betrieb maschinell arbeitender Baustellen. Von Obergeringieur Priv.-Doz. Dr.-Ing. Otto Walch, Berlin. 2. Teil: Die Verwaltung und Instandhaltung der Geräte und Baustoffe. Von Professor Dr. Georg Garbotz VDI, Berlin. Mit 313 Textabbildungen. VIII, 448 Seiten. 1931. Gebunden RM 58.—

Dritter Band: Die Geräte für Erd- und Felsbewegungen.

1. Teil: Die maschinellen Hilfsmittel für das Lösen, Laden und Einbringen der Massen bei Trocken-, Erd- und Felsbewegungen (Bagger und Kippen-Geräte). Von Professor Dr. Georg Garbotz VDI, Berlin, unter Mitarbeit von Direktor Dr.-Ing. Theodor Krauth, Karlsruhe, und Dr.-Ing. W. Franke VDI, Dresden. Mit 900 Textabbildungen, Tabellen, Mustern und 11 Tafeln. X, 652 Seiten. 1937. Gebunden RM 96.—

*(Der 2. Teil des dritten Bandes erschien im VDI-Verlag, Berlin.)*

---

**Der Beton.** Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Von Professor Dr. Richard Grün, Düsseldorf. Zweite, völlig neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Mit 261 Abbildungen im Text und auf 2 Tafeln sowie 90 Tabellen. XV, 498 Seiten. 1937. RM 39.—; gebunden RM 42.—

---

**Materialauswahl für Betonbauten** unter besonderer Berücksichtigung der Wasserdurchlässigkeit. Versuche und Erfahrungen. Von Reg.-Baurat H. Vetter und Dr. E. Rissel, Heidelberg. Mit 40 Textabbildungen und 16 Zusammenstellungen. IV, 94 Seiten. 1933. RM 4.50

---

**Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau.** Von Hafendirektor a. D. Professor Dr.-Ing. A. Agatz, Berlin. Unter Mitarbeit von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. E. Schultze, Berlin. Mit 155 Textabbildungen. VIII, 276 Seiten. 1936. Gebunden RM 26.40

---

---

**Veröffentlichungen des Instituts der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Hochschule Berlin.**

Heft 1: Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen. Von Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. A. Hertwig, Regierungsbaurat G. Früh und Dipl.-Ing. H. Lorenz. Mit 35 Textabbildungen. IV, 45 Seiten. 1933. RM 7.50

Heft 2: Über die Setzungen und Dichtigkeitsänderungen bei Sandschüttungen infolge von Erschütterungen. Von Dr.-Ing. D. A. Pippas. Mit 71 Textabbildungen. IV, 29 Seiten. 1932. RM 5.40

Heft 3: Kritische Betrachtung von Flach- und Pfahlgründungen, besonders in den Hafenplätzen Niederländisch-Indiens. Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Wilhelm Loos. Mit 18 Textabbildungen. IV, 24 Seiten. 1932. Z. Zt. vergriffen.

Heft 4: Die Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen (2. Bericht). Mitteilungen über gemeinsame Arbeiten der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik und des Geophysikalischen Instituts der Universität Göttingen. — Über das Verhalten des Sandes bei Belastungsänderung und Grundwasserbewegung. Von L. Erlenbach. Mit 56 Textabbildungen. III, 52 Seiten. 1936. RM 8.—

Heft 5: Über Zusammenhänge zwischen Wasserhaushalt der Tonminerale und bodenphysikalischer Eigenschaften bindiger Böden. Gemeinschaftsarbeit des Laboratoriums für bauwissenschaftliche Technologie der Technischen Hochschule Berlin und der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik K. Endell, W. Loos, H. Meischeder und V. Berg. Mit 22 Textabbildungen. III, 24 Seiten. 1938. RM 4.—

Heft 6: Die Dispersion elastischer Wellen im Boden. Von Dr. phil. habil. A. Ramspeck, Berlin, und Dr. phil. G. A. Schulze, Göttingen. Mit 28 Textabbildungen. IV, 28 Seiten. 1938. RM 4.80

---

**Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen** bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. habil. W. Loos, Berlin. Dritte, umgearbeitete und erweiterte Auflage. Mit 164 Textabbildungen. VIII, 204 Seiten. 1937. RM 16.50; gebunden RM 18.—

---

**Die Aräometer-Methode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden und anderen Materialien.** Von Dr. techn. Arthur Casagrande, Assistent-Prof., Harvard University, Cambridge, Mass. Mit 20 Textabbildungen. 56 Seiten. 1934. RM 4.50

---

**Die Auswahl und Beurteilung der Straßenbaugesteine.** Von Ingenieur Professor Dr. phil. Josef Stiny, Wien. Mit 42 Textabbildungen. IV, 141 Seiten. 1935. (Verlag von Julius Springer-Wien.) RM 7.20

---

**Technische Gesteinkunde** für Bauingenieure, Kulturtechniker, Land- und Forstwirte sowie für Steinbruchbesitzer und Steinbruchtechniker. Von Ing. Professor Dr. phil. Josef Stiny, Wien. Zweite, vermehrte und vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 422 Abbildungen im Text und einer mehrfarbigen Tafel, sowie einem Beiheft: „Kurze Anleitung zum Bestimmen der technisch wichtigsten Mineralien und Felsarten“ (mit 11 Abbildungen im Text, 23 Seiten). VII, 550 Seiten. 1929. (Verlag von Julius Springer-Wien.) Gebunden RM 45.—

---

**Gefügekunde der Gesteine.** Mit besonderer Berücksichtigung der Tektonite. Von Professor Dr. Bruno Sander, Innsbruck. Mit 155 Abbildungen im Text und 245 Gefügediagrammen. VI, 352 Seiten. 1930. (Verlag von Julius Springer - Wien.) RM 37.60; gebunden RM 39.60