

Biblioteka Główna i OINT  
Politechniki Wrocławskiej



100100247497

L 1127

m



# DER TALSPERRENBAU

P. ZIEGLER

BEGRÜNDUNG G. RATHENAU & H. ZILCHLAUTHAL

DRITTE NEUBEARBEITETE AUFLAGE

BAND II

## C. DIE BERECHNUNG MASSIVER TALSPERREN

- I. Schwerkraftmassen (Grenzfallbeispiele)
- II. Gewölbesperren
- III. Talsperrn aus Eisen (Zentralschleusen)
- IV. Pfeilersperren (Zentralschleusen)



HERLITZ

VERLAG VON WILHELM HERLITZ & CO.



29,80

# DER TALSPERRENBAU

VON

**P. ZIEGLER**

REGIERUNGS- U. BAURAT a. D. ZU CLAUSTHAL

**DRITTE NEUBEARBEITETE AUFLAGE**

**BAND II**

**C. DIE BERECHNUNG MASSIVER TALSPERREN**

- I. Schwerkraftmauern (Zerstörungsbeispiele)
- II. Gewölbesperren
- III. Talsperren aus Eisen (Zerstörungsbeispiel)
- IV. Pfeilersperren (Zerstörungsbeispiele)

MIT 406 TEXTABBILDUNGEN



1926.1802.

BERLIN 1927

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN





*Op. 21127.*

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



354152 L/1

## Vorwort zum Band II.

Die Grundlage der nachstehenden Arbeit ist das Studium aller Zerstörungserscheinungen an Sperrmauern, von der Durchbiegung und Rißbildung bis zum Einsturz.

Bei den Einzelbeschreibungen ausgeführter Bauten ist auf kleinere Schäden hingewiesen. Sonderbeschreibungen aller bekannten Katastrophen sind den Abschnitten I Schwerkraftmauern, III Talsperren aus Eisen, und IV Pfeilersperren beigelegt.

Von Gewölbesperren — Abschnitt II — sind wohl Rißbildungen, aber keine Einstürze bekannt geworden.

Unter den rechnerischen Untersuchungen habe ich auch ältere Methoden und solche angeführt, welche noch nicht genügend durch Versuche geklärt und mit den Erfahrungen in Übereinstimmung gebracht werden konnten. Eine solche Entwicklungsgeschichte kann zu neuen Anregungen und vielleicht auf alte zurückführen. Der Wandel der Anschauungen zeigt, daß auch die jetzt übliche Berechnungsweise nur eine Staffel auf dem Wege zur Lösung der scheinbar so einfachen Aufgabe, der Spannungsermittlung für eine wasserbelastete Mauer darstellt.

Von den vielen Fehlerquellen der mannigfaltigen und sinnreichen Rechnerverfahren scheint mir die schwerwiegendste die Unsicherheit über die Fortpflanzung der Kräfte, Formänderungen und Spannungen im Mauerkörper. Im Gegensatz zum homogenen Eisen wird in einem verkitteten Steingemenge, Steinkörper und Fuge in den verschiedensten Richtungen zu deren Form, Oberfläche und Gefüge in Anspruch genommen.

Als Hauptergebnis meiner Arbeit glaube ich folgendes feststellen zu dürfen:

1. Die Spannungsermittlung nach dem Trapezgesetz (S. 41 u. 42) trifft für einen Stau-mauerquerschnitt um so weniger zu, je größer seine Breitenabmessung. Die Drucklinien aus Wasserdruck und Mauergewicht werden denjenigen für senkrechte Fugenteilung ähneln (Abb. 50, 51 u. 63). Eine Vorstellung gewinnt man aus den Strebenbogen gotischer Kirchen. Die Zusammenfassung der Einzelstreben in einem Mauerwerk- oder Pfeilerquerschnitt wird an der Tatsache nichts ändern, daß die unter höchstem Stau- und Mauerdruck stehenden Streben auch am höchsten belastet werden, die Untergrundbeanspruchungen von der Wasserseite nach der Luftseite abnehmen.

2. Der nach dem Trapezgesetz für die Grenzfälle der Belastung ermittelte Schwerkraftmurerquerschnitt umhüllt bei Strebenauflagerung die Querschnittsdruckfläche, welche zur Übertragung der wagerechten Wasserlast auf den Baugrund erforderlich ist (Abb. 47, S. 63), ohne Überschreitung der zulässigen Höchstspannung.

3. Für eine Pfeilersperre führt das Trapezgesetz, wie die Abb. 2, S. 7, in etwas übertriebener Weise erkennen läßt, nicht zu einer einwandfreien Pfeilerform.

4. Die wagerechte Fuge ist infolge der dübelartigen Steinbewehrung (Abb. 52, 56 u. 62) im Mauerkörper keine Gefahrenzone. Sie ist es auch innerhalb und unterhalb der Gründungsfuge nicht, solange daselbst ähnliche Widerstände auftreten.

5. Die günstige Einspannung der Ringe einer Gewölbesperre zwischen Auflast und Untergrund wird weder in der Ringspannungsformel (S. 137) noch in der Be-

rechnung des elastischen Bogenringes (S. 179, 263 u. 286) berücksichtigt. Elastische Formänderungen des Bogenringes scheinen durch die Einspannung mehr oder weniger ausgeschlossen. Ich habe mich bemüht, die Widerstände der Stützmauerfuge und des Bogenringes in ein Abhängigkeitsverhältnis zu bringen (S. 159), um ein ungefähres Bild der gemeinsamen Wirkung zu gewinnen.

6. Die Auflagerung der Gewölbetonnen auf den flach geneigten Pfeilerköpfen und ihre Verankerung in denselben hebt die einspannende Wirkung der Auflast auf. Solange die Unversehrtheit des elastischen Systems vorhält, werden die Voraussetzungen der Spannungsberechnung zutreffen.

Auch ohne dies würde der gewaltige Stahlkürab, welchen diese Sperren in den Tonnen und meist auch in den Pfeilern zu enthalten pflegen, das Bauwerk auf die Zeit der Lebensdauer des Eisens und seiner Betonumhüllung sichern.

Die Form der flachen, unter Wasserlast und Eigengewicht stehenden Decke ist aus dem Bestreben des Ausgleichs der nach dem Trapezgesetz ermittelten Pressungen der Gründungsfuge, der Absicht, das „Gleiten“ zu verhindern und dem „Unterdruck“ entgegenzuwirken, entstanden.

Sie muß mit der Annahme einer Strebenwirkung (Abb. 1, 1a u. 2, S. 6 u. 7) zugunsten einer flachen luftseitigen Pfeilerbegrenzung und stehender Gewölbe aus den in Abschnitt IV unter 7. zusammengefaßten Gründen fallen (Abb. 215).

7. Im übrigen ist eine Materialüberanstrengung meines Wissens weder bei Schwerkraftmauern noch bei den „konstruktiven“ Mauern bislang als einleitende Ursache von Katastrophen festgestellt worden.

Stets ist es die Schwächung des wagerechten Auflagers infolge von Durchfeuchtung, Zersetzung und Lösung durch das unter Druck stehende Sickerwasser, manchmal gesteigert bis zum Grunddurchbruch gewesen, welche zunächst wagerechte Biegungen, dann senkrechte Risse und schließlich den Einsturz zur Folge gehabt hat. Beinahe nie hat es an vorhergehenden warnenden Anzeichen — Quellungen, Ausbauchungen, Rißbildungen u. dgl. — gefehlt.

8. Die beim Einsturz auftretenden Beanspruchungen werden durch die üblichen Rechnungsverfahren nicht erfaßt.

9. Noch viel weniger hat der dabei berücksichtigte Unterdruck irgendeine erhebliche statische Bedeutung (S. 86 u. 100). Die Angriffsfläche des Stauwassers durch ein Entwässerungsnetz, welches zugleich ein Bewässerungsnetz ist, zu vergrößern und die gefährdete Zone durch dessen Einlage und Wasserführung zu schwächen, dürfte sich in den seltensten Fällen rechtfertigen lassen.

Clausthal, Dezember 1926.

Ziegler.

# Inhaltsverzeichnis.

## Band II.

	Seite
<b>C. Die Berechnung massiver Talsperren</b> . . . . .	1
Einleitende Bemerkungen . . . . .	1
1. Der Gegenstand und die Grundlagen der Berechnung . . . . .	2
2. Der Baustoff der Mauer, „das Objekt“ der Berechnung . . . . .	3
3. Die Art der Inanspruchnahme und Zerstörung des Bauwerks. Die Strebenwirkung . . . . .	6
4. Der Weg zur Untersuchung der Standfestigkeitsbedingungen . . . . .	8
I. Die Berechnung der Schwerkraftmauer . . . . .	11
1. Der Mauerkörper . . . . .	11
a) Die Grundrißform $\alpha$ - $\epsilon$ (Howdensperrmauer) . . . . .	11
b) Die Querschnittsabmessungen der Mauer und das Raumgewicht . . . . .	13
Zusammenstellung I. Raumgewichte und Druckfestigkeiten . . . . .	14
c) Die Gesamtform des Mauerkörpers . . . . .	14
2. Die angreifenden Kräfte . . . . .	15
a) Der Wasserdruck auf die wasserseitige Querschnittsbegrenzung der Mauer in der Tiefe 1 zur Bildebene gerechnet . . . . .	15
b) Der Erddruck . . . . .	16
c) Der Eisdruck . . . . .	17
d) Die Gesamtbelastung . . . . .	18
3. Der verschiedene Widerstand der Einzelquerschnitte und Auflager . . . . .	18
4. Vereinfachte Annahmen für die Berechnung . . . . .	19
5. Die Entwicklung der Berechnung (Lampy) . . . . .	20
a) Die Staumauer des Furens . . . . .	21
b) Die Alfeldmauer . . . . .	24
c) Die Staumauer der Gileppe (Belgien) . . . . .	27
d) Die Staumauer von Ternay . . . . .	33
6. Die Ermittlung der Schlußkräfte . . . . .	35
6a. Die Ermittlung der Schlußkräfte für einen Dreieckquerschnitt (Chartrain) . . . . .	37
Zusammenstellung II. Sperrmauern von Dreiecksquerschnitt . . . . .	38
7. Die Beziehungen zwischen den senkrechten Kräften und den Widerständen der wagerechten Fuge oder das Trapezgesetz . . . . .	41
a) Herleitung aus den elastischen Verkürzungen . . . . .	41
b) Herleitung aus der Knickformel . . . . .	42
c) Beispiele der Berechnung der Pressungen (Möfne) . . . . .	43
8. Die Lage der Drucklinie. Kerngrenzen . . . . .	44
9. Die Höchstbeanspruchungen . . . . .	45
10. Der Grundgedanke der Schwerkraftmauer und der Kern des Trapezgesetzes (Venina) . . . . .	47
11. Die Abmessungen des Dreieckquerschnitts, berechnet aus den Kantenpressungen der wagerechten Fuge . . . . .	48
Zusammenstellung III. Querschnittsflächen der Sperrmauern in $m^2$ . . . . .	51
12. Weitere Untersuchungen des Dreieckquerschnitts auf Grund des Trapezgesetzes . . . . .	52

	Seite
13. Würdigung des Trapezgesetzes . . . . .	58
a) Mißverständene Anwendungen des Trapezgesetzes $\alpha-\eta$ (Ennepe, Nordhausen)	58
b) Die Lage der Schlußkräfte . . . . .	62
c) Die senkrechten Pressungen der wagerechten Fuge . . . . .	64
d) Die wagerechten Widerstände . . . . .	64
e) Schräge Fugen . . . . .	67
f) Die Streben oder Spannbogenübertragung . . . . .	68
g) Passiver Widerstand . . . . .	69
14. Modellversuche über die Spannungsverteilung in Sperrmauern . . . . .	70
15. Die Spannungsverhältnisse des Mauerwerks . . . . .	75
a) Bauspannungen . . . . .	76
b) Systemspannungen . . . . .	76
c) Die Temperaturspannungen und Messungen (Boonton Crossriver) . . . . .	77
d) Die Beobachtungen der Bewegungen in der Mauerkrone (Gotha, Remscheid)	83
e) Die Belastungsspannungen . . . . .	85
16. Der Auftrieb, Unter- und Sohlendruck . . . . .	86
a) In der eigentlichen Mauer (Tytam, Virnwy) . . . . .	86
b) Der Unterdruck in und unterhalb Gründungsfuge, Messung desselben . . . . .	90
c) Würdigung der Unterdruckbeobachtungen (Öster, Lister, Möhne, Waldecker)	91
d) Gedrückte Fläche und Sickermenge . . . . .	93
e) Der tatsächliche Vorgang der Fugenbildung unter einer Staumauer und seine Wirkungen . . . . .	94
f) Die auf die Sohlendruckberechnung gegründeten schädlichen Maßnahmen (das Entwässerungsnetz) . . . . .	97
g) Zusammenfassung . . . . .	100
17. Schlußfolgerungen . . . . .	100
18. Die Zerstörung von Schwerkraftmauern . . . . .	102
a) Macdonaltonsperrre . . . . .	102
b) Die Sperre am Saranafluß N. Y. und am Connedogwinetbach Pa. . . . .	103
c) Die alte und neue Puentessperre . . . . .	103
d) Die Sperre von Gasco oder Guadarrama . . . . .	108
e) Die Sperre des Val de Infierno . . . . .	109
f) Die Sperren von Grosbois und Chazilly . . . . .	109
g) Die Staumauer von Mutha . . . . .	111
h) Die Staudämme des Sig, St. Denis du Sig und Grands Cheurfas . . . . .	111
i) Die Habrasperre in Algier . . . . .	113
k) Die Sperrmauer von Bouzey . . . . .	118
l) Der Bruch des Reservoirs von Sonzier . . . . .	126
m) Der Bruch des Nashville-Behälters . . . . .	127
n) Die Elwhamauer . . . . .	129
o) Die Austinmauer . . . . .	131
Zusammenstellung IV. Zerstörte Schwerkraftmauern . . . . .	133
II. Gewölbesperren . . . . .	134
1. Der Gewölbequerschnitt im Vergleich zum Stützmauerquerschnitt . . . . .	134
2. Die Ringspannungen der Gewölbesperren . . . . .	137
a) Berechnung des Bogenringstücks einer Sperrmauer . . . . .	137
b) Die günstigste Querschnittsbegrenzung der Wasserseite . . . . .	138
c) Verbreiterung der Krone . . . . .	139
d) Der günstigste Halbmesser (Zentriwinkel) in Bezug auf Mauerinhalt und Ringspannung . . . . .	139
e) Der Ausgleich des Talquerschnitts. Künstliche Widerlager . . . . .	139
f) Beispiele . . . . .	140
Zusammenstellung V. Australische Gewölbesperren . . . . .	141

Zusammenstellung Va. Weitere Beispiele von Gewölbesperren mit unveränderlichem Halbmesser und annähernd konstantem Zentriwinkel	149
g) Der Eastwoodsche Vorschlag von oben nach unten abnehmender Leibungshalbmesser und der Jorgens'sche Constant angletype	150
Zusammenstellung VI	154
3. Die Beziehungen zwischen Stützmauer- und Ringpressungen	158
a) Trapezförmige Verteilung der Stützmauerpressungen über die wagerechte Fuge $b$ ; $k > 1$	160
b) Dreieckförmige Verteilung der Stützmauerpressungen über einen Teil der wagerechten Fuge $b$ ; $k < 1$	161
c) Sämtliche vorher entwickelten Gleichungen gelten für die dreieckförmige Verteilung der Stützmauerpressungen über die ganze Breite der wagerechten Fuge $b$ , also für den Grenzfall, daß $R$ in das luftseitige Drittel der Fuge $b$ fällt; $k = 1$	162
d) Erörterung der Gleichungen	162
e) Verteilung von $H''$ und $H'$	164
Zusammenstellung VII	166
Zusammenstellung VIIa	168
f) Ergebnisse	168
4. Die Berechnung der Verteilung von Gewölbe- und Stützmauerwiderstand auf Grund der elastischen Formänderungen	169
a) Der Gedankengang der Lieckfeldtschen Berechnung	169
$\alpha$ ) Widerstandsmoment $M_s$ des Stützmauerquerschnitts, ausgedrückt durch die elastische Durchbiegung $e$ in der Mauerkrone	170
$\beta$ ) Widerstand des Momentes der radial gerichteten Seitenkräfte der Ringspannungen $M_b = \int q h d h$	171
b) Einwendungen gegen die Lieckfeldtsche Berechnung	173
$\alpha$ ) Die Untersuchung eines Stützmauerquerschnitts statt eines Gewölbequerschnitts	173
$\beta$ ) Vernachlässigung des Bogen- und Scherwiderstandes	173
$\gamma$ ) Die Unbestimmtheit von $E$	173
$\delta$ ) Unstimmigkeit der Druckfigur	173
c) Anderweitige Auffassung über den Vorgang der elastischen Formänderung	174
d) Die Bachmannsche Berechnung	176
e) Die Berechnung nach dem Castiglianoschen Satz von der teilweisen Abgeleiteten der Formänderungsarbeit	177
5. Berechnung des elastischen Bogens	179
6. Die Bewehrung von Gewölbesperren	181
7. Ältere Beispiele reiner Gewölbemauern	182
a) Die Zola-Sperrmauer	182
b) Die Staumauer im Rio Grande	183
c) Sweetwater-Sperre, Kalifornien	184
d) Bearvalley-Sperre	185
8. Beispiele von Kreisgewölbe-Schwerkraftmauern	186
a) Die Roosevelt-Mauer, Arizona	186
b) Pathfinder-Mauer, Wyoming	189
c) Die Shoshone-Sperrmauer	191
9. Hölzerne Gewölbesperre	192
III. Talsperren aus Eisen	192
Der Einsturz und der Wiederaufbau des Hauserlake-Dammes	194
IV. Pfeilersperren	201
1. Die Entwicklung der Pfeilersperren	202
a) Älteste Beispiele. Elche, Mer Allum, Venina	202
b) Pfeilerverstärkungen und Schutzschächte	202
c) Die Ambursenbauweise	209

	Seite
d) Gewölbedecken . . . . .	212
e) Gewölbesegmentdecke Azisobos (La Loutre) . . . . .	225
f) Verstrebt Überfalldecke mit Wehrpfeileraufbauten, Coloradosperre Austin	226
g) Brücken- und Schützpfeleraufbauten auf massiven Wehren, Muscle Shoals, St. Lorenz . . . . .	228
2. Zerstörung von Pfeilersperren . . . . .	231
3. Die Abmessungen der Pfeilersperren . . . . .	240
a) Die Grundfugenbreite und die Neigung der Pfeilerseiten . . . . .	240
b) Die Fugenfläche des Pfeilers . . . . .	245
c) Die Pfeilerverspannung gegen seitliches Ausbauchen (Knicken) . . . . .	246
d) Die Vorteile flacher Bogen mit ebener Wasserseite (volle Zwickel) und die überschlägliche Berechnung derselben . . . . .	247
e) Die Berechnung der bewehrten Plattendecke . . . . .	249
f) Der Entwurf der Harzodertalsperre . . . . .	251
4. Die Beschreibung der Vöhrenbachsperre . . . . .	254
5. Die Berechnung der Vöhrenbachsperre einschließlich der Berechnung der Pfeiler- randspannungen nach Mohr . . . . .	263
a) Die Gewölbetonne . . . . .	263
$\alpha$ ) Eigengewicht . . . . .	265
$\beta$ ) Gleichmäßiger Wasserdruck . . . . .	266
$\gamma$ ) Ungleichmäßiger Wasserdruck . . . . .	267
$\delta$ ) Eckmoment . . . . .	267
$\varepsilon$ ) Schwinden und gleichmäßige Temperaturänderungen . . . . .	268
$\zeta$ ) Temperaturgefälle . . . . .	269
Zusammenstellung VIII. Gesamthöchstspannungen des Tonnengewölbes . . . . .	272
$\eta$ ) Belastungskombinationen für das Gewölbe . . . . .	273
b) Die Pfeilerberechnung der Vöhrenbachsperre . . . . .	273
$\alpha$ ) Mittlere Wasserdruckhöhe . . . . .	274
$\beta$ ) Eigengewicht . . . . .	274
$\gamma$ ) Die Berechnung der Kantenpressungen . . . . .	274
Zusammenstellung VIIIa. Gesamt- $\sigma_x$ -Spannungen . . . . .	275
$\delta$ ) Berechnung der neutralen Achse (Kantenpressungen), Schlußkraft im Kern . . . . .	275
$\varepsilon$ ) Zeichnerische Berechnung der neutralen Achse (Kantenpressungen), Schlußkraft außerhalb des Kerns . . . . .	276
c) Die Spannungsermittlung im Staumauerquerschnitt nach Mohr . . . . .	277
d) Berechnung der $\tau$ und $\sigma_y$ nach Mohr für die Pfeiler der Vöhrenbachsperre . . . . .	282
Zusammenstellung VIIIb. Die $\tau$ -Werte für die Pfeilerfugen . . . . .	283
e) Die Knicksicherheit des Pfeilers . . . . .	283
f) Die Wärmespannungen im Pfeiler . . . . .	284
$\alpha$ ) Spannungen längs der wagerechten Fuge des Pfeilerlängsschnitts . . . . .	284
$\beta$ ) Spannungen längs der wagerechten Fuge, senkrecht zur Pfeileransichts- fläche (ohne und mit Sonnenbestrahlung) . . . . .	285
$\gamma$ ) Spannungen infolge verschiedener Erwärmung der dreieckigen Pfeiler- flächen (Biegungsspannungen infolge einseitiger Bestrahlung) . . . . .	286
6. Die Rißflächen als Kämpferauflager . . . . .	286
Zusammenstellung VIIIc. Gesamtspannungen in den Pfeilerfugen VI und III/IV	287
Zusammenstellung IX . . . . .	293
7. Zusammenfassung . . . . .	294
a) Trapezgesetz oder Strebenwirkung . . . . .	294
b) Auftrieb und Gleiten . . . . .	295
c) Die Neigung der Wasserseite . . . . .	296
d) Der technische Wert und die Wirtschaftlichkeit der Eiseneinlagen . . . . .	297
Zusammenstellung X. Pfeilersperren . . . . .	300

## C. Die Berechnung massiver Talsperren.

Quid pote tam durum saxo  
Aut quid mollius unda?  
Dura tamen molli saxa  
Cavantur aqua.

(Aus der Basilika von Pompeji, Ovid, Ars amandi I 475.)

„Die theoretische Berechnung des Mauerquerschnitts ist unerlässlich, denn sie gewährt wertvolle Fingerzeige und dem Ingenieur eine moralische Deckung.

In Wirklichkeit berechnet man nicht, sondern stellt Vergleiche an und ist beruhigt, wenn man die vorliegenden Stabilitätsbedingungen gleich denen ausgeführter Bauwerke findet, welche den Beweis ihrer Widerstandsfähigkeit geliefert haben.“

(M. Pelletreau, V. Binnenschiffahrts-Kongreß, Paris 1892.)

„Wäre man imstande, die inneren Kräfte in zehn Bauwerken, die in den für die Berechnung maßgebenden Umständen sich nicht unterscheiden, genau zu messen, so würde man wahrscheinlich zehn nicht unwesentlich voneinander abweichende Ergebnisse erhalten. Die Abweichungen würden sich sogar an demselben Bauwerk an derselben Stelle und unter denselben Umständen, aber zu verschiedenen Zeiten finden.

Der günstigste Ausgleich der Spannungen durch plastische und elastische Formänderungen bietet aber eine Rechnungsgrundlage, wenn die Abweichungen geschätzt werden können. Man wird nicht hoffen dürfen, mit Hilfe der Elastizitätslehre zu einem zuverlässigen Ergebnis zu gelangen, weil die Bewegungen, durch welche die Spannungszustände erzeugt werden, nicht nur elastisch, sondern hauptsächlich unelastisch sind.“

(Teilweise aus Mohr, Technische Mechanik, 2. Aufl. Abschn. VIII, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.)

### Einleitende Bemerkungen.

Der Talsperrenbau des Verfassers ist in der 1. Auflage im Jahre 1900 im Verlag der Polytechnischen Buchhandlung von A. Seydel, Berlin, als erstes zusammenhängendes Fachwerk in deutscher Sprache über diesen Gegenstand erschienen.

Die vorliegende 3. Auflage, ebenso wie die zweite (1911) vollständig umgearbeitet, ist von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, verlegt. Noch mehr wie in den älteren Auflagen sind die Widerstände des Bauwerks mit Bezug auf Baustoff, Bauweise und endgültige Inanspruchnahme, insbesondere aber der Widerstand des Baugrundes unter der Einwirkung des Druckwassers so drastisch und plastisch wie möglich dargestellt.

Ich würde es für einen Vorteil halten, wenn dadurch die älteren Rechenmethoden auf ihre ursprüngliche Bedeutung zurückgeführt und Anregungen zur Auffindung neuer, mehr den Erfahrungen entsprechender gegeben werden.

Eine eingehende Würdigung hat daher die Zerstörung von Talsperren gefunden, weil die hierbei auftretenden Erscheinungen, richtig gedeutet, bei weitem zuverlässiger die Wege zu ihrer Vermeidung weisen als die sinnreichsten Berechnungen.

Die Fülle der Möglichkeiten und Voraussetzungen, wonach in einem Falle gut, was sich im andern als grober Fehler erweist, fordert eine individuelle Behandlung jedes Bauwerks.

### 1. Der Gegenstand und die Grundlagen der Berechnung.

Eine Talsperre bildet ein kümmerliches Flickstück gegenüber der Bergumschließung des Staubeckens.

Gefährdet ist nach den Erfahrungen über Zerstörungen von Absperrwerken viel weniger das Bauwerk als der Flickrand: die Gründungsfläche und der darunterliegende Untergrund. Der letztere ist nach seiner Beschaffenheit und der Veränderung seiner Beschaffenheit unter der Wirkung des Stauwassers viel weniger bekannt als Aufbauweise und Baustoff der Mauer.

In der empfindlichen Gründungsfuge soll:

1. ein dauernd dichter Abschluß und
2. die Übertragung der größten Kräfte zwischen zwei nach Querschnitt und Zusammensetzung verschiedenartigen Körpern stattfinden.

Die eigentümlich gestaltete und aufgelagerte Trägerform des Bauwerks kommt bei der Untersuchung der senkrechten und wagerechten Schnitte wenig zur Geltung. Nicht immer wird ausreichend bedacht, daß die Mauer gleichzeitig ein exponierter Gefäßrand ist, dessen Auflager und Baustoff durch den Angriff einer unter hohem Druck stehenden Flüssigkeit bedroht wird, dessen an und für sich geringe elastischen Eigenschaften sich im Laufe der Jahrhunderte schwerlich erhöhen.

Die Berechnung kann sich nur auf die Ermittlung der Gleichgewichts- und Spannungszustände des Bauwerks bis zur Gründungsfuge erstrecken. Eine gesetzmäßige Querschnitts- und Grundrißform erleichtert die Berechnung.

Alle schroffen Übergänge, Knicke und Einsprünge in Querschnitts- und Grundrißbegrenzung und Mauerhöhe sind möglichst zu vermeiden, da sie den Angriff erleichtern, den Widerstand schwächen, Ansatzpunkte der Zerstörung bilden.

Als angreifende Kräfte kommen die Drücke und Momente der wagerechten und senkrechten Wasserlast (einschl. Sohlendruck) des Mauerweights, des Erd-, Wind-, Wellen- und Eisdrucks, ferner Bau, Temperatur und Schwindspannung in Frage. Diesen widerstehen die in geeigneter Weise auf Grundriß und Querschnitt verteilten Massen des Bauwerks einschließlich der Wasser- und Erdaufasten, der Untergrund, die Einspannung im Felsen und in der Erdanschüttung, allenfalls die Gewölbe- und Trägerwirkung, unter Inanspruchnahme des Zusammenhanges und der Festigkeit des Baustoffes auf Druck und Abscherung, unter Umständen auch auf Biegung.

Die senkrechten Kräfte müssen unter allen Umständen auf die Grundfläche übertragen werden. Die wagerechten werden durch Strebenmauerwerk in vollem oder aufgelöstem Mauerquerschnitt ebenfalls auf die Grundfläche oder bei kürzeren Mauerlängen (rd. 150 m) und geeignetem Tal- und Mauerquerschnitt teilweise auf die Talhänge übertragen.

Als Grundlage der Berechnung dient noch heute das Trapezgesetz: Die Berechnung der senkrechten Kantenpressungen in der wagerechten Fuge eines Mauerquerschnitts von der Tiefe eins (Sazilly, A. d. P. et Ch. 1853).

Der gesunde Kern dieser Berechnungsweise — die Ermittlung einer zweckmäßigen Massenverteilung über den Querschnitt, unter Bewertung der Kantenpressungen als „Kennzeichen“ — wird kaum beachtet. Die Berechnung der absoluten Höhe dieser Kantenpressungen, welche sehr wenig wahrscheinliche Werte ergibt — kann man doch nicht einmal die senkrechten Auflagerdrücke eines vierbeinigen Stuhles bestimmen —, die zudem für die Standfähigkeit der Mauer ziemlich bedeutungslos sind ist in den Vordergrund getreten. Die Erfahrungen bei Zerstörung von Mauern, welche

als Ursache die mangelnde Widerstandsfähigkeit der Gründungsfuge gegenüber dem wagerechten Wasserdruck erkennen lassen, werden selten richtig eingeschätzt.

Unter Überschriften wie: „Die Spannungsverhältnisse in Staumauerquerschnitten“ und ähnlichen werden immer wieder die Regeln, welche für die kleinen, hoch und klar beanspruchten Querschnitte der homogenen, elastischen Eisen- und Holzkonstruktionen gelten, auf die in Beanspruchung und Widerstand unsicheren, ungefügten, starren, auf den Untergrundfelsen gelagerten Massen des Mauerwerks angewendet.

Die Formänderungen des Mauerwerks erfolgen zum geringsten Teil elastisch, überwiegend plastisch durch örtliche Zerstörung und Rißbildung. Will man den Steingehalt wirklich als gleichartig betrachten, so bleibt doch die unendliche Mannigfaltigkeit des Bindemittels, im weiteren Sinne des Mörtels, nach Form, Stärke, Lage und — wenigstens eine Zeitlang — in allen Zuständen der Erhärtung, welche letztere auch auf die Dauer diejenige des Steins nur zu einem Bruchteil erreicht. Damit werden die Voraussetzungen einer gesetzmäßigen kontinuierlichen Spannungsübertragung beeinträchtigt.

Es sei zunächst auf die Mörtelstoffe und deren Eigenschaften in Verbindung mit Eisen und Stein hingewiesen, welche das Objekt der Berechnung bilden.

## 2. Der Baustoff der Mauer, „das Objekt“ der Berechnung.

Man braucht irgendwo das hübsche Bild vom Bindemittel, welches durch den Brennprozeß zum Leben erweckt, durch Wasserzusatz chemisch und physikalisch verändert, das tote Steingemenge, aufs neue erstarrend umschließt.

Mörtel und Beton sind Kunststeine, welche in einem sehr rohen Fabrikationsverfahren auf der Baustelle in unregelmäßigen Schichten und Abmessungen aus Steinmaterial, Bindemittel und Wasser hergestellt, eingebaut werden und erhärten. Die einzelnen Bestandteile besitzen die verschiedensten mit der Zeit und den äußeren Umständen (z. B. Feuchtigkeitsgehalt von Zement und Sand, Temperatur, Elektrizität) sich fortwährend ändernden physikalischen und chemischen Eigenschaften. Sie ergeben bei ihrer zeitlichen und örtlichen Zusammensetzung, welche nach Mengenverhältnis, Verteilung, Korngröße u. a. verschieden ist, einen ganz ungleichartigen und ungleichmäßig veränderlichen, der Rißbildung unterworfenen Stoff (Abb. 79, Anordnung des Mauerwerks).

Man ist fortwährend bemüht gewesen und noch bemüht, den Eigenschaften dieser Stoffe und ihrem Verhalten auf die Dauer und unter den verschiedenartigsten Beanspruchungen mit Hilfe der sinnreichsten Versuche und Untersuchungen näherzukommen.

Dies ist auch für den bestimmten Fall, bei Erfüllung bestimmter Voraussetzungen, aber auch für die Praxis genau genug gelungen. Als Maßstab dienen hauptsächlich die Beanspruchungen auf Druck, Zug, Biegung und Abscherung, sowie die Dehnung unter Berücksichtigung der Erhärtungsdauer.<sup>1)</sup>

So hat man festgestellt, daß im Mauerwerk und Beton der Mörtel (Sandkorngröße  $< 7$  mm) das ausschlaggebende ist, weil Zuschläge von gröberem Stein die Festigkeit nicht wesentlich beeinflussen, solange ihre eigene Festigkeit erheblich größer ist als die Mörtelfestigkeit und sie allseitig vom Mörtel umschlossen werden.

<sup>1)</sup> Vgl. die preußischen Bestimmungen über die anzunehmenden Belastungen und zulässigen Beanspruchungen bei Hochbauten, vom 24. 12. 1919. B. u. E. 1924/69.

Die Bestimmungen über die Ausführung von Bauten in Beton und Eisenbeton.

Die Normen für die Lieferung und Prüfung von Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement, Hochofenschlacke, Traß u. a. B. u. E. 1924/286, Beton-Kalender u. a. Handbücher.

Belgische Vorschriften für Eisenbeton. B. u. E. 1923/290.

Amerikanische und Schwedische Bestimmungen über Beton und Eisenbeton. Z. d. B. 1925, S. 163/191 bzw. 174.

Beton aus Rheinsand und Kalksteinschotter, Erhärtungsdauer der 30-cm-Probewürfel 28 Tage, ergab nach Graf, B. u. E. 1923/230:

Zement	Mischung		Druckfestigkeit kg/cm <sup>2</sup>	Raumgewicht	Zementgehalt kg/m <sup>3</sup>
	Sand	Schotter			
1	2	0	360	2,24	727
1	2	1	379	2,35	571
1	2	2	399	2,40	461
1	2	4	405	2,45	340

Zuviel Anmachewasser verringert die Festigkeit und begünstigt Schwindrisse, dagegen kann der erhärtende Beton gar nicht feucht genug gehalten werden.

Bei Mörtel aus Flußsanden unter 7 mm Korngröße empfiehlt es sich, daß von der Mischung, Zement, Steinmehl und Sand  $\frac{1}{4}$  Gewichtsteile durch das Sieb mit 900 Maschen (je 1 cm<sup>2</sup>),  $\frac{1}{3}$  des Einheitsgewichts durch ein Sieb mit 1 mm Lochweite und  $\frac{2}{3}$  des Einheitsgewichts durch ein Sieb mit 3 mm Lochweite hindurchgehen. Graf, B. u. E. 1923/185. Aber auch die Steinfestigkeiten (wahrscheinlich auch Größe und Lage) sind von Einfluß, da der Druck nicht rein, sondern teilweise durch Abscherung und Biegung übertragen wird.

Die Stärke der Mörtelfuge, der fehlende Halt an den Außenflächen der Mauer, die Festigkeit des Mörtels nach Erhärtungsdauer, Mischung und Beschaffenheit des Bindemittels haben einen Einfluß auf die Größe der bleibenden und federnden Zusammendrückung, derart, daß erstere mit der Zunahme der Druckfestigkeit mehr und mehr verschwindet und das Elastizitätsmaß  $E$  zunimmt (z. B. innerhalb Druckfestigkeiten von 100 bis 600 kg/cm<sup>2</sup>;  $E = 215\ 000$  bis  $463\ 000$  kg/cm<sup>2</sup>; Graf, B. u. E. 1923/4; Emperger 1924/22 und 322, hochwertige Zemente  $E = 350\ 000$  bis  $450\ 000$  kg/cm<sup>2</sup>). Die Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Raumgewicht (Weiß, B. u. E. 1923/197) besteht m. E. nur für dieselben Grundbestandteile verschiedener Mischungen. Sie erklärt sich daraus, daß mit der dichten Porenfüllung nicht nur das Raumgewicht, sondern auch der Querschnitt der verkitteten Verbindungsflächen wächst. Zuverlässiger als die Gewichtsprobe ist die Ermittlung des Porenvolumens (Bd. I, S. 10, Anmerkung).

Für Mörtelmischungen, welche arm an feinen Bestandteilen sind, erhöht zunächst jedes Steinmehl, also auch der Traß, gleichzeitig Raumgewicht und Festigkeit (Graf, B. u. E. 1923/186). Doch wird zugegeben, daß darüber hinaus der Kieselsäuregehalt des Trasses durch Bindung des Kalkes, der Tonerde und der Alkalien (zeolithähnliche Verbindungen) den Mörtel vor Seewasserangriff schützen (Gary, Hambloch), vgl. auch die Sandzemente amerikanischer Talsperren. Durch Traß wird ferner der Mörtel plastischer und der Abbindevorgang gemildert und verzögert. Meines Erachtens ist es wahrscheinlich, daß durch Traß das „appauvrissement“ des Mörtels nicht nur mechanisch, sondern auch chemisch verhindert wird.<sup>1)</sup>

Sehr stürmisch unter hoher Erwärmung (bis mehrere 100°) verläuft der Abbindevorgang des Schmelzzements. Durch Erhöhung des Tonerde- und Eisengehaltes auf Kosten des Kalkes und der Kieselsäure wird das Vorhandensein freien Kalkes vermieden und eine hohe Raumbeständigkeit gewährleistet. Das Rohmaterial besteht aus Kalk und Bauxit. Die Zusammensetzung des ausgeglühten fertigen Zements in Gewichtsprozenten war nach B. u. E. 1923/272 die folgende:

<sup>1)</sup> Die französischen Vorschriften über die Berechnung und Ausführung der Schwerkraftmauern gestatten die Streckung des Zements, während in Deutschland der Traß nur als „Zusatz“, nicht als „Ersatz“ des Zementanteils gilt. Bautechnik 1924. S. 382. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

		Schmelzzement	Mittel der 91 Untersuchungen aus 79 deutschen Fabriken (1903)
Kalk	CaO	40%	63,14%
Kieselsäure	SiO <sub>2</sub>	10 "	22,20 "
Tonerde	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	40 "	7,4 "
Eisenoxyd	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	10 "	3,0 "

Schmelzzement wird in elektrischen Schmelz- oder in Wassermantelöfen erzeugt, bei Hitzegraden, welche die bei Portland- und Eisenportlandzement angewandten (1500°) weit übertreffen. Er besitzt eine Mahlfeinheit von 5% Rückstand auf dem 4900-Maschen-Sieb. Erhärtung in 12 bis 15 Stunden bei einer Festigkeit in Mischung 1:3: Druck 350 kg/cm<sup>2</sup>, Zug 29 kg/cm<sup>2</sup>, zunehmend nach einem Jahre auf 650 bzw. 60 kg/cm<sup>2</sup>.  $E$  ist nicht angegeben, wird aber wohl hohe Werte erreichen. B. u. E. 1923/272, Troche.<sup>1)</sup>

Der Mörtel hat jedenfalls gegenüber dem Eisen ein unzuverlässiges und wechselndes  $E$ . In Deutschland wird das Verhältnis beider

$$n = \frac{E_e}{E_b} = \frac{210\,000}{140\,000} = 15$$

gesetzt.

Wenn die Zugfestigkeit des Betons 15 kg/cm<sup>2</sup> beträgt, so dürfte die Beanspruchung des Eisens nur 225 kg/cm<sup>2</sup> betragen, damit seine Verlängerung kleiner bleibt als die des Betons und damit seine volle Wirksamkeit gesichert ist.

Dieses ungünstige Verhältnis wird bei Biegungsspannungen wohl nur an einem Punkte erreicht, da mit den auf die Länge des Stabes abnehmenden Beanspruchungen die  $E$  herabgehen.<sup>2)</sup> Für hochwertige Zemente ist in Frankreich vorgeschlagen, den dort üblichen Wert von  $n = 10$  auf 5 herabzusetzen. Demgegenüber sagt Emperger, B. u. E. 1923/15, 1924/22: „Für uns ist nicht der ideale Wert der Verhältniszahl  $n$  maßgebend, sondern derjenige, welcher, in die Formel eingesetzt, die richtige Bruchlast ergibt.“

Die Beanspruchung des Eisens müßte allerdings bei dem französischen „ $n$ “ und größerem  $E_b$  des Betons noch weit mehr (um das Dreifache) heruntergehen, wenn nicht Überanstrengungen und Rißbildungen des Betons eintreten sollen. Dazu kommt, daß der Eisenstab, im Querschnitt betrachtet, eine kreisförmige Zone des Betons durch Haftfestigkeit, Scher- und Biegungsspannungen in einem mit dem Abstände abnehmenden Maße beherrscht.

Da die geringe Beanspruchung des Eisens wegen der Kosten der Eiseneinlagen und der Schwierigkeit ihrer Unterbringung nicht durchführbar ist, so könnte es in Frage kommen, einerseits langsam erhärtende Bindemittel geringerer und langsam zunehmender Festigkeit und andererseits eine baldige Belastung anzuwenden, um das Eisen gegenüber dem Beton von vornherein und ohne Überanstrengung des Betons in Spannung und Wirksamkeit zu bringen. Vielleicht wird der Wert schneller Erhärtung und sehr großer Festigkeiten überschätzt. Es mag sein, daß der Eisenquerschnitt nach eingetretener Zerstörung den Körper noch zusammenhält. Der letztere ist aber dann für Sperrmauern unbrauchbar.

Ganz abgesehen davon, ob die Mauer bewehrt oder unbewehrt, ändern sich die Elastizitätseigenschaften, auf welche die Berechnung gegründet ist, mit dem Alter und der Rißbildung.

<sup>1)</sup> Vgl auch über hochwertige Zemente B. u. E. 1924, S. 22, 61, 89, 119, 129, 131, 165, 213, 276, 281, 283, 290, 322.

<sup>2)</sup> Erfolgt vielleicht auch ein Ausgleich auf die Länge?

Meines Erachtens drängt alles darauf hin, die Bauweise — in erster Linie der Decke, in zweiter Linie auch des Stützmauerwerks (Mauer, Pfeiler) — so zu gestalten, daß die größte und günstigste Widerstandsfähigkeit — die Druckfestigkeit — möglichst allein in Anspruch genommen und damit die Ribbildung gleichzeitig erschwert und statisch unschädlich gemacht wird.

### 3. Die Art der Inanspruchnahme und Zerstörung des Bauwerks. Die Strebenwirkung.

Die Höhe der senkrechten Pressung des Mauerwerks und des Baugrundes, denen man mit so großer Sorgfalt nachgeht, veranlaßte meines Wissens noch nie den Einsturz einer Sperrmauer.

Es wäre sehr wohl denkbar, daß der „Sohldruck“ unter der großen Grundfläche eines leichteren Bauwerks (z. B. einer Winkelstützmauer) sich so weit entwickelte, daß er das Gewicht derselben stellenweise oder gänzlich aufhebt. Einen Wagen oder einen Schlitten entlastet man, um ihn durch wagerechte Kräfte leichter vorwärts zu bewegen. Auch diese Entlastung ist meines Wissens nirgends einwandfrei beobachtet. Vielmehr hat in allen mir bekannten Fällen der Zerstörung von Staumauern die Entstehung von Gleitflächen oder Zonen geringerer Widerstandsfähigkeit unter dem Einfluß des Stauwassers in oder unterhalb Gründungsfläche den Anlaß zur Zerstörung gegeben. Der Untergrund wurde entweder unter dem Bauwerk hindurchgedrückt oder sein wagerechter Widerstand so weit vermindert, daß das Bauwerk zerbrach, mehr oder weniger

ausbauchte, hinweggeschoben und dann auch umgestürzt wurde. Daß man eine vorhandene talwärts geneigte Rutschfläche durch plastischen glatten Mörtel abgleicht, wie bei der Glenosperre, kommt selten vor.

Nachdem beim Druckstollenbau eine ganz erhebliche Lockerung der Wände bis zu 1 m Tiefe festgestellt ist, sollten die Gründungsflächen von Sperrmauern mehr als bisher durch Bohrlöcher und Druckwassereinpressungen von der Felsoberfläche aus untersucht und durch Zementeinpressungen wieder verfestigt werden.

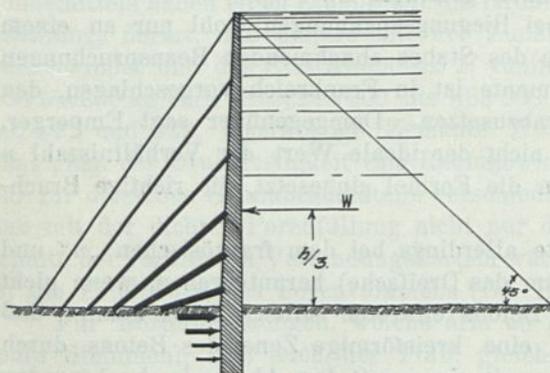


Abb. 1.

Gegen den Wasserdruck abgestrebte Wand.

Bei der herrschenden Unsicherheit über die Spannungsverhältnisse in Mauer und Baugrund ist es ein Trost, daß dieselben erst in zweiter Linie von Bedeutung sind. Man kann sich den Sperrmauerkörper als eine dünne senkrechte Wand denken, welche in den Felsen eingespannt, die Wasserlast durch Biegungswiderstände aufnimmt, wie sie dem Trapezgesetz entsprechen. Man kann sich Zug und Druckgurtung dieser Wand getrennt, d. h. dieselbe durch Einzelstreben abgestützt denken (Abb. 1 u. 1a, vgl. auch Abb. 152, eiserne Talsperren). Dann werden die Gurtungen nur reine Zug- und Druckspannungen auszuhalten haben, wenn man sie sich nur in den Schnittpunkten belastet und gewichtslos denkt. Der Mauer- oder Pfeilerquerschnitt liegt in seinem Widerstand zwischen diesen beiden Konstruktionen. Er bildet ein System ineinandergeschachtelter Konsolen, bei welchen aber die Verteilung und Größe des Eigengewichts die ausschlaggebende Rolle spielt. Eine Zugbeanspruchung des Zuggurtes wird so lange vermieden, als die wirklichen oder gedachten Streben nicht steiler gerichtet sind als die Schluß-

kraft aus stirnseitigem Wasserdruck und Eigengewicht von Strebe und Decke (Abb. 152). Die Schlußkraft bildet in vollem Mauer- oder Pfeilerquerschnitt, soweit es deren Starrheit zuläßt, günstigste Drucklinien. Die Grenzen der von unten unterstützten (wichtig für den unbelasteten Zustand), von oben belasteten Strebenstreifen sind unbestimmbar.

Die nebenstehende karrierte Querschnittsdarstellung (Abb. 2) zeigt die unmittelbare Übertragung der Wasserlast auf den Baugrund in den unteren Teilen und den Übergang zu Biegungsspannungen in den oberen Teilen des Bauwerks. Letztere verwandeln sich nach der punktierten Ergänzung des Querschnitts ebenfalls in Druckspannung. Während vorher — allerdings nur von der oberen Last erzeugt — bis in die „Strebensteile“ der Mauer hinein Zugspannungen auftreten konnten, nehmen nunmehr die reinen Druckspannungen des Mauerwerks und des Baugrundes von der Wasserseite nach der Luftseite hin ab.

Daß eine derartige Druckabstützung gegen den Baugrund das Richtige und das Wichtigste ist, wird durch folgende Tatsachen bestätigt:

1. Alle Ingenieure, die einer drohenden Zerstörung vorbeugen wollten, haben der ausbauchenden Mauer Strebenmauerwerk (Bouzey, Abb. 94), Strebepfeiler, Gegenschüttung oder Gegenstau entgegengeworfen.

Ebenso wird bei Erhöhung von Staumauern meist Strebenmauerwerk vorgelegt.

2. Strebepfeiler, allerdings meist mit zu steiler Luftseite, sind das Kennzeichen der aufgelösten Mauern.

3. Die gewölbte Grundrißform ist nichts anderes als eine Verstrebung gegen die Talhänge.

4. Die Anordnung luftseitig ansteigender Fugen<sup>1)</sup> und Gründungsflächen entspricht Strebenauflagern.

5. Die Rißbildungen in den luftseitig zu steil begrenzten Pfeilern der Gleno- und der Lake-Hodges-Mauer, die Bruchquerschnitte der Habra- und Bouzeymauer (Abb. 93, 94, 181 u. 214), deuten auf fehlende Strebenunterstützung.

Durch diese meine Auffassung des Kräfte- spiels glaube ich folgendes nachgewiesen zu haben:

1. Das Trapezgesetz gilt einigermaßen genau nur für sehr schlanke Mauerquerschnitte.

2. Je mehr sich die luftseitige Begrenzung des Mauer- oder Pfeilerquerschnitts der Richtung des Wasserdrucks (bzw. der Drucklinie aus Wasser-

stirndruck und Strebensteifengewicht) nähert, je

mehr wird die Wasserlast durch reine Druck-

spannung auf den Untergrund übertragen. Die luftseitige Begrenzung ist daher eher

auszubauchen als auszuhöhlen (Belubula, Abb. 166).

3. Geringe Unebenheiten und eine innige Mörtelverbindung zwischen Mauerwerk

und wasserbeständiger Gründungsfläche genügen zusammen mit der Auflast, um das

Abschieben der Mauer zu verhindern.

<sup>1)</sup> Die Ausführung derselben ist mit Schwierigkeiten, Kosten und Nachteilen für die Güte des Mauerwerks verknüpft und hat sich nicht als erforderlich erwiesen.

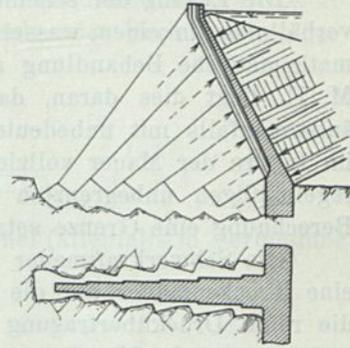


Abb. 1a.  
Schematische Darstellung der Strebenwirkung.

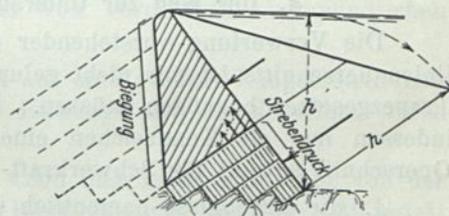


Abb. 2. Karrierte Darstellung des Übergangs von der Strebenwirkung zur Biegungsspannung im Mauerquerschnitt.

4. Das wagerechte Auflager versagt nur, wenn es teilweise oder im ganzen in seinem Felsverband gelöst oder gelockert wird. Nur in diesem Falle ist es denkbar, daß die Zerstörung durch einen **Sohlendruck** in Gründungs- oder Schichtenfugen nicht veranlaßt, aber beschleunigt wird.

5. Zerstörende Pressungen treten im allgemeinen nur im angegriffenen Untergrund, nicht im Bauwerk auf.

Die Lösung der scheinbar so einfachen Aufgabe der Feststellung der Spannungsverhältnisse in einem wasserbelasteten Mauerkörper ist durch die rein rechnermäßige mathematische Behandlung auf Grund der Elastizitätstheorie wenig gefördert worden. M. E. liegt dies daran, daß sich hauptsächlich nicht elastische, sondern plastische, äußerstenfalls mit unbedeutenden partiellen Zerstörungen verknüpfte Formänderungen im Innern der Mauer vollziehen, daß ferner die ausschlaggebende Mitwirkung der unregelmäßigen unbegrenzten Gründungsfläche gerade an der wichtigsten Stelle jeder Berechnung eine Grenze setzt.

Die Schwerkraftmauer stellt sich unter der Einwirkung der Last um so mehr wie eine Trockenmauer auf die unmittelbarste und einfachste Form der Beanspruchungen, die reine Druckübertragung ein, je ähnlicher sie derselben ist. Da der verbindende und erstarrende Mörtel zur Dichtung des Mauerwerks und des Felsanschlusses nicht zu entbehren ist, so kann dieser Spannungsausgleich nur durch zweckmäßige Verteilung der Massen, die Grundrißform der Mauer, Ausdehnungsfugen (zeitweilige und endgültige), langsam bindende plastische Mörtel, baldigen Einstau, allenfalls Erdhinterfüllung erreicht werden.

Der erhärtete Mauerkörper ist nach Form und Material wenig elastisch und kann Kräfte nur weiter übertragen, nachdem die zunächst in Anspruch genommenen Teile durch Zerstörung nachgegeben haben. Solche Formänderungen von vornherein durch sehr hohe Materialfestigkeiten zu verhindern — so wünschenswert letztere auch später für die Lebensdauer des Bauwerks sind —, führt meines Erachtens nicht zum Ziele. Ältere Talsperren, allerdings meist geringer Höhe, sind mit sehr niedrigen Mörtelfestigkeiten ausgekommen.

#### 4. Der Weg zur Untersuchung der Standfestigkeitsbedingungen.

Die Verwertung vorstehender Gesichtspunkte etwa zur Aufstellung eines Stützlinienquerschnitts ist mir nicht gelungen. Auch ich habe mich mit dem Notbehelf des Trapezgesetzes begnügen müssen. Die Ermittlung der Kantenpressungen dient mir indessen nur als Kennzeichen einer zweckmäßigen Verteilung der Massen auf den Querschnitt sowohl für Schwerkraft- als Gewölbe- und Pfeilersperren, obgleich:

1. die Ergebnisse namentlich in den maßgebenden Querschnitten nicht viel wertvoller sind als die Berechnung des Verhältnisses  $\frac{\text{Stabilitätsmoment}}{\text{Umsturzmoment}}$ ;
2. die Druckfigur bei leerem Becken dem Mauerquerschnitt ähnlicher sein wird als den Trapezpressungen,
3. eine Verschiebung der Drucklinie durch den Stau in geringerem Maße eintritt, als die Ermittlung der Schlußkraft erkennen läßt.

Zur Rechtfertigung kann man anführen:

1. daß die Überschlagsrechnung eher auf zu ungünstigen als zu günstigen Voraussetzungen beruht und ausreichend flach geneigte Strebenstellung (luftseitige Begrenzung) sowohl für Schwerkraftmauern als für Pfeiler ergibt;

2. daß für die Grenzbelastungsfälle gleiche Pressungen nach dem gleichen Verfahren ermittelt sind (Abb. 32);

3. daß alle nach dem Trapezgesetz ermittelten Querschnitte sich als ausreichend standfähig erwiesen haben.

Im folgenden habe ich mich bemüht, die üblichen Rechenverfahren an der Hand ausgeführter Bauten, vor allem aber der sorgfältig gesammelten Zerstörungserscheinungen darzustellen und zu prüfen. Nach dem bisherigen Stand unserer Kenntnisse wird aber m. E. die Grundform der Mauer nur nach folgenden Verfahren einigermaßen zuverlässig festgelegt:

1. für die Schwerkraftmauer durch Abb. 32

$$b = \frac{h(\gamma + 1)}{\sqrt{\gamma^2(2 + \gamma - 2m) + (\gamma + m)(1 - m)}}; \quad \begin{matrix} \text{d. f. 50!} \\ \text{gl. 116} \end{matrix}$$

2. für die Gewölbesperre durch die Ringspannungsformel (allenfalls in Verbindung mit der Stützmauerwirkung, Abschnitt II, Abb. 127)

$$b = \frac{r h}{\sigma_g};$$

3. für die aufgelöste Mauer oder Pfeilersperre (Schlußkraft in Fugenmitte, Abschnitt IV, Abb. 183)

$$n = \frac{3x - \gamma(k + p_0 + 2dx)}{4x}; \quad b = 2h \sqrt{\frac{x}{\gamma(k + p_0 + 6dx) + 4n^2x}}$$

Zerstörende senkrechte Pressungen haben sich m. W. nirgends gezeigt. Querschnitte, Baustoffe, Bauausführungen minderwertiger Art mögen die Zerstörung beschleunigt haben. Die eigentliche Ursache derselben ist bisher immer in und unterhalb der Gründungsfuge zu suchen gewesen. Die Auflagerfläche widersteht der so ungünstig gerichteten wagerechten Teilkraft des Staudrucks — in ein Drittel der Höhe darüber angreifend und annähernd gleichlaufend dazu —, solange ein fester Mörtel in die natürlichen Unebenheiten eines unerschütterten (Sprengungen), gegen lösende oder aufweichende Einflüsse des Druckwassers dauernd geschützten oder von vornherein unempfindlichen Untergrundes eingreift.

Erst wenn der wagerechte Auflagerwiderstand auf eine größere Längserstreckung der Mauer nachläßt, wird zunächst die wagerechte Biegezugfestigkeit derselben durch Ausbauchung und senkrechte Risse überwunden.

Es mag sein, daß dies sich jetzt ändert, wenn man mehr und mehr von der Massenwirkung zur konstruktiven Durchbildung des Bauwerks mit „besserer“ Materialausnutzung übergeht.

Nunmehr muß die Aufmerksamkeit auf die weitere Gefahrenquelle einer erheblich gesteigerten Materialbeanspruchung gerichtet werden.

Es ist den Ingenieuren, welche die Verantwortung für ein solches Bauwerk haben, nicht zu verdenken, wenn sie zur Erforschung der intimsten Beanspruchungen alle ihnen plausibel erscheinenden Rechenmethoden anwenden. Ich habe nicht den Eindruck, daß sie bisher damit dem Kern der Sache nähergekommen wären. Insbesondere bin ich auf die übliche Unterdruckberechnung hier nur so weit eingegangen, als erforderlich ist, ihre Unhaltbarkeit nachzuweisen (das Berechnungsverfahren für Unterdrücke ist in meinem Aufsatz Z. f. B. 1917, S. 159 angegeben).

Was hat es für einen Zweck, ein Bauwerk nach einer ganz unzutreffenden Methode auf einen Zustand zu berechnen, der erst eintreten kann, nachdem sich die Zerstörung längst in ganz anderer Weise vollzogen hat. —

Zur Berechnung der Deckentonnen möchte ich bemerken, daß die Pfeilerköpfe gegenüber den Talhangwiderlagern der gewölbten Sperren unsichere Stützpunkte sind. Ich glaube zwar, daß sich auch hier ein erheblich milderer Spannungsausgleich vollzieht und begünstigen läßt, als zum Beispiel die Spannungsberechnungen für die Glenosperre und die Vöhrenbachsperre ergeben (vgl. Abschnitt IV).

Wärmespannungen lassen sich m. E. durch Eiseneinlagen nur insofern aufnehmen, als sie den Formänderungen entgegenwirken, welche durch den Zusammenhang eines ungleichmäßig erwärmten Körpers mechanisch von einem auf den anderen Teil übertragen werden.

Die Formänderungen einer gleichmäßigen Erwärmung macht das Eisen in gleichem Maße wie der Beton — also ohne dem letzteren Widerstand zu leisten — mit.

Es ist die elastische Ausdehnung des Betons  $\lambda_b = \alpha_b \cdot l \cdot \sigma$ .

Es ist die elastische Ausdehnung des Eisens  $\lambda_e = \alpha_e \cdot l \cdot \sigma$ , wobei  $\frac{\alpha_b}{\alpha_e} = \frac{1}{15}$  angenommen wird.

Die Wärmeausdehnung aber ist annähernd für beide Körper gleich:

$$\lambda_t = \alpha_t \cdot l \cdot t.^1)$$

Ferner kann die Eisenbewehrung die in gleichem Sinne wie die Wärmespannungen gerichteten Lastspannungen zum größten Teil oder durch Vorbeanspruchung ganz aufnehmen, und dadurch die Gesamtspannung ermäßigen.

Endlich gewährleistet die Bewehrung nach eingetretener Rißbildung noch eine Zeitlang den Zusammenhalt. Ob sich die Bewehrung angesichts der allmählich schwindenden Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Eisens und der oft beobachteten Rostsprengwirkungen (B. u. E. 1923 S. 95) lohnt, bleibt die Frage.

Es empfiehlt sich, den mit hohen Spannungen verknüpften Formänderungen des Gewölbes infolge von Belastung, Erwärmung, Quellen und Schwinden durch Ausdehnungsfugen bis zu einem gewissen Grade nachzugeben, statt sie durch Konstruktion und Materialfestigkeit aufzunehmen.

Die Vorteile der leichteren elastischen Ausdehnungsmöglichkeit unter günstigerer (zentrischer) Belastung der Ringgewölbe scheinen gegenüber den hohen Zusatzspannungen, großen äußeren Leibungs- und Angriffsflächen, geringerer Masse und schwierigerer Herstellung zugunsten von Segmentbogen mit ebener Wasserseite und Ausdehnungsfugen in den Hintergrund zu treten.

Das „Fleisch“ der Ausdehnungsfugen ist durch volle Zwickel, Doppelpfeiler (Abb. 193 Harzoder) u. dgl. zu schaffen. Die geringere ebene Fläche der Wasserseite hat noch manche andere Vorteile. So z. B. kann der Sicherheitsgrad einer Segmentbogendecke ohne allzu große Kosten und Schwierigkeiten an Probekörpern nachgeprüft werden.

Für die Berechnung aller Sperrmauern halte ich vorläufig die einfachsten Überschlagsformeln und zur Erleichterung derselben Konstruktionen, welche zweifelhafte Inanspruchnahmen auch auf die Dauer ausschließen, für vorteilhaft.

<sup>1)</sup>  $\alpha_t \cong \frac{1}{80\,000}$  bis  $\frac{1}{100\,000}$  für 1° Celsius.

## I. Die Berechnung der Schwerkraftmauer.<sup>1)</sup>

Die Schwerkraftmauer setzt dem wagerechten Wasserdruck ihre Masse entgegen.

Alle Maßnahmen, die dazu dienen können, diese Masse zu erhöhen und in ihrer Wirksamkeit zu steigern, verbessern im allgemeinen die Standfestigkeitsbedingungen und erhöhen gleichzeitig die Dichtigkeit und die Bestandsdauer des Bauwerks.

Dazu gehören in erster Linie:

- a) die Grundrißform,
- b) die Querschnittsform und das Raumgewicht,
- c) die Verklammerung in den Baugrund, die Gestaltung der Auflager und Widerlagerflächen möglichst senkrecht zur Richtung der Höchst- und wechselnden Beanspruchungen (Druck),
- d) der Schutz, die Dichtung und Verfestigung der Auflager und ihrer Umgebung, namentlich an der Wasserseite, einschließlich Verspannung der Talhänge bei höchstem Stau (Kämpferdruck).

### 1. Der Mauerkörper.

#### a) Die Grundrißform.

Die Aufgabe, einen Staumauerquerschnitt zu gestalten, welcher durch sein Eigengewicht alle auf ihn wirkenden Kräfte derart ausgleicht, daß dieselben ausschließlich von der Gründungsfläche aufgenommen werden und nirgends Zugspannungen erzeugen, läßt sich rechnungsmäßig und auch praktisch stets lösen.

Diese Forderung wird gemeiniglich auch dann noch gestellt, wenn die Mauer, im Grundriß gekrümmt, ein gegen den Wasserdruck sich stemmendes Gewölbe darstellt. Je größer der Abstand der Talhänge — Spannweite, Kämpferentfernung — und je schwerer und starrer der Mauerquerschnitt, um so weniger ist anzunehmen, daß eine Übertragung der wagerechten Angriffskräfte auf die Talhänge unter Entlastung der Gründungsfläche, eine „Gewölbewirkung“, stattfindet.

Erst wenn die „Stützmauer“ — in ihren oberen schwächeren Teilen durch Überneigen und seitliche Zusammendrückung — oder ihr Auflager — durch Gleiten — nachgibt, ist eine solche Inanspruchnahme möglich.

Der erstere Fall, der Ausschlag der Krone luftseitig und bei Temperaturerhöhung auch wasserseitig, ist beobachtet. (Vgl. unter 15 dieses Abschnitts.)

Für den zweiten kann eine zusätzliche Sicherheit niemals zu teuer erkaufte werden.

Wo also eine Gewölbewirkung noch denkbar ist — Möhne, 640 m Kronenlänge, Krümmung parabolisch —, sprechen folgende Gründe für ihre Anwendung:

α) Ein gekrümmter Mauerkörper ist ohne jedes Widerlager standfähiger als ein gerader, da die Umsturzachse über die luftseitige Mauerante der Gewölbemitte hinausgeschoben wird. Eine geknickte oder gebogene Postkarte steht, eine ebene nicht (vgl. Abb. 3, Howden, und dagegen Abb. 5 u. 134).

β) Die sich gegen den Wasserdruck wölbende und stemmende Mauer erweckt das Gefühl, daß die Massen der Talwände zum Widerstand herangezogen und ihrerseits

<sup>1)</sup> Berechnung und Bauweise sind in einzelnen Ländern mehr oder weniger zurückhaltend durch Vorschriften geregelt, z. B.:

Preußen: Anleitung über den Bau und Betrieb von Talsperren als Anlage zur III. Ausführungsanweisung zum Wassergesetz vom 7. April 1913.

Frankreich: Ministerialerlaß über Entwürfe und Bauausführungen von hohen Schwerkraftmauern vom 19. Oktober 1923 einschl. Gutachten des Generalrats für Brücken und Wege. (Deutsche Wasserwirtschaft 1924 S. 146, Bautechnik 1925 S. 382 u. 390. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.)

Italien: Amtliche Bestimmungen für den Bau von Talsperren. (Bauingenieur 1924 Heft 23. Bautechnik 1925 S. 388. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.)

gehalten werden. Die Herstellung eines Druckauflagers daselbst im Gegensatz zum Gleitlager der geraden Mauer (gleichlaufend den angreifenden Kräften) ist um so notwendiger, wenn die Höhenlinien der Felsoberfläche oder die Schichtenfugen talwärts divergieren.

γ) Durch das Auftreten einer Gewölbewirkung wird die Materialbeanspruchung in der Mauerquerschnittsfläche durch den seitlichen Halt günstiger, der Anschluß an die Talhänge, wo die Auflast fehlt, dichter. Die wilde Rißbildung wird gemildert und wenigstens senkrechte radiale Risse geschlossen.

δ) Die gewölbte Mauer vermeidet Gegenkrümmungen wasserseitig und Krümmungswendepunkte (vgl. Abb. 94, Bouzey, Grundriß unter der Ansicht). Die Bewegungen

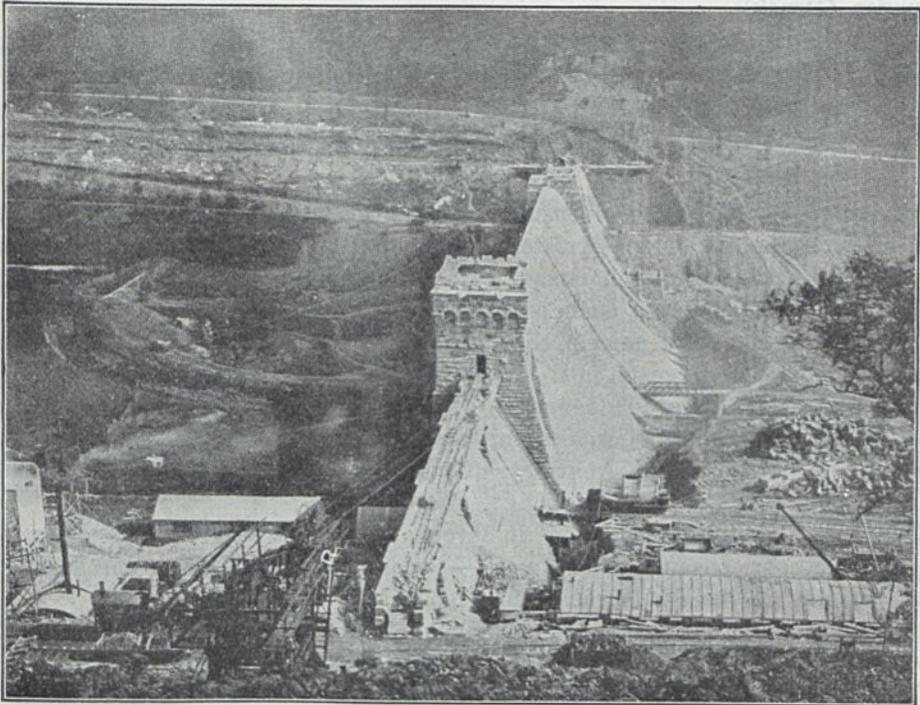


Abb. 3. Die Howdensperrmauer der Derwent-Wasserversorgung.  
N. G. 37,7 km<sup>2</sup>. Inhalt 8,8 Mill. cbm. Oberfl. 63,5 ha. Mauerlänge 326,13 m.  
Größte Höhe über Flußsohle 36,0, unter Flußsohle 38,1, Grundfugenbreite 53,65 m.

infolge wechselnder Belastungen und Temperaturen haben freieren Spielraum. Es steht nichts im Wege, die Beweglichkeit bei schnellem Baufortschritt (Abbindetemperaturen des Gußbetons, Schwarzenbachsperre) durch Ausdehnungsfugen noch weiter zu vermehren.

ε) Die größte Gründungstiefe wird um eine dem Talgefälle der Felsoberfläche und dem Stich des Bogens entsprechende Höhe vermindert. Die Vermehrung der Mauerlänge ist bei großer Talweite und dementsprechendem Krümmungshalbmesser verhältnismäßig unbedeutend. Bei kleinem Halbmesser kann der Mehraufwand von Mauerwerk durch Schwächung des Mauerquerschnitts und Übergang zur Gewölbesperre vermieden werden.<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Vergl. die Sperrmauern Roosevelt, Pathfinder, Shoshone u. a., Abb. 120; 149 u. 149 a; 150.

Noch zwei weitere Möglichkeiten der Heranziehung der Gewölbewirkung ergeben sich:

$\alpha$ ) Der Talquerschnitt wird im unteren Teil, soweit er sich dazu eignet, durch eine Gewölbesperre abgeschlossen und darüber erhebt sich eine Schwerkraftmauer (Almanza, Abb. 99) oder eine Pfeilersperre (Gleno, Abb. 181).

$\beta$ ) Der luftseitige Fuß der Schwerkraftmauer, soweit er in einer engen Schlucht verläuft, wird durch ein stehendes oder senkrecht zur Schlußkrafttrichtung geneigtes Gewölbe abgeschnitten.

Die ältesten bekannten Schwerkraftsperrren in Spanien, Alicante, Almanza, Puentes, Elche, besitzen Gewölbegrundriß.

In Deutschland sind mit ganz wenigen Ausnahmen Krümmungshalbmesser  $R$  zwischen 150 bis 400 m üblich. Eine nicht ganz stimmende Faustformel ist  $R =$  Talweite in Kronenhöhe.

Auch Amerika und unter amerikanischem Einfluß stehende Länder, die Schweiz und Spanien bevorzugen die Gewölbeform, während England und Frankreich gerade Mauern bauen. Die französischen Bestimmungen (Gutachten) halten die Frage der Bogenform noch nicht für genügend geklärt, ohne jedoch ihre Vorzüge zu verkennen.

Die italienischen Bestimmungen schreiben Bogenform vor, wo dies angängig.

b) Die Querschnittsabmessungen der Mauer und das Raumgewicht.

Ausschlaggebend für die später nachzuweisende Flächengröße und Umrißform des Schwerkraftmauer-Querschnitts ist das Raumgewicht  $\gamma$ .<sup>1)</sup>

Dasselbe hängt ab vom Raumgewicht der Mauerwerksbestandteile: der Steine, des Sandes, der Bindemittel und des Wassergehaltes.

Ein Raumgewicht von  $\gamma = 2$ , also  $1 \text{ m}^3 = 2000 \text{ kg}$ , wird bei Staumauern in der Regel nicht unterschritten. Mehr als 2,4 bis 2,5 wird selten erreicht.

Am zuverlässigsten ist die Gewichtsbestimmung von Probeklötzen (runde Masse), welche dem Verhältnis der Menge und der Zusammenfügung der Baustoffe, wie es für die Mauer beabsichtigt ist, entsprechen. Die Raumgewichte verschiedener Mischungen können untereinander und zeitlich mittels der einfachen Hebelwage (Abb. 4) fortlaufend verglichen werden.

Gewichtsschwankungen ergibt namentlich das Austrocknen des frischen Mörtels, in verschwindendem Maße auch das der Steine, Gewichtsunterschiede auf die Raumeinheit, das Mengenverhältnis und die Einzelgewichte der Baustoffe.

Eine genauere Wägung kann nach der Zertrümmerung der Probeklötze auf einer Dezimalwage leicht vorgenommen werden.

Für das Raumgewicht  $\gamma$  des Bruchsteinmauerwerks ist das Steinmaterial bestimmend, welches etwa 0,6 bis 0,7 der Raumeinheit einzunehmen pflegt.

Der Mörtel mit 0,3 bis 0,4 der Raumeinheit des Mauerwerks hat je nach der Schwere seiner Bestandteile etwa 1,8 bis 2 Raumgewicht.

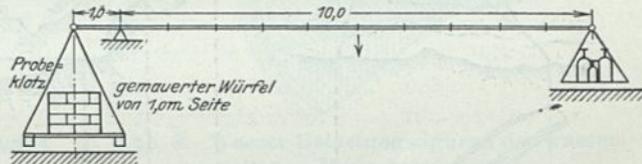


Abb. 4. Einfache Hebelwage zur Beobachtung des Raumgewichts des Mauerwerks.

<sup>1)</sup> Der Gewichtsverlust des in Wasser eingehängten Körpers gibt annähernd die verdrängte Wassermenge in Kilogramm = Liter, also den Rauminhalt des Körpers an. 
$$\frac{\text{Luftgewicht}}{\text{Rauminhalt}} = \gamma.$$

Zusammenstellung I (runde Zahlen).

Gesteinsart	Raumgewicht	Druckfestigkeit	Gesteinsart	Raumgewicht	Druckfestigkeit
	für 1 m <sup>3</sup> in kg	kg/cm <sup>2</sup>		für 1 m <sup>3</sup> in kg	kg/cm <sup>2</sup>
Basalt . . . . .	2700—3200	1800—3200	Sandstein . . . . .	2200—2500	300—1800
Granit . . . . .	2500—3000	800—2000	Zum Vergleich:		
Syenit . . . . .	2600—2800	800—2000	Beton . . . . .	1800—2400	80—300
Porphyr . . . . .	2600—2900	1000—2600	Ziegel (ohne Mörtel) . . . . .	1400—1600	200—900
Gneis . . . . .	2400—2700	500—2800	Zementmörtel . . . . .	1800—2000	80—400
Grauwacke . . . . .	2600—2700	500—1500	Kalkmörtel . . . . .	1600—1800	20—40
Kalkstein . . . . .	2400—2600	400—2000			

Hat man beispielsweise das Raumgewicht des Bruchsteins zu 2,7, das des Mörtels zu 1,8 ermittelt und nimmt man an, daß 1 m<sup>3</sup> Mauerwerk  $\frac{2}{3}$  Steine und  $\frac{1}{3}$  Mörtel enthält, so berechnet sich das Raumgewicht des Mauerwerks  $2700 \cdot \frac{2}{3} + 1800 \cdot \frac{1}{3} = 2400 \text{ kg/m}^3$  oder  $\gamma = 2,4$ .

Das Raumgewicht des Betons läßt sich durch voll eingebettete Steineinlagen, welche auch Verband- und Scherfestigkeit erhöhen, wesentlich steigern. Der Gesamtprozentsatz der verwendeten Steineinlagen — bis 30% und mehr — wird sich wohl erst nachträglich aus der Gesamtmenge feststellen lassen.

Gleichmäßigkeit des Raumgewichts im ganzen Mauerkörper wird man weder beim Versuch, noch weniger bei der Ausführung des Mauerwerks erzielen. Die Durchfeuchtung des letzteren und die dadurch gerade im Zustande der höchsten Hinterstauung erzielte günstige Gewichtsvermehrung wird nicht in Rechnung gestellt.

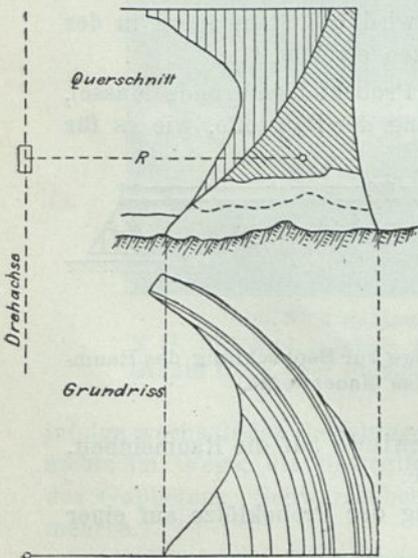


Abb. 5. Staumauern als Rotationskörper ihres Querschnitts.

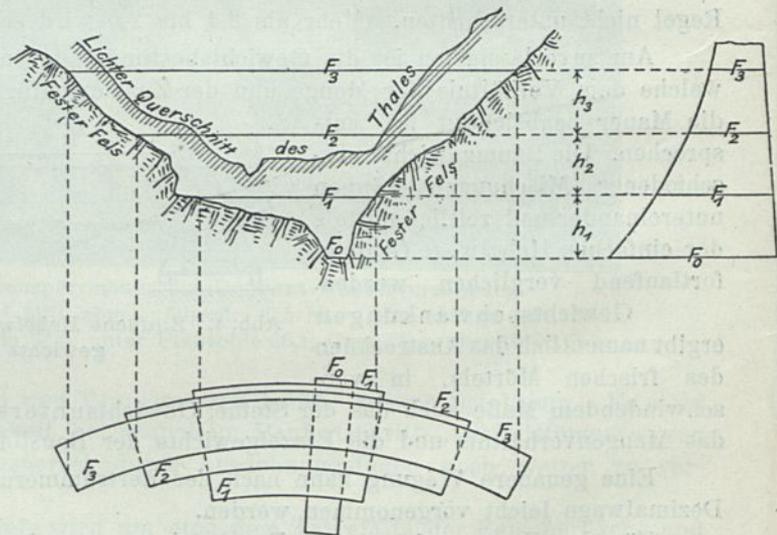


Abb. 6. Zerlegung des Mauerkörpers in wagerechte Ringe.

c) Die Gesamtform des Mauerkörpers.

Für die statische und Massenberechnung kann man sich den Mauerkörper entweder als Rotationsfigur des größten Mauerquerschnitts, nach unten begrenzt durch den wasserbeständigen, dichten und tragfähigen Felsen des Baugrundes, denken (vgl. Bd. I,

Abb. 6 u. 7 und Abb. 5). Der Krümmungshalbmesser wird meist für die wasserseitige Kronenkante oder die Kronenmitte angegeben (bei geradlinigen Mauern  $= \infty$ ).

Man kann sich die Mauer auch aus einzelnen übereinandergelegten wagerechten Ringen zusammengesetzt denken, deren trapezförmige Querschnitte sich zum Gesamtmauerquerschnitt zusammenfügen (Abb. 6).

Endlich kann man den Mauerkörper in einzelne nebeneinandergestellte Stützmauern mit gedachten senkrechten radialen Trennungsebenen zerlegen.

## 2. Die angreifenden Kräfte.

a) Der Wasserdruck auf die wasserseitige Querschnittsbegrenzung der Mauer in der Tiefe 1 zur Bildebene gerechnet.

Das Raumbgewicht des Wassers wird  $= 1$  gesetzt.  $1 \text{ m}^3 = 1000 \text{ l} = 1000 \text{ kg}$ .

Die wasserseitige Fläche des Mauerkörpers steht unter einem Wasserdruck, dessen Höhe zwischen Null und der größten Stautiefe schwankt. Die wagerechte Teilkraft des Gesamtdrucks bis zur Tiefe  $h$  auf die Einheit der Mauerlänge ist stets  $\frac{h^2}{2} \cdot 1 = \frac{h^2}{2}$ , unabhängig von der wasserseitigen Begrenzungslinie des Querschnitts.

Der Druck einer Flüssigkeit auf eine unendlich kleine Fläche ist gleich dem Gewicht einer Wassersäule von der Größe der Fläche mal der senkrecht gemessenen Schwerpunktstiefe derselben unter dem Spiegel und senkrecht zu der Fläche

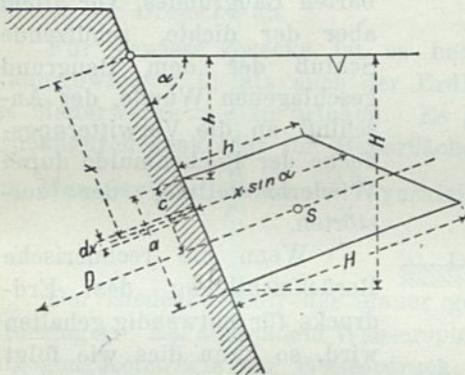


Abb. 7. Größe, Richtung und Angriffspunkt des Wasserdrucks.

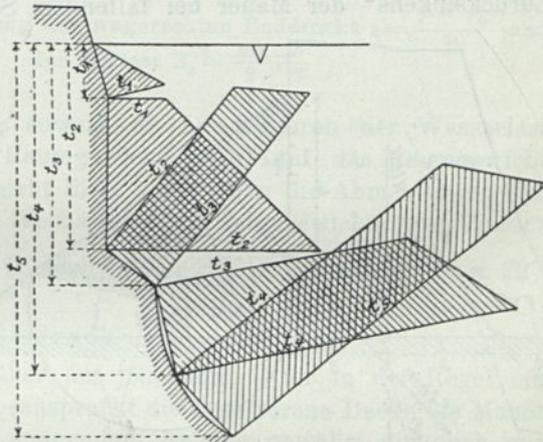


Abb. 8. Wasser-Belastungsfiguren der wasserseitigen Mauerbegrenzung.

gerichtet. Für eine unter dem Winkel  $\alpha$  gegen den Wasserspiegel geneigte, oben ( $h$ ) und unten ( $H$ ) wagerecht begrenzte Fläche von den Abmessungen  $1,0 \cdot a$  (Abb. 7) ergibt sich:

$$D = \sum_{x=\frac{h}{\sin \alpha}}^{x=\frac{H}{\sin \alpha}} 1,0 \cdot dx \cdot x \cdot \sin \alpha = \left( \frac{H^2}{2 \sin^2 \alpha} - \frac{h^2}{2 \sin^2 \alpha} \right) \sin \alpha = \frac{H^2 - h^2}{2 \sin \alpha}$$

$$= \frac{H+h}{2} \cdot \frac{H-h}{\sin \alpha} = \frac{H+h}{2} \cdot a.$$

Reicht die Druckfigur bis zum Wasserspiegel, so wird  $h=0$ ,  $D = \frac{H^2}{2 \sin \alpha}$ , die Druckfigur ein Dreieck. Die Wassertiefe werde in der Folge mit  $h$ , die Mauerbegrenzungslänge mit  $a$ , die Projektion von  $a$  auf die Wagerechte mit  $nb$  bezeichnet (vgl. Abb. 24).

Die Schlußkraft des Wasserdrucks greift im unteren Drittelpunkte der Wasserseite an und kann dort zerlegt werden in eine senkrechte Auflast  $A_w = \frac{nb \cdot h}{2}$  und ein wagerechtes Wasserdruckdreieck  $\frac{h^2}{2}$ , denn es ist  $D = \frac{ah}{2} = \sqrt{\left(\frac{hnb}{2}\right)^2 + \left(\frac{h^2}{2}\right)^2}$  (vgl. Abb. 24).

Die Belastungsfiguren einer gebrochenen oder gekrümmten wasserseitigen Mauerbegrenzung überdecken sich zum Teil, wie es Abb. 8 zeigt.<sup>1)</sup>

#### b) Der Erddruck.

Die statische Wirkung des Erddrucks auf die Mauer ist unsicher und geringfügig (Abb. 9). Die Hinterfüllung erfordert besondere Kosten, wenn nicht etwa Baugrubenaushub, Steinbruchabfall u. dgl. unterzubringen sind. Entnahmekanäle müssen für Grundablässe durch die Hinterfüllung hindurchgeführt werden. Die Verhinderung der Überwachung des Bauwerks (französische und italienische Bestimmungen) hat an dieser Stelle keine Bedeutung und ist im übrigen ein Nachteil jeder Schutzschicht.

Vorteilhaft ist, soweit der wagerechte Erddruck reicht, eine Einschränkung des „Zurücksinkens“ der Mauer bei fallendem Stauspiegel, die senkrechte Randbelastung

des dem Bauwerk benachbarten Baugrundes, vor allem aber der dichte, schützende Schluß, der dem Baugrund geschlagenen Wunde, der Anschluß an die Verwitterungsdecke der Beckenmulde durch Wiederherstellung der zerstörten.

Wenn die rechnerische Berücksichtigung des Erddrucks für notwendig gehalten wird, so kann dies wie folgt geschehen:

Wählt man für die Böschungsneigung der Hinterfüllung

des Sperrmauerstücks von der Tiefe 1 das Verhältnis 1:2, denkt sich den Erdkörper oberhalb des Punktes W (Abb. 9a) senkrecht und den mauerseitig verbleibenden Keil oben wagerecht begrenzt, nimmt man ferner den Böschungswinkel der durchtränkten Hinterfüllungserde zu  $\varrho$ , ihr Raumgewicht  $= \gamma_e$ , die Höhe der Hinterfüllung = der halben Mauerhöhe  $= \frac{h}{2}$  an, so erhält man den Erddruck ausgedrückt

durch  $h$  und einen Beiwert  $\mu$  zu  $E = \mu \gamma_e \frac{h^2}{8}$ . Den Erddruck  $E$  kann man nach der

bekanntem Formel  $E = \frac{1}{2} \gamma_e \left(\frac{h}{2}\right)^2 \text{tg.}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right)$  oder nach dem Rebhannschen Verfahren berechnen.

<sup>1)</sup> Über den Wasserdruck, welcher in der Gründungsfläche auftreten kann, den Auftrieb, Sohlen- oder Unterdruck siehe Abb. 81–85.

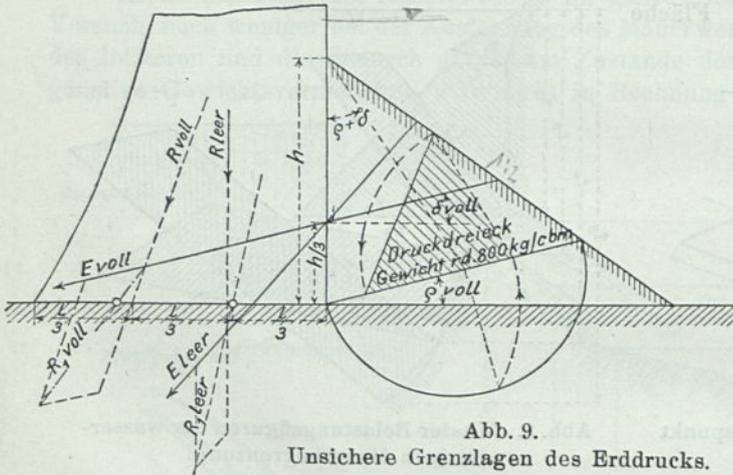


Abb. 9.  
Unsichere Grenzlagen des Erddrucks.

Setzt man den so ermittelten Wert = dem Druckdreieck  $\frac{\mu h^2}{8} \gamma_e$  von der Höhe  $\frac{h}{2}$  und der Basis  $\mu \gamma_e \frac{h}{2}$ , so ergibt sich daraus  $\mu$ , sobald die Werte für  $\rho$  bekannt.<sup>1)</sup>  $\rho$  nimmt man für die durchtränkte Hinterfüllungserde in der Regel zu  $20^\circ$  an. Für  $\gamma_e$  setzt man nur den Unterschied zwischen dem Raumgewicht der Hinterfüllungserde und dem Raumgewicht des Wassers, in der Regel  $1,8 - 1,0 = 0,8$ , da der Erddruck als Zusatzbelastung zum Wasserdruck gilt.

Die Auflast ist  $A_e = \frac{1}{2} \frac{n b h}{2 \cdot 2} \gamma_e$ . Die wagerechte Schlußkraft des Erddrucks und die senkrechte der Auflast greifen in den Schwerpunkten der Druckfiguren, den Drittelpunkten der Dreiecke an.

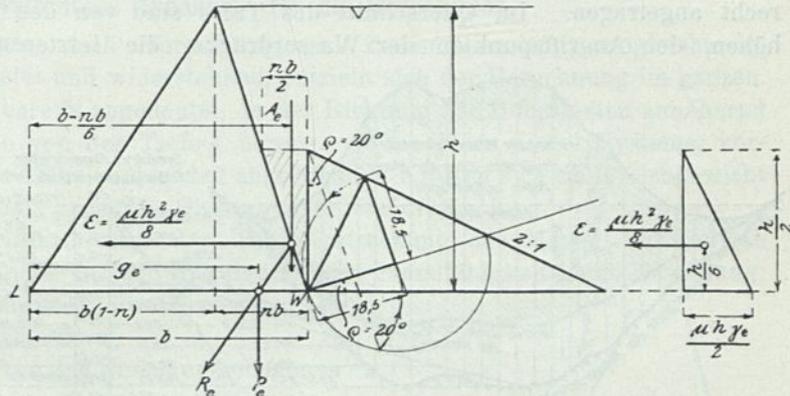


Abb. 9a. Ermittlung des wagerechten Erddrucks  $\varepsilon = \frac{\mu h^2 \gamma_e}{8}$  und der Auflast  $A_e = \frac{n b}{2} \cdot \frac{h}{2}$ .

Für gewisse Zwecke ist es bequem, sowohl die Druckfiguren der Wasserlast (Raumgewicht = 1) als auch der Erdlast (Raumgewicht = 0,8) auf das Raumgewicht des Mauerwerks =  $\gamma$  zu bringen. Es geschieht dies, indem man die Abmessungen der Druckfiguren senkrecht zur Mauerfläche im Verhältnis der Raumgewichte von Wasser und Mauerwerk =  $\frac{1}{\gamma}$  bzw.  $\frac{0,8}{\gamma}$  verkleinert (Beispiel für  $\gamma = 2,4$ , siehe Abb. 20 u. 22).

### c) Der Eisdruck.

Der Eisdecke fehlt der Mauer gegenüber am jenseitigen Ufer in der Regel ein Widerlager. Bei sinkendem Wasserspiegel beansprucht die angefrorene Decke die Mauer entgegengesetzt wie der Wasserdruck, bei steigendem Spiegel gewährt die auch aus diesem Grunde zweckmäßige Neigung der Wasserseite Spielraum. Wenn man in Italien bei alpiner Lage und sonstigen ungünstigen Umständen einen wagerechten Eisdruck von 5 bis 25 t/lfd. m in Stauspiegelhöhe, in Amerika 36 bis 64 t/lfd. m annimmt, so kann sich dies eigentlich nur auf Eistrümmer beziehen, welche durch den Wind gegen die Mauer gestaut werden. An der Barberine, Schweiz, Meereshöhe über + 1900, ist 70 t/lfd. m 7,0 m unter höchstem Stau angreifend angenommen. An der Eder hat eine Eisdecke von 35 cm Stärke auch an den Gestängen und Drahtseilen keinerlei Schaden angerichtet.<sup>2)</sup>

In Deutschland hat sich eine Vorschrift für die Aufeisung längs der Mauer als überflüssig erwiesen, und auch rechnermäßig wird Wind und Eisstau nicht berücksichtigt.

<sup>1)</sup> Nach dem Rebhann'schen Verfahren ist z. B. für  $h = 60$  m nach Abb 9 a

$$E = 18,5 \cdot 18,5 \cdot \frac{\gamma_e}{2} = 171 \gamma_e$$

$$E \text{ ist ferner } = \frac{1}{2} \mu \gamma_e \frac{60}{2} \cdot \frac{60}{2} = 450 \mu \gamma_e, \quad 171 \gamma_e = 450 \mu \gamma_e, \text{ daher } \mu = 0,38, \text{ wofür rd. } 0,4.$$

<sup>2)</sup> Bautechnik 1925 S. 404. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

d) Die Gesamtbelastung.

In der Abb. 10 ist das Gesamtbelastungsverhältnis einer Mauer rechteckigen Dreieckquerschnitts von 54 m Höhe und 36 m Grundfugenbreite im Talquerschnitt gesehen dargestellt. Man kann sich die Mauer im Grundriß gekrümmt oder geradlinig vorstellen.

Die Mauerwerksgewichte ( $\gamma = 2,4$ ), die Wasserlasten und die Reibungswiderstände ( $f = 0,6$ ) sind von der Krone bis Fuge berechnet und an letzterer im Querschnitt waagrecht angetragen. Im Querschnitt des Tales sind von den Drittellinien der Mauerhöhen, den Angriffspunkten der Wasserdrücke, die letzteren senkrecht aufwärts ab-

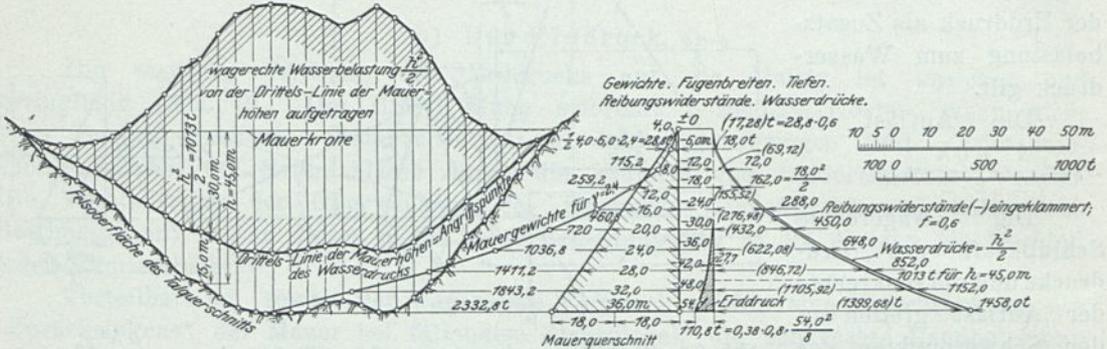


Abb. 10. Die Verteilung der Lasten auf die Länge und den Querschnitt des Mauerkörpers.

getragen. Die schraffierte Fläche stellt daher die Gesamtwasserbelastung der Mauer und die Drittellinie die Linie der Angriffspunkte dar.

Der Erddruck einer Hinterfüllung bis zur halben Mauerhöhe  $E = \mu \gamma_e \frac{h^2}{8}$  ist nur im Querschnitt in Fugenhöhe eingetragen. Seine Angriffspunkte in  $\frac{1}{3}$  der Hinterfüllungs- =  $\frac{1}{6}$  der Mauerhöhe würden die senkrechten Abstände zwischen den Angriffspunkten der Wasserdrücke und der Felsoberfläche halbieren.

Wollte man den Mauerquerschnitt auf einen mittleren Scherwiderstand, beispielsweise  $\tau_m = 40 t/m^2$  der waagerechten Fugen dimensionieren, so erhielte man Fugenbreiten  $b = \frac{h^2}{2 \tau_m}$  und eine konkave parabolische luftseitige Querschnittsbegrenzung.

3. Der verschiedene Widerstand der Einzelquerschnitte und Auflager.

Nimmt man einzelne Querschnitte einer unter Last und Temperaturspannungen stehenden Mauer heraus, so geht aus der verschiedenen Höhe der Querschnitte eine verschieden große Durchbiegung hervor (Abb. 11).

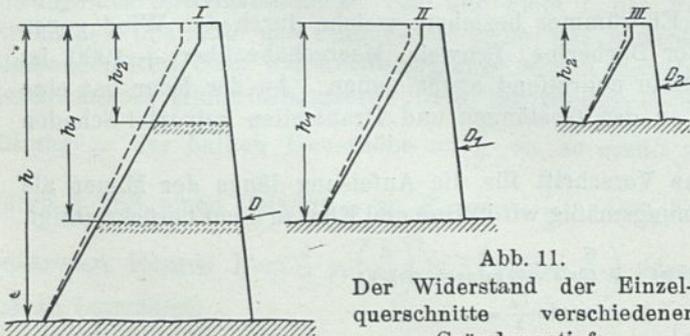


Abb. 11.

Der Widerstand der Einzelquerschnitte verschiedener Gründungstiefe.

Ähnlich wirken die verschiedenartigen Lasten in den Querschnittsfugen verschiedener Höhe.

Hinzu tritt noch der verschiedene Grad der Einspannung in Fels und Erdhinterfüllung, die Unregelmäßigkeit der Form und Beschaffenheit der Gründungsfläche. Die Wirkung des Felsauflagers in den Körpern II und III ist eine ganz andere, als wenn diese Körper in gleichem Querschnitt innerhalb

des Körpers I ein Mauerauflager besäßen. Die niedrigen Querschnitte, welche schließlich seitlich in die ungeheure Masse des Talhangs übergehen, leisten den Bewegungen der höheren einen Widerstand, welcher eine Kraftübertragung voraussetzt.

Die Gesamtwiderstandsfähigkeit des Bauwerks wird daher um so mehr zunehmen und die Gesamtbelastung um so mehr abnehmen, je enger der Talquerschnitt.

#### 4. Vereinfachte Annahmen für die Berechnung.

Der Sperrmauerkörper, nach Herstellung und Zusammensetzung ungleichartig, eigentümlich geformt, belastet und widerstehend, entzieht sich der Berechnung im ganzen. Man schneidet daher, wie bereits angedeutet, in der Richtung der Hauptlasten annähernd zusammengehörige Systeme von der Tiefe 1 heraus. Wenn jedes dieser Systeme, vornehmlich dasjenige größter Höhe, unter den angreifenden Kräften sich im Gleichgewicht befindet, nimmt man an, daß auch die Gesamtmauer standfähig ist.

Alle in der Grundrißform und der Längserstreckung der Mauer begründeten Widerstände und Kräfte finden bei der Würdigung ihrer Standfähigkeit keine Beachtung:

- die Gewölbewirkung und die Abmessung des Krümmungshalbmessers,
- der Widerstand der an den Enden umgebogenen Hörner (Abb. 5 u. 134) gegen Umkanten,
- die seitlichen Scherkräfte,
- die Temperaturspannungen,
- die Talquerschnittsabmessungen.

Statt des Ringsektorstückes und der Kreisabschnitte, welche dasselbe im Grundriß begrenzen, nimmt man auch bei gekrümmten Sperrmauern gleichlaufende Schnittebene im Abstand 1 und die allseitige geradlinige Begrenzung der wagerechten Schnittfläche wie bei geradlinigen Mauern an (Abb 12).

Die Stautiefe hängt ab von dem Höhenunterschied zwischen Kronenhöhe und höchstem zulässigen Stauspiegel, dem „Freibord“  $f$ , und dieser wieder vom Regime des gestauten Gewässers, dem Umfang, der Zuverlässigkeit und der Bedienung der Entlastungsvorrichtungen. Je höher der Freibord mit Rücksicht auf Längserstreckung und Tiefe des Sees, je mehr würde in statischer Beziehung ein erhöhter Windstaudruck zu gewärtigen sein, während eine gelegentlich über die Brüstung schlagende Welle wohl kaum Schaden anrichtet. Es hat deshalb nicht den mindesten Sinn, den Freibord mit der Stautiefe in Verbindung zu bringen.

(Italien  $f > \frac{h}{12}$  für  $h \leq 40$  m,  $f > \frac{h}{15}$  für  $h = 50$  m. Wegmann S. 36  $f = \frac{h}{10} < 3,10$  m, in Deutschland  $f = 0,5$  bis 2,0 m.)

Eine reichliche Sicherheit und eine bequeme Rechnung gewährt die Annahme Stauhöhe = Mauerhöhe =  $h$ . Als untere Grenze der Stauhöhe dürfte die tiefste Stelle der Oberkante der Abgleichung der Felsoberfläche anzunehmen sein.

Die Kronenbreite  $b_0$  hat ebenfalls keine Beziehung zur Stautiefe (Italien und Wegmann  $= \frac{h}{10} > 1,53$  m). Sie wird bedingt durch Benutzung der Krone als Weg, Überfall, zur Bedienung, Beaufsichtigung, Messung. In Deutschland sind Kronenbreiten von 4 bis 6 m üblich. Rechnungsmäßig wird  $b_0 = 0$  gesetzt. Das angefügte

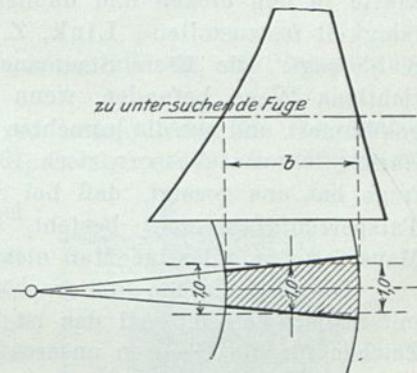


Abb. 12.

Die tatsächliche (schraffiert) und die rechnungsmäßig angenommene Grundfläche (1,0 m) des untersuchten Querschnitts.

Kronendreieck kann als eine wasserseitige Mehrbelastung im Sinne der französischen Bestimmungen dienen (vgl. Abb. 24).

Die Bildung einer wagerechten Fuge ist nur als Schichten- oder Durchbruchsfuge im Untergrund denkbar, verbunden mit unvermeidlicher Zerstörung. Ein Sperrmauerkörper selbst ist noch nie in einer wagerechten Fuge gebrochen (Abb. 14). Sie ist keine Gefahrenzone, sondern nur eine Gewichtsgrenze für die senkrechten Lasten.

Das Eigengewicht der als Konsolträger aufgefaßten Mauer wird in Flächeneinheitsdruckspannungen umgerechnet, welche den Belastungsspannungen des Trägers so weit das Gleichgewicht halten sollen, daß eine gewisse Druckspannung nicht überschritten, eine Zugspannung vermieden wird.

Die Verteilung der Gewichte auf die wagerechte Grundfläche läßt sich einigermaßen übersehen. Für die Verschiebung der Gewichte durch die wagerechten Kräfte — den Angriffspunkt der Schlußkraft in der wagerechten Fuge — wird die Größe und Verteilung der Auflagerwiderstände daselbst vernachlässigt (vgl. Abb. 53).

Für die wagerechte Fuge sind weder die Angriffs- noch die widerstehenden Scherkräfte in den dicken und dünnen Fugen und Steinflächen verschiedener Widerstandsfähigkeit festzustellen. Link, Z. d. deutsch. Wasserwirtsch. u. Wasserkraftverb. 1922, S. 55 sagt: Die ältere Staumauerberechnung hat sich, wenn auch unbewußt, auf dem richtigen Wege befunden, wenn sie sich um die Scher- und Hauptspannungen nicht gekümmert und nur die lotrechten Druckspannungen ermittelt hat. Prof. Meyer-Peter, Zürich, Schweiz. Wasserwirtsch. 1924, S. 188: Ein eingehendes Studium der Abscherungsfrage hat uns gezeigt, daß bei Schwerkraftmauern eine Gefahr des Abscherens des Talsperrenfußes nicht besteht, solange die Hauptdruckspannungen am luftseitigen Mauerfuß das zulässige Maß nicht überschreiten.

Die italienischen und französischen Bestimmungen übergehen die Scherspannungen mit Stillschweigen. All das ist bequem, vielleicht auch praktisch zulässig, aber ein Zeichen für die Grenzen unseres Wissens.

### 5. Die Entwicklung der Berechnung.

Die Standfähigkeit eines Mauerquerschnitts hielt man früher für gesichert, wenn er vom Wasserdruck nicht umgeworfen oder fortgeschoben werden konnte. Wenn also einerseits das Moment des Mauerweights  $G \cdot u$  oder das Standfähigkeitsmoment (Abb. 13), bezogen auf die luftseitige Mauerkante, größer war als das Moment des Wasserdrucks

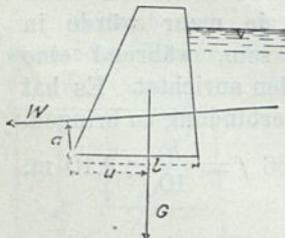


Abb. 13.

Umsturzmoment.

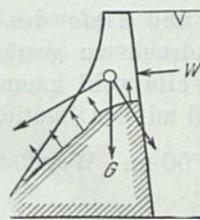


Abb. 14.

Die erfahrungsmäßige Lage der Bruchfuge.

$W \cdot a$  oder das Umsturzmoment, andererseits Mauerweight  $\times$  Reibungsbeiwert  $f$  für jede wagerechte Fuge größer als die wagerechte Seitenkraft des Wasserdrucks oberhalb derselben. Nach Minard sollte sein  $\frac{G \cdot u}{W \cdot a} \geq 2$ ;  $r = 2$ ;  $f = 0,5$ .

Beide Annahmen setzen voraus, daß die wagerechte Fuge wirklich vorhanden ist.

Die Zerstörungsfugen im Mauerwerk gestalten sich indessen erfahrungsgemäß

ähnlich wie die Abflußkurven des Wassers oder des flüssig gedachten Mauerwerks (vgl. Abb. 14).

Nimmt man trotzdem eine ebene Fugenbildung an, so kann wohl der Widerstand eines einzigen Steins, einer einzigen Felszacke das Kräftepaar  $\frac{h^2}{2} \cdot a$  (mit unsicherem

Drehpunktabstand  $u$ ) ergänzen. Niemals aber kann der Natur des Mauerwerks oder Betons nach eine für Reibungswiderstände geeignete Fläche entstehen.

Der für ebene Flächen von Mauerwerk auf Mauerwerk oder Beton auf Beton, einerlei ob fett oder mager, trocken oder naß, nach E. R. v. 28. 12. 1912, S. 731, zwischen 0,579 und 0,722 ermittelte Reibungswert  $f$ ;  $\text{ctg } 60^\circ - 54^\circ$ , Auflast  $\cdot f \geq \frac{h^2}{2}$  hat daher keine Bedeutung.

Die Einführung des Reibungswiderstandes ist wohl auf die Empfindung zurückzuführen, daß eine geringe Bemessung des Reibungsbeiwertes  $f$  rechnermäßig eine Er-

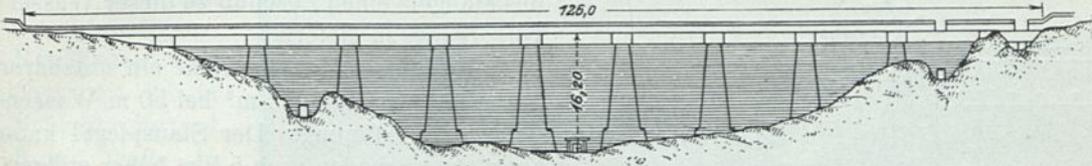


Abb. 15. Die Lampymauer mit gelöschtem Kalk gedichtet. Ausbauchung 3 cm auf 100 m Länge. Längsschnitt.

höhung des Mauerweights, eine günstige steile Lage der Schlußkraft, eine Verspannung der aufeinander ruhenden Schichten herbeiführt.

Bei einigen älteren französischen Talsperren von Lamy, Abb. 15, 15a (erbaut von vornherein mit Strebe Pfeilern 1777 bis 1780 zur Speisung des Canal du midi) betrug das Verhältnis von  $\frac{\text{Standfähigkeitsmoment}}{\text{Umsturzmoment}} = 2,15$  bei den Mauern von Grosbois (Abb. 90) und Chazilly = 1,65 (erbaut 1830 bis 1838 für den Canal du Bourgogne). Beide haben denselben Querschnitt und erhielten nachträglich Strebe Pfeiler. Alle drei Mauern bauchten aus. Dieser Umstand führte die französischen Ingenieure nicht auf die Ursache: Nachlassen des Widerstandes im Untergrundaufleger.

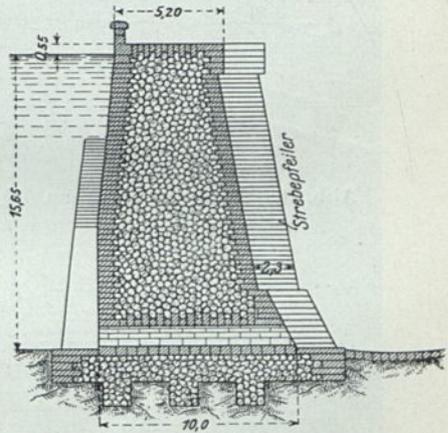


Abb. 15a. Lamy Querschnitt.

Sie entwickelten vielmehr auf Grund des von Méry<sup>1)</sup> angedeuteten und von Bélanger vervollständigten Gesetzes von der trapezförmigen Verteilung des Druckes in der wagerechten Fuge die an und für sich richtige Ansicht, daß außer dem Umsturzmoment und dem Widerstand gegen wagerechten Wasserdruck die Pressungen im Mauerwerk und auf dem Baugrund die zulässige Grenze nicht überschreiten dürften.

Es seien hier einige ältere klassische Beispiele, welche auf Grund dieser Annahme ausgeführt sind, erwähnt.

#### a) Die Stauwand des Furens (Abb. 16 bis 16b).

Die erste Mauer, welche nicht nur unter der Bedingung konstruiert ist, daß ihr Standfähigkeitsmoment größer als das Wasserdruckmoment und Sicherheit gegen Gleiten vorhanden, die klassische Mauer für die modernen Talsperrenbauten, ist der Furens.

Die Erbauer derselben, Graeff u. Delocre, haben zuerst der von M. de Sazilly aufgestellten Forderung, daß auch die vom Mauerwerk und dem Baugrund zu ertragenden

<sup>1)</sup> A. d. P. et Ch. 1840 Méry; 1853 Sazilly; 1866 Delocre u. Graeff; 1875 Bouvier. — Minard, Cours de construction de canaux. — Guillemain, Rivières et canaux und viele andere.

Pressungen zu berücksichtigen seien, in der Praxis Rechnung getragen und als äußerste Grenze  $6 \text{ kg/cm}^2$  festgesetzt.

Der danach konstruierte Querschnitt hat bei leerem und gefülltem Becken annähernd gleiche Widerstandsfähigkeit (Abb. 16).

Die Mauer wurde in den Jahren 1861 bis 1866 in der Absicht erbaut, aus dem aufgespeicherten Vorrat sowohl dem Flusse das Wasser zu ersetzen, welches ihm durch die Fassung der oberhalb liegenden Quellen

zugunsten der Wasserversorgung der Stadt St. Etienne entzogen war, als auch in Zeiten des Mangels einen Zuschuß zu dieser Wasserversorgung zu liefern.

Für beide Zwecke steht ein nutzbarer Stauraum von  $1,2 \text{ Mill. m}^3$  bei  $50 \text{ m}$  Wassertiefe zur Verfügung. Der Stauspiegel kann aber ohne Schaden noch  $5,5 \text{ m}$  höher steigen, und der Inhalt dieser Schicht bildet einen Schutzraum von  $400\,000 \text{ m}^3$  Inhalt zur Aufnahme der Hochfluten.

Die Kronenlänge der Mauer beträgt nur  $100 \text{ m}$ , die Kronenbreite  $3,02 \text{ m}$ , die Sohlenbreite  $42,17 \text{ m}$ .

Der Krümmungshalbmesser des Grundrisses ist rd.  $250 \text{ m}$ . Der Querschnitt ist von Geraden und Kreisbogen begrenzt. Der Furens ist, wie die benachbarten Becken des Pas du Riot, Ban und Ternay, in festem Granit und Gneis eingeschnitten.

Die glatte Felsoberfläche des Baugrundes war mit einigen Verwerfungen und vielen Spalten durchsetzt.

Sie wurde aufgeraut und mit Zementmörtel überzogen, in welchen man Steinstücke eindrückte.

Die Spalten und Risse, nicht nur in der Grundfläche des Bauwerks, sondern auch  $20$  bis  $25 \text{ m}$  talaufwärts, sind sorgfältig freigelegt und je nach ihrer Größe mit Mauerwerk oder Zementmörtel gefüllt. Die ganze Fläche sowie auch die Wasserseite der Mauer ist mit einer

Zementschicht von  $3 \text{ cm}$  Stärke bekleidet und die wasserseitige Fuge zwischen Fels und Mauerfuß mit einem Wulst von Zement abgedichtet.

Diesen Maßregeln ist es zu danken, daß die Verluste  $2 \text{ l/Sek.}$  bei  $50 \text{ m}$  Wasserdruck nicht übersteigen.

Die Außenflächen der Mauer sind mit ausgesuchten Blöcken von  $40$  bis  $55 \text{ cm}$  Stärke verblendet. Luftseitig sind Kragsteine, wasserseitig eiserne Ringe eingemauert, um Ausbesserungsgerüste aufstellen zu können. Der Mörtel bestand aus  $375 \text{ kg}$  aus-

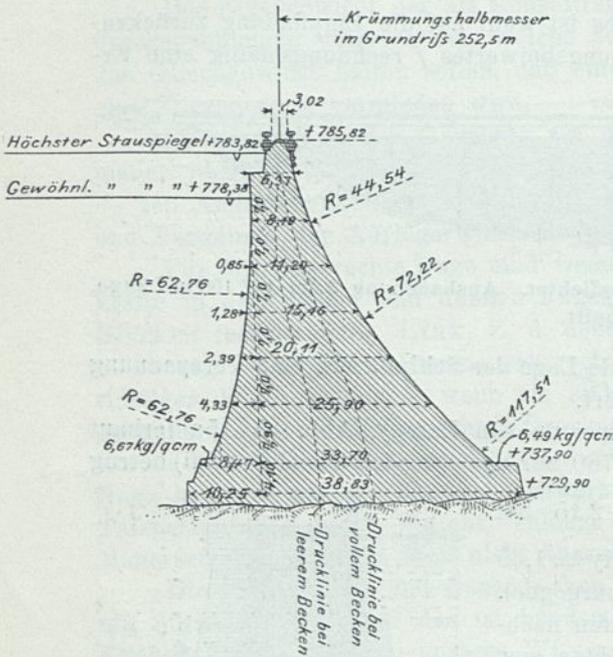


Abb. 16. Mauer des Furens. Querschnitt.

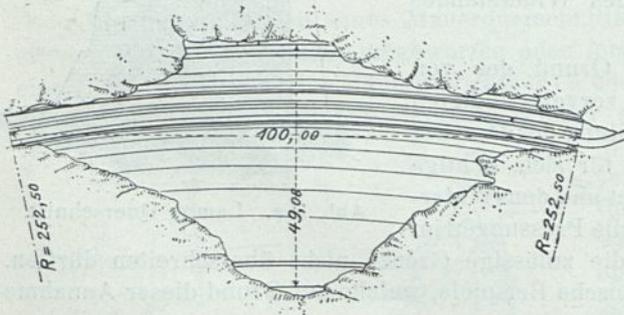


Abb. 16a. Mauer des Furens. Grundriß.

gesiebt Kalk von Theil auf  $1 \text{ m}^3$  gewaschenen Granitsand. Er wurde in zwei Trommeln von einer achtpferdigen Maschine gemischt.

Am Einlauf des Furens in das Becken ist ein Schützenwehr mit zehn Öffnungen erbaut. Die eine Hälfte der letzteren leitet das reine Wasser nach dem Becken, die andere Hälfte das durch heftige Niederschläge getriebene Wasser und den Überschub in einen rechtsseitigen Randkanal, welcher mit  $5,5 \text{ m}$  Sohlenbreite und  $3 \text{ m}$  Tiefe in den Granit eingeschnitten ist (vgl. Bd. I, Abb. 126 a). Derselbe führt in ungefährer Höhe des höchsten Stauspiegels mit  $1,2\%$  Gefälle bis zu  $90 \text{ m}^3/\text{Sek.}$  um das Becken und die Hauptmauer herum und ergießt sich mittels einer Kaskade in das alte Bett des Furens. — Unweit der Mauer nimmt er durch einen seitlichen Überfall von  $20 \text{ m}$  Länge das Beckenwasser auf, welches den höchsten Stauspiegel überschreiten will.

Bei dem verhältnismäßig

großen Niederschlagsgebiet von  $25 \text{ km}^2$ , einer durchschnittlichen Regenhöhe von  $85 \text{ cm}$  und einer Abflußhöhe von  $65\%$  erachtete man diese Vorsichtsmaßregeln für nötig.

Der Entnahmestollen durchdringt nicht die Mauer, sondern in  $185 \text{ m}$  Länge mit einer Öffnung von  $2 \text{ m}$  Höhe und  $1,8 \text{ m}$  Breite,  $8 \text{ m}$  über der Talsohle den rechtsseitigen Berghang bis zu einem Nebentale.

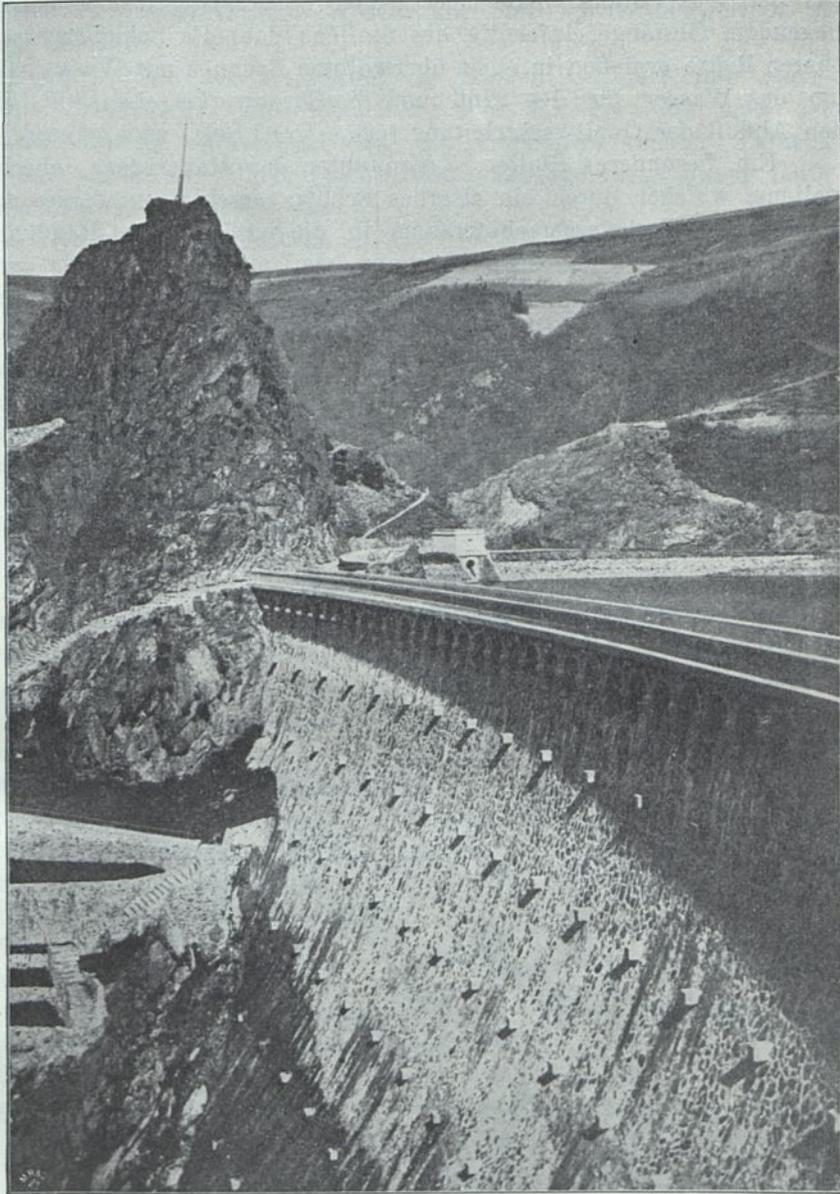


Abb. 16b. Barrage-réservoir du Furens au gouffre d'enfer.

In dem Stollen sind zwei Entnahmeröhre von je 0,40 m Durchm. nebeneinander und ein drittes von 0,22 m Durchm. unterhalb derselben verlegt und alle drei wasserseitig in einem Mauerwerkspfpfen von 11 m Länge eingedichtet. — Das tieferliegende Rohr dient zur Freihaltung der Mündung der beiden oberen und führt unmittelbar in das Bett des Furens. Alle drei haben wasserseitig Schützenverschlüsse mit schrägliegender Gestänge, luftseitig des Stollens doppelte Schieberverschlüsse. Die beiden oberen Röhre ergießen in einen überwölbten Brunnen mit Wasserpolster und Überfällen, um das Wasser für den Fluß und die Triebwerke (etwa 300 l/Sek.) abzugeben und den Abfluß der Quellwasserleitung (etwa 150 l/Sek.) zu ergänzen.

Ein besonderer Stollen, 7,5 m unter der Mauerkrone, oberhalb des Entnahmestollens, welcher durch ein eisernes Schütz verschlossen werden kann, dient zur Entleerung des Hochwasserschutzraums in die Kaskade des Randkanals. Letzterer hat nach Fontaine viel an Nutzen verloren, weil eine fortwährende gründliche Erneuerung des Beckenwassers zur Erhaltung seiner Eigenschaften als Trinkwasser sich als notwendig herausstellte. Die Schlammabildung ist verschwindend.

Die Baukosten betragen

für die Mauer . . . . .	721 600	Mark
„ den Grunderwerb . . . . .	145 600	„
„ „ Randkanal . . . . .	280 000	„
„ „ Stollen . . . . .	124 800	„

Zusammen 1 272 000 Mark.

#### b) Die Alfeldmauer (Abb. 17 bis 17c).

Der Alfeldsee wird durch den Aufstau des gleichnamigen Baches mittels zweier Mauern gebildet, welche durch eine inselartige, felsige Erhöhung der Talsohle getrennt werden (Abb. 17, Z. f. B. 1893).<sup>1)</sup>

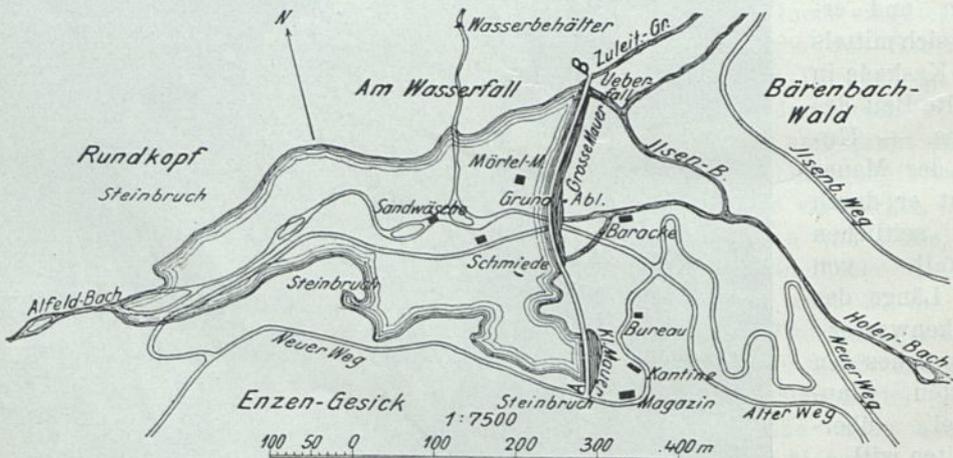


Abb. 17. Alfeldmauer. Lageplan.

Die Hauptmauer hat 255 m Kronenlänge und 28 m größte Höhe, die kleinere 73 m Länge und 12,08 m größte Höhe.

Die Inangriffnahme des Baues, 1883 bis 1887, begann mit der Einleitung des gesetzlichen Verfahrens für den Grunderwerb und der Regelung der wasserpolizeilichen

<sup>1)</sup> Ähnlich ist die Lauchenseesperre konstruiert und berechnet, 30 m hoch, 1892 bis 1894. Z. f. B. 1902.

Verhältnisse der neuen Stauanlage. Gleichzeitig richtete sich die Aufmerksamkeit auf die Wahl, Zubereitung, Beförderung und Prüfung der Baustoffe.

Als Mörtel wurde nach zahlreichen vergleichenden Versuchen bezüglich der Eigenschaften und mit Rücksicht auf die Kosten eine Mischung von 1 Gewichtsteil Zement von Dyckerhoff-Biebrich, 2 Gewichtsteilen Wasserkalk und 10 Gewichtsteilen gewaschenem Dollersand gewählt.

Kalk und Zement wurden der Bauleitung in Säcken geliefert und ebenso wie der Sand mittels Bremsbergs unter Benutzung von Wasserballast nach dem Magazin und dem maschinellen Mörtelwerk auf die Höhe des rechten Talhangs befördert. Das Wasser wurde aus einem Hochbehälter herzugeleitet, dessen natürlicher Zufluß in trockner Zeit durch eine Pumpe mit Turbinenbetrieb aus dem Alfeldbach ergänzt wurde.

Der fertige Mörtel — bis 25 m<sup>3</sup> täglich bei 12 bis 15 Mann Bedienung — gelangte in Kasten mittels Schmalspurbahn an die Mauer, mittels Laufkrans auf die jeweilige Oberfläche. Fortlaufend wurden Probekörper davon hergestellt und durch den Michaelisschen Apparat auf Zug untersucht. Unter zehn Proben mußten mindestens fünf die Festigkeit von 7,5 kg/cm<sup>2</sup> überschreiten. Der Mörtelverbrauch betrug je nach der Größe der Mauersteine und der Sorgfalt der Maurer 23 bis 30 % der Raumeinheit. Das Gewicht des Mörtels belief sich auf 1919 kg/m<sup>3</sup>. Als Baustein stand innerhalb des Beckens Granit zur Verfügung. Er wurde durch Minensprengung mit Pulverladung gewonnen. Dynamit war wegen der befürchteten Lockerung des Steingefüges ausgeschlossen. Das Mindestmaß der einzelnen Mauersteine war auf  $\frac{1}{50}$  m<sup>3</sup> festgesetzt. Die Abnahme erfolgte nach gründlicher Reinigung. Das Raumgewicht des Steines ergab sich zu 2,666 bis 2,750, das des Mauerwerks wurde aus dem der Bestandteile vorsichtig zu  $1919 \cdot 0,3 + 2666 \cdot 0,7 = 2440$  kg/m<sup>3</sup> bestimmt und für die Berechnung zu 2420 kg/m<sup>3</sup> angenommen.

Die Bestimmung der Stauhöhe erfolgte unter der Annahme, daß der Abfluß des Niederschlagsgebiets 1,4 m<sup>3</sup>/Sek. für 1 km<sup>2</sup>, im ganzen  $1,4 \cdot 4,2 = 5,88$  m<sup>3</sup>/Sek. betrage. Davon sollen noch 2 m<sup>3</sup> durch die Grundablässe abfließen und die Strahldicke des Überfalls nur 0,43 bzw. 0,31 m Höhe erreichen. Bei dieser Stauhöhe sollten die Drucklinie im mittleren Drittel und die Kantenpressungen unter 6 kg/cm<sup>2</sup> bleiben. Letztere Grenze wird auch bei leerem Becken erreicht.

Es sind noch zwei Fälle untersucht, nämlich:

1. daß sich bei dem vorangegebenen Stauspiegel eine wagerechte Fuge in 17,7 m Tiefe unter demselben öffnet und daselbst wasserseitig der volle Auftrieb wirkt, welcher luftseitig linear bis auf 0 abnimmt: Das Umsturzmoment bleibt dann immer noch kleiner als das Stabilitätsmoment.

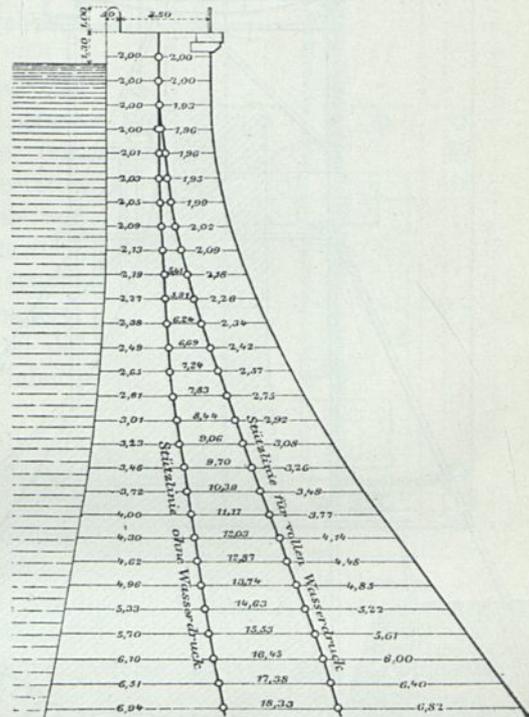


Abb. 17a. Alfeldmauer. Querschnitt.

2. daß unter den oben angegebenen Abflußverhältnissen die Höhe der überfließenden Schicht bis auf 0,63 bzw. 0,75 m wächst. Bei dieser Erhöhung des Stauspiegels entstehen Zugspannungen in Fuge  $19 = 0,26 \text{ kg/cm}^2$ .

Eine teilweise Krümmung der Mauer im Grundriß ist weniger zur Erzielung der Gewölbewirkung, als um einer zu erwartenden Deformation (Ausbauchung) die Richtung vorzuschreiben und Zugspannungen zu vermeiden, gewählt.

Der Aushub der Baugrube mußte, um überall den gesunden, festen Fels freizulegen, bedeutend größer sein, als man nach dem Ergebnis der Bohrungen und Schürfungen erwartete. Die Entwässerung der Baugrube konnte größtenteils mit Hilfe dreier

Schlitze gleichlaufend der Talrichtung erfolgen. Der Alfeldbach wurde in einem Holzgerinne über die Baugrube geführt. Der Fels der Gründungssohle ist nach Bedürfnis durch eigene Arbeiter der Bauverwaltung angerauht, ausgefugt und ausbetoniert.

Die Maurerarbeiten, die Dammschüttungen und der Materialtransport waren vergeben. Das Mauerwerk —  $28\,000 \text{ m}^3$  — wurde im Zyklopenverband, mit möglichster Verspannung nach jeder Seite hin, in Lagen von 1 m Dicke,

welche in der Längsrichtung der Mauer von einem Ende zum anderen oder auch von der Mitte nach den Seiten durchgetrieben wurden und je etwa 14 Arbeitstage erforderten, hergestellt.

Der empfindliche Zementmörtel machte Gerüste und Krane zum Materialtransport erforderlich, um die rauhe, frische Mauer Oberfläche vor Erschütterungen und Lockerungen zu bewahren. Die Wasserseite der Mauer wurde 7 cm tief mit Portlandzementmörtel 1 : 2, dem bei trockenem Wetter,

um ihn geschmeidig zu machen, etwas Wasserkalk zugesetzt wurde, sorgfältig ausgefugt.

Die Mauer zeigte bei der ganz allmählichen Einstauung im Winter 1887 erhebliche Durchsickerungen, aber keine Bewegungen.

Herr Ministerialrat Fecht glaubt, daß erstere durch die Raumvermehrung des Wasserkalks beim vollständigen Abbinden und durch die Zufüllung der Poren mit Sinkstoffen abnehmen oder aufhören würden.

Der Grundablaß im tiefsten Punkte des Tales ist ein gewölbter Stollen, welcher wasserseitig auf 4 m Länge durch zwei Stollen kleineren Querschnitts ersetzt ist.

Die Verschußschützen, in eisernen Rahmen geführt, werden von der Mauerkrone aus mit 50-mm-Rundeisen-Gestängen durch Vorgelege angehoben oder durch Röhren von 105 mm äußerem Durchm., welche die Gestänge umschließen, niedergedrückt. Die

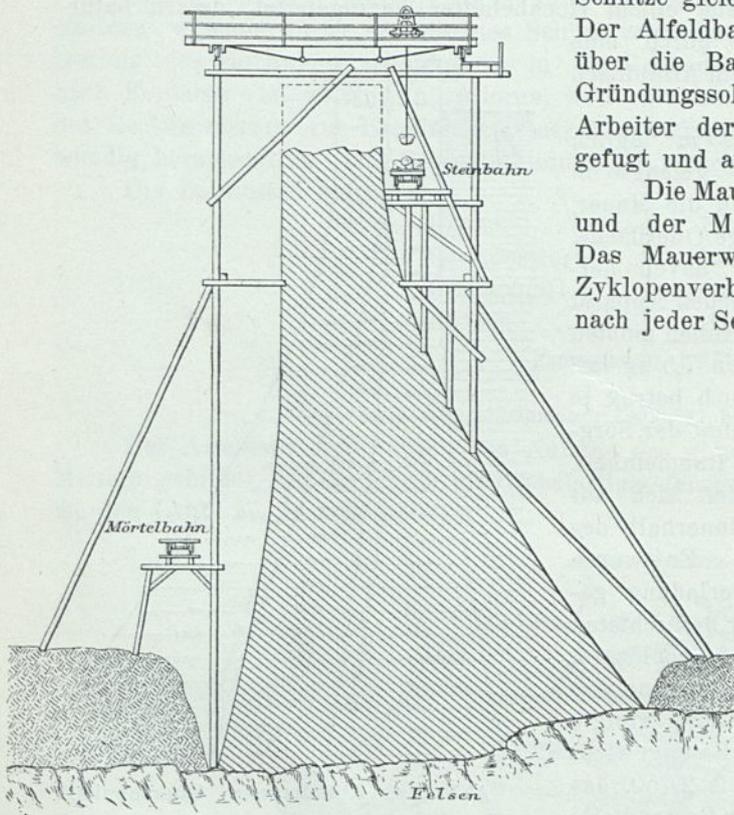


Abb. 17b. Alfeldmauer. Einrüstung.

Rohre sind in Abständen von 3 m geführt. Schlammablagerungen im Becken sind nicht zu befürchten.

5,9 m unter Mauerkrone ist ein Plattendurchlaß mit ähnlichem Verschuß an der linken Talseite angeordnet, um den Abfluß bei höherem Wasserspiegel unter geringem Schützenwiderstand öffnen zu können.

In der Nähe desselben befinden sich die beiden Überfallöffnungen von 0,43 bzw. 0,31 m Tiefe unter Stauspiegel, je 5 m breit, durch einen Pfeiler getrennt und in Mauerkronenhöhe überbrückt.

Sie ergießen sich in dieselbe Kaskade wie der Plattendurchlaß. Der Stauspiegel kann durch Einsetzen von Dammbalken in den Überfall gehoben werden.

Das Wasser des benachbarten Isenbachs wird durch Einbau eines Wehres in denselben und einen 350 m langen Zuleitungsgraben für den Weiher teilweise nutzbar gemacht. Ein Schlitz im Wehr gestattet dem Niedrigwasser den Durchgang. Das Mittel- und Hochwasser stürzt zu drei Teilen über das Bachwehr, zu fünf Teilen über das in gleicher Kronenhöhe befindliche Wehr des Zuleitungsgrabens. Letzterer hat noch einen seitlichen Überfall für das Zuviel des Hochwassers, auch kann er in der Nähe des Einlaufs in das Sammelbecken ganz abgesperrt werden.

Die Abgabe des Weihers findet hauptsächlich in der Zeit vom 1. Juni bis 30. September und 1. Januar bis Ende Februar mit etwa 500 l/Sek. statt.

Bei einer nutzbaren Verstärkung des Niedrigwassers jährlich um 3 600 000 m<sup>3</sup> (Beckeninhalt 1 100 000 m<sup>3</sup>), 41 industriellen Anlagen mit rund 100 m Gefälle und 10 km<sup>2</sup> zu bewässernden Wiesenflächen beträgt der Nutzen der Anlage schätzungsweise 75 000 Mark, welchem 440 000 Mark Anlagekapital entgegenstehen.<sup>1)</sup>

Wie man gleichzeitig mit dem Bau der Furens wieder auf die Wirkung großer Massen zurückgreift, zeigt die Gileppe.

#### c) Die Staumauer der Gileppe (Belgien) (Abb. 18 bis 18b).

Die Tuchmanufakturen und die ihr verwandten Industrien der Stadt Verviers benötigen sowohl als Kraftquelle als auch zu der verschiedenartigen Behandlung, welcher die Fabrikate unterworfen werden, großer Wassermengen.

Der Vesdrefluß genügte bei Niedrigwasser auf längere Zeiträume im Jahre bei weitem nicht dem Bedarf, und die Abwässer der Fabriken führten dann zu unerträglichen Zuständen für die Unterlieger.

Bis nach Lüttich machten sich die übelriechenden Ablagerungen, welche die geringe Niedrigwassermenge des Flusses nicht unschädlich abzuführen imstande war, fühlbar.

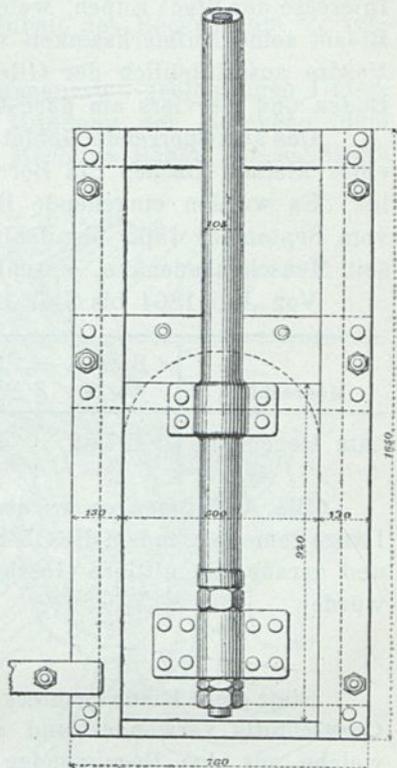


Abb. 17c. Alfeldmauer.  
Entnahmeverschluß.

<sup>1)</sup> Nach der Z. f. B. 1893, S. 638 ist ein neuer Betriebsplan aufgestellt, der zwar eine geringere Menge nutzbar abzugebenden Wassers — etwas über 2 Mill. m<sup>3</sup> — erlaubt, aber mehr den Bedürfnissen der Abnehmer entspricht. Zum 1. Oktober soll das Becken womöglich leer sein.

Schon seit dem Jahre 1857 waren deshalb dem Ingenieur Bidaut seitens der belgischen Regierung die Vorarbeiten für den Bau einer Talsperre im Gebiet der oberen Vesdre übertragen, welche diesen Mißständen abhelfen sollte.

Nachdem im Jahre 1864 die preußische Regierung ein gemeinsames Vorgehen im Interesse der Stadt Eupen, welche unter ähnlichen Verhältnissen litt, abgelehnt, wendete Bidaut seine Aufmerksamkeit von den drei in Aussicht genommenen Quellflüßchen der Vesdre ausschließlich der Gileppe zu, deren Niederschlagsgebiet ganz auf belgischem Boden und Verviers am nächsten liegt.

Das abzusperrende Gebiet hat eine Oberfläche von 40 km<sup>2</sup> einschließlich desjenigen eines kleinen Baches „la Borchêne“, welcher durch ein besonderes Wehr abgesperrt ist. Es wurden eingehende Beobachtungen über die Regenhöhen und Abflussmengen vom September 1863 bis dahin 1865 angestellt, das Jahr 1864, eines der trockensten seit Menschengedenken, einschließend.

Von Juli 1864 bis Juli 1865 fielen in

Meereshöhe	Brüssel + 50	Lüttich + 60	Goé + 200	Herbiester + 250	Hestreux + 380	Baraque Michel + 644
mm Regenhöhe	497,82	583,93	740,20	842,45	867,61	1087,46

Die Abflussmengen wurden in einem hölzernen Gerinne von 4 m Breite und 9 m Länge gemessen, indem die Oberflächengeschwindigkeit  $V$  durch Schwimmerbeobachtungen und daraus die mittlere Geschwindigkeit  $v$  mit Hilfe der Pronyschen Formel ermittelt wurde

$$\frac{v}{V} = \frac{V + 2,3719}{V + 3,1531}$$

Statt einer Rinne rechteckigen Querschnitts wurde später eine solche trapezförmigen Querschnitts verwendet und auf Grund der Beobachtungen eine Tabelle aufgestellt, welche aus den Pegelständen die unmittelbare Ablesung der in einer Sekunde abgeflossenen Wassermenge gestattete.

Die mittlere Geschwindigkeit nach der Formel von Darcy und Bazin

$$\frac{v}{V} = \frac{1}{1 + 14 \sqrt{0,00019 \left(1 + \frac{0,07}{R}\right)}}$$

$$R = \frac{\text{Querschnitt}}{\text{benetzten Umfang}}$$

gibt um 5% geringere Werte, wie durch unmittelbare Messungen bei 0,05 m Wasserstand festgestellt wurde.

Die Gileppe hat das Regime eines Bergstroms. Am 28 Oktober 1864 trat das geringste Wasser mit 27,5 l/Sek. ein, am 24. Dezember flossen 9,821 m<sup>3</sup>/Sek., das 370fache, ab. Als gewöhnlichen Niedrigwasserabfluß rechnet Bodson 1 l für 1 km<sup>2</sup>/Sek. für Belgien.

Die Abflußmenge des abzusperrenden Gebiets betrug in den Jahren

1863/64 (September bis September) 23,3 Mill. m<sup>3</sup>

1864/65 . . . . . 19,8 . . . . .

Der Bedarf war auf . . . . . 17,0 . . . . .

ermittelt, und man hielt bei zweimaliger Füllung im Jahre einen Beckeninhalte von rd. 12 Mill. m<sup>3</sup> für ausreichend. Bei diesem Füllungsgrade ergab sich eine Beckenoberfläche von 0,805 km<sup>2</sup>.

Es war die Frage, ob man die ganze Wassermasse durch eine Mauer von 45 m aufstauen oder vier Becken von je 29 m Mauerhöhe anlegen sollte. Sie wurde zugunsten der ersten Lösung entschieden, da eine erhöhte Gefahr dabei nicht vorhanden schien, dagegen die Kosten der zweiten Lösung unverhältnismäßig hoch waren.

Wie richtig der Bau einer hohen Mauer im Tal der Gileppe war, zeigt der Umstand, daß eine Verminderung ihrer Höhe um  $\frac{1}{3}$  den Inhalt des Beckens um  $\frac{2}{3}$  verkleinert hätte.

Für die Wahl der Baustelle im Tal ergaben die genauesten geologischen Untersuchungen eine Verengung rd. 1,4 km oberhalb der Mündung der Borchêne, dem système gédinien angehörig, als die geeignetste Stelle. Mächtige Bänke von sandigem Ton und Sandstein verbürgen die Festigkeit, sie wechseln mit Schiefer ab, welchen die langsame Einwirkung des Wassers in Ton zersetzt, und der die Undurchlässigkeit sichert.

Die späteren Aufschlüsse zeigten, daß in regelmäßiger Abwechslung der senkrechten Schichtenfolge 64 % Sandstein, 19 % Schiefer und 17 % sandiger Ton vorhanden waren.

Es wurde besondere Rücksicht darauf genommen:

1. die Mauerlängsachse senkrecht zu den Talhängen und gleichlaufend den Schichten zu legen. Auf diese Weise fügt sich die Mauer in dieselben ein und ruht auf gleichartigem Felsen. Gleichzeitig werden auch die Durchsickerungen in der Gründungsfläche erschwert.

2. erhebliche und unvermittelte Höhenunterschiede zu vermeiden.

Unter allen Entwürfen, welche diesen Bedingungen entsprachen, ist der ausgeführte der billigste.

Dem Verfasser scheinen dabei zwei Muster vorgeschwebt zu haben, wenn man das von solchen Riesendämmen sagen darf: die Talsperre von Alicante (Tibi), 41 m hoch, von 20 m Kronen- und 34 m Sohlenbreite, welche seit drei Jahrhunderten steht, und der zu jener Zeit im Bau begriffene Furens, mit 56 m größter Höhe, nur 5 m Kronen- und 50 m Basisbreite.

Er ist bei 45 m Höhe der Gileppe auf 15 m Breite der Krone und 65,8 m Breite der Sohle gegangen (Abb. 18b).

Als Gründe für diese große Stärke werden angeführt, daß die Kronenlänge und der Inhalt der ersteren beiden Talsperren, 60 m und 3,7 Mill. m<sup>3</sup> bzw. 100 m und 1,2 Mill. m<sup>3</sup>, von der Gileppe mit 235 m und 12 Mill. m<sup>3</sup> bei weitem übertroffen,

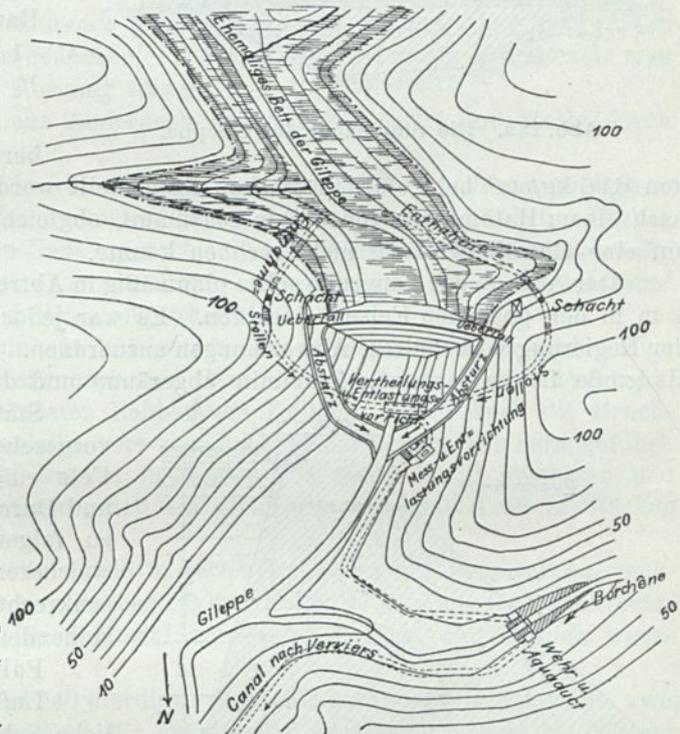


Abb. 18. Die Staumauer der Gileppe. Lageplan.

auch eine spätere Erhöhung und die Einführung zweier Bäche, la Hoëyne und la fossé d'Eupen, in letztere geplant wird. Es mag mitgesprochen haben, daß, nachdem die preußische Regierung sich zurückgezogen und man bei der ersten derartigen Anlage in Belgien die Verantwortung allein auf sich nehmen mußte, man auf alle Fälle sicher gehen wollte.

Der gerölledammähnliche Querschnitt war m. E. insofern geradezu eine Notwendigkeit, als der Baugrund keineswegs einwandfrei und die weiter unten beschriebene Bauausführung an Güte wenig über Trockenmauerwerk stand.

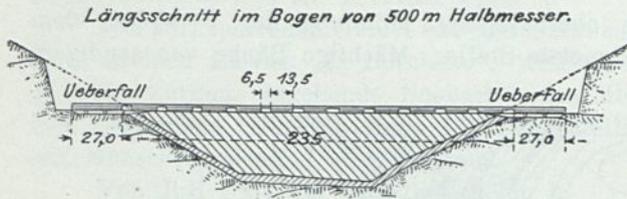


Abb. 18a. Die Staumauer der Gileppe.

berechnet und eine größte Pressung von  $8,96 \text{ kg/cm}^2$  bei gefülltem Becken festgestellt worden. Im Grundriß ist die Mauer nach einem Halbmesser von 500 m gekrümmt, obgleich man bei dem großen Querschnitt auf eine Gewölbewirkung nicht rechnen konnte.

Der Aushub der Baugrube sollte planmäßig in Abtreppungen erfolgen, die mindestens 1 m in den gesunden Felsen eingriffen. Es war jedoch nach den Vertragsbedingungen der Regierung vorbehalten, Abweichungen anzuordnen. Dies geschah denn auch insofern, als große Bänke zersetzter Psammite abgeräumt und durch Mauerwerk ersetzt wurden.

Die Mauer ist auf Gleiten und Umkanten, unter Annahme eines Raumgewichts von 2,3,

1 m <sup>3</sup> loser Bruchstein	=	1760 kg
1/3 " " Mörtel	=	533 "
		<u>2293 kg</u>

Statt den in konzentrischen Kreisen vorgesehenen Schwellen, welche in den Fels eingreifen, das Gleiten verhindern und Durchsickerungen erschweren sollten, zu folgen, richtete man sich nach den weicheren Schichten. Sie wurden in senkrecht zur Längsachse des Tales stehenden Gräben 40 cm tief ausgehoben.

Pulversprengungen waren untersagt. Luft- und wasserseitig treten ähnliche Schwellen mit einem Absatz unter dem Mauerfuß hervor und sind zu Treppenanlagen benutzt, soweit sie in den Talhängen liegen (Abb. 18b).

Die Schwellen sowie die Mauer selbst sind aus Kalk- und Sandbruchsteinen der Nachbarschaft, unter Ausschluß der Psammite und Schiefer, in Mörtel von 5 Teilen gelöschtem Kalk, 4 Teilen Sand und 1 Teil Traß hergestellt.

Die Gewinnung der Bruchsteine unterhalb des Stauspiegels war in einem Umkreis von 500 m, von der Mauer gerechnet, verboten.

Bezüglich der Größe der Steine war vorgeschrieben, daß ihre Handhabung durch einen Mann noch möglich sein sollte. Die wagerechten Schnittflächen der Mauer, welche insgesamt  $248\,000 \text{ m}^3$  enthält, haben in den verschiedensten Höhen das annähernd sich gleichbleibende Maß von  $5500 \text{ m}^2$ , weil die Länge der Mauer nach oben zunimmt und die Breite sich entsprechend vermindert.

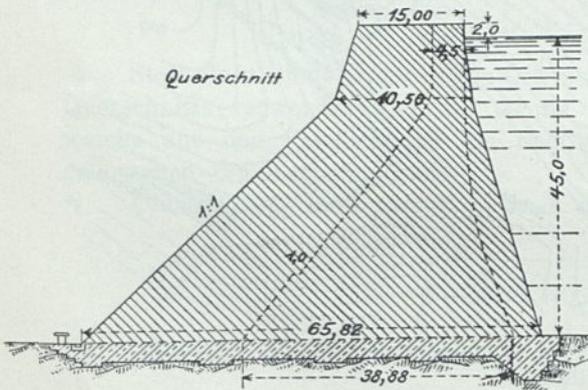


Abb. 18b. Die Staumauer der Gileppe.

(Der punktierte Querschnitt hätte nach Crugnola genügt.)

Die Gewinnung der Bruchsteine unterhalb des Stauspiegels war in einem Umkreis von 500 m, von der Mauer gerechnet, verboten.

Bezüglich der Größe der Steine war vorgeschrieben, daß ihre Handhabung durch einen Mann noch möglich sein sollte. Die wagerechten Schnittflächen der Mauer, welche insgesamt  $248\,000 \text{ m}^3$  enthält, haben in den verschiedensten Höhen das annähernd sich gleichbleibende Maß von  $5500 \text{ m}^2$ , weil die Länge der Mauer nach oben zunimmt und die Breite sich entsprechend vermindert.

Die Ausführung der einzelnen Schichten erforderte daher ungefähr gleiche Zeiträume und geschah folgendermaßen:

Die Außenflächen der Mauer wurden aus gespitzten Werksteinen in Kopf- und Läuferverband von 60:40 cm Tiefe und 30 bis 45 cm Schichthöhe, der Oberfläche des übrigen Mauerwerks um 80 bis 90 cm vorseilend, zuerst hergestellt und mit einer Hintermauerung versehen. Darauf wurde der Zwischenraum, nach der Beschreibung eines Augenzeugen, durch wagenweise ausgekippte Steine und ebenso darübergekippten Mörtel ausgefüllt. Über jede solche Schicht wurde dünnflüssiger Mörtel ausgegossen und mit Besen in die Fugen getrieben.

Bei dieser Ausführungsweise darf es nicht wundernehmen, daß die Vorhersage des Ingenieurs Bidaut sich erfüllte: Die Mauer zeigte eine große Durchlässigkeit.

Außerdem bildeten sich bedeutende Kalksinterungen, welche in schneeweißen Schichten die Luftseite der Mauer bedecken. Der geringe Traßzusatz des Mörtels mag einen Teil der Schuld an diesem Vorgang tragen.

Der Traß kam in Stücken aus Andernach und wurde an Ort und Stelle durch Steinbrecher zerkleinert.

Der hydraulische Kalk wurde von Tournay beschafft, 24 Stunden nach seiner Ankunft durch Besprengung gelöscht, gesiebt und in Schuppen aufbewahrt. Täglich wurden Proben mit der Vicatschen Nadel gemacht: Der steif angerührte Kalkteig mußte nach dem zweiten bis vierten Tage ohne merkbare Einsenkung eine Nadel von 1,44 mm<sup>2</sup> quadratischer Endfläche und 300 g Belastung tragen können.

Der Sand wurde von Campine in ausgezeichneter Beschaffenheit bezogen. Zum Transport von Traß, Sand und Kalk nach der Baustelle diente eine Schmalspurbahn, welche ihren Anschluß an der nächsten Bahnstation Dolhain fand. Auch die Bruchsteine wurden auf einer Schmalspurbahn vom rechten Ufer der Vesdre aus herangeführt.

Die Bestandteile des Mörtels wurden in Karren von 100 l Inhalt gemessen und dabei dem Umstand Rechnung getragen, daß ein gleicher Raumgehalt Traß in Stücken 20 % weniger wiegt als in Pulver.

Die von Hand gemischte Masse wurde in sechs Broyeuren mit gußeisernen, senkrechten Rädern, welche sich in einem flachen, zylindrischen Gefäß um eine senkrechte Achse drehten, unter Wasserzusatz zu Mörtel verarbeitet. Fünf der Mühlen waren regelmäßig im Gang.

Als Kraftmaschine diente eine 40 pferdige, feststehende Dampfmaschine mit zwei Kesseln, welche auch die Triebwellen für zuerst zwei, später drei geneigte Ebenen betätigte, auf deren durch Gegengewichte ausbalancierten Wagen die Baustoffe auf die Höhe der jeweiligen Mauerkrone befördert wurden.

Die größte je beobachtete Abflußmenge der Gileppe beträgt 50 m<sup>3</sup>/Sek. Hierfür sind zwei Überfälle — an jedem Mauerende einer — angeordnet (Abb. 18 u. 18'a). Sie bilden Kanäle, welche bis auf 2 m Tiefe unter der Mauerkrone in je 25 m Sohlenbreite aus dem Felsen des Talhangs herausgearbeitet sind.

Jeder dieser Kanäle vermag, ehe die Mauerkrone überströmt wird, 125 m<sup>3</sup> in einer Sekunde in seiner kaskadenförmigen Verlängerung der Gileppe zuzuführen.

Auf der Oberfläche der Mauer befindet sich eine 7 m breite Chaussee, eingefast von zwei je 4 m breiten Fußwegen.

Die Chaussee und der talseitige Fußweg sind mittels Rampen in die Überfalllücken hinab- und bergseitig wieder herausgeführt. Der seeseitige Fußweg überschreitet den Überfall auf einem Steg und kann auch bei überfließender Talsperre trocknen Fußes überschritten werden.

Die Wasserentnahme erfolgt durch zwei Stollen, welche in ungefährer Höhe der Talsohle, in weitem Bogen die Widerlager der Sperrmauer umgehend, durch die Talhänge getrieben sind (Abb. 18).

Sie haben zur Abführung des Wassers während der Bauzeit gedient und sind vor Beginn des eigentlichen Baues fertiggestellt, zugleich in der Absicht, über die Natur des Felsens einen Aufschluß zu erlangen.

Ihr Querschnitt — je  $6 \text{ m}^2$ , die Wände mit Bruchsteinverkleidung, die Decke  $0,36 \text{ m}$  stark aus Ziegelsteinen gewölbt — reichte zwar erst bei  $4 \text{ m}$  Stauspiegel im Becken hin, um  $50 \text{ m}^3/\text{Sek.}$  abzuführen. Indes war man sicher, in der ersten Bauperiode die hierfür erforderliche Mauerhöhe zu erzielen.

Die Inangriffnahme jedes Stollens erfolgte außer von den beiden Mündungen noch von zwei senkrechten Schächten von  $2,8 \text{ m}$  Durchm. aus.

Die Schächte liegen etwas flußaufwärts der Verlängerung der Längsachse des Bauwerks und nahmen später die Gestänge der Verschlußventile der Entnahmeleitungen sowie je eine Wendeltreppe auf.

Der Schacht des rechten Ufers ist  $73,67 \text{ m}$ , der des linken Ufers  $57,7 \text{ m}$  unter Erdoberfläche tief.

Die Länge der Stollen ist  $190,4$  bzw.  $276,5 \text{ m}$ . Eine Stollenzimmerung war entbehrlich, Wasser wurde nicht angetroffen.

Der mittlere monatliche Fortschritt für jeden Angriffspunkt war  $11,25 \text{ m}$ . Für  $1 \text{ lfd. m}$  Stollen wurden  $3,87 \text{ kg}$  Pulver verbraucht und  $24$  Tagewerke geleistet, für  $1 \text{ m}^3$  Hohlraum  $0,644 \text{ kg}$  Pulver und  $4$  Tagewerke. Man war zuerst zweifelhaft, ob man den ganzen Stollenquerschnitt zur Wasserentnahme benutzen oder eine geschlossene Leitung innerhalb desselben anlegen sollte.

Man entschied sich für das letztere, weil der Aquadukt, welcher das Sperrenwasser nach Verviers führt,  $7 \text{ m}$  über der Sohle des Stollens liegen mußte.

Die Öffnung des letzteren nach dem Becken hin wurde mit einem Dammbalkenverschluß versehen, um die Verschlammung zu verhüten.

Das Wasser strömt von oben durch schrägliegende Gitter ein und dringt bis kurz vor den Schacht vor.

Dort beginnt, in einem kegelförmigen Mauerwerkspfropfen von  $15 \text{ m}$  Länge eingedichtet, die Rohrleitung in zwei Strängen von je  $0,85 \text{ m}$  Durchm. Es sind gußeiserne Flanschenrohre, mit Kautschukringen, Stricken und Blei gedichtet, verwendet.

Nachdem sie auf Mauerwerkswürfeln verlegt und auf  $15 \text{ Atm.}$  Druck geprüft waren, wurde der Tunnel für die Herstellung des Pfropfens durch Quermauern, welche um  $25 \text{ cm}$  die Rohroberkanten überragten, in Becken zerlegt. Diese sind mit Zementmörtel  $1:1$  ausgegossen und auf diese Weise die Rohre dicht umhüllt.

Der Rest des Stollenquerschnitts ist mit Bruchsteinmauerwerk festschließend ausgefüllt.

Unterhalb des Schachtes ist der Stollen zu einer Kammer erweitert und daselbst je ein **U**-förmiges Rohrstück, mit einem Ventil auf jedem Schenkel, in die beiden Rohrleitungen eingebaut.

Hinter der Kammer verschließt ein zweiter, ähnlich hergestellter Mauerpfropfen den Stollenquerschnitt zum zweiten Male.

Auch die Leitungen, welche bis dahin von der Luftseite aus jederzeit zugänglich sind, können hier durch keilförmige Schieber nochmals abgesperrt werden.

Die durch die beiden Pfropfen begrenzte Kammer, welche von der Höhe des Talhangs aus durch den Schacht zugänglich ist, kann samt den Ventilverschlüssen nach

Belieben unter Wasser gesetzt werden, wodurch der innere Leitungsdruck teilweise oder ganz ausgeglichen wird.

Die Leitungen des linken und des rechten Stollens vereinigen sich talabwärts der Mauer in einem besonderen Bauwerk und haben daselbst, zwecks Spülung des Beckens, Auslässe nach dem Bett der Gileppe.

Von den vereinigten Leitungen zweigen am linken Ufer des Flusses zwei Stränge nach einem Brunnen ab, von welchem aus das Wasser entweder ebenfalls in die Gileppe abgelassen werden kann, oder nach dem Aquadukt, welcher es nach Verviers führt ( $2 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ ), 7 m in die Höhe steigt.

Für sämtliche Ventile und Schieberverschlüsse ist maschineller Antrieb durch eine Turbine und Schneckenradvorgelege vorgesehen. Doch hat sich herausgestellt, daß der Handbetrieb genügt.

Die Gewalt des aus dem Brunnen herausfließenden Wassers bricht sich an einem System hintereinanderstehender Ringe in einem geräumigen Becken. Das Wasser durchläuft verschiedene Überfälle, zuletzt eine rechteckige Öffnung von veränderlicher Breite, welche als Meßvorrichtung dient, und gelangt endlich in den Aquadukt.

Umfangreiche Entlastungsvorrichtungen, Schutzgitter und Verschlüsse sind auch in diesem Verteilungsbecken vorgesehen.

Der Aquadukt, welcher das Talsperrenwasser auf 9 km Länge nach Verviers leitet, hat rd.  $4 \text{ m}^2$  benetzten Querschnitt.

Er überschreitet das Tal der Borchêne auf der Krone eines daselbst erbauten kleinen Wehres, dessen Überläufe überbrückt sind, und mündet in einem Ausgleichbecken 85 m über der mittleren Höhe der Stadt, ganz in ihrer Nähe.

Von dort aus beginnt die Verteilungsleitung.

Die Arbeiten wurden im Februar 1867 begonnen und im Mai 1875 so weit vollendet, daß der Einstau des Wassers beginnen konnte.

Die Aufwendungen des Staates (für die Talsperre) betragen 4 549 000 Fr., die der Gemeinde Verviers (für den Aquadukt) 7 500 000 Fr.

#### d) Die Staumauer von Ternay (Abb. 19 bis 19a).

Die Mauer, in den Jahren 1862 bis 1867 erbaut, staut den Ternaybach, einen Hauptzufluß der Deûme, zu 35,5 m Höhe in einem Becken von 3 Mill.  $\text{m}^3$  Inhalt auf.

Die Kronenlänge ist 161 m, der Krümmungshalbmesser 400 m.

Das Mauerwerk besteht aus Granitbruchsteinen und Mörtel von 400 kg Kalk von Theil auf  $1 \text{ m}^3$  Sand. Die höchste Pressung war ursprünglich zu  $7 \text{ kg}/\text{cm}^2$  angenommen und die Berechnung nach denselben Grundsätzen durchgeführt wie die der Furensmauer.

Abweichend von der dortigen Bauweise, ist der Entleerungsstollen infolge örtlicher Verhältnisse schräg durch den Mauerkörper geführt.

Er ist 2 m breit, 3,5 m hoch und besteht aus großen Granitsteinen in Zementmörtel. Die beiden Entnahmerohre von 0,40 m Durchm. sind wasserseitig in einem Mauerwerkspfpfropfen von 6,4 m Länge eingebettet. Sie münden in ein längliches Becken mit kalibrierten Schützen, um den Abfluß zu messen. Derselbe wird unmittelbar zur Bewässerung der am Fuße der Mauer liegenden Wiesen benutzt und dann in einem 2 km unterhalb liegenden, quer durch das Tal gezogenen Filtergang aufgefangen. Der Filterkanal ruht unmittelbar auf dem Felsen und ist mit einer 4 m dicken Schicht Granitsand bedeckt.

Aus dieser künstlichen Quelle erhält die Stadt Annonay  $60 \text{ l}/\text{Sek.}$ , während der Überschuß dem Hauptfluß und den zahlreichen, an demselben liegenden Papierfabriken und Weißgerbereien zugute kommt.

Der Rohrstollen blieb offen, bis Sackungen des darüberliegenden Mauerwerks nicht mehr zu erwarten waren. Die Rohre wurden dann mittels eines keilförmigen Mauerwerkspfropfens wasserseitig eingedichtet. Der Rest des Stollens blieb zugänglich.

Dicht hinter dem Pfropfen wurde der erste Schieber eingebaut, weil an dieser Stelle die Erschütterungen, welche das Öffnen und Schließen und der gestörte Durchfluß des Wassers zur Folge hat, am wenigsten nachteilig wirken. Zur Reserve ist noch ein zweiter Schieber eingebaut.

Der Hochwasserschutzraum beträgt  $1,3 \text{ Mill. m}^3$  und wird durch die Öffnung eiserner Schützen hergestellt, deren Unterkanten  $6,25 \text{ m}$  unter höchstem Stauspiegel liegen.

Die zugehörigen Stollen durchdringen den Mauerkörper und schließen sich an die Kaskade des Überfalls an. Letzterer ist innerhalb des Beckens auf  $60 \text{ m}$  aus den Felsen des rechten Talrandes ausgearbeitet und die auf der Sperrmauerkrone liegende Fahrstraße mittels einer Brücke über die Abflußöffnung geführt.

Die Straße umzieht das ganze Becken in  $3 \text{ km}$  Länge.

Ihre wasserseitige Böschung ist gepflastert, um jede Vegetation daselbst zu unterdrücken. Ein Graben verhindert das unmittelbare Einströmen des Regenwassers in das Becken, und der Zwischenraum zwischen demselben und der Straße ist außerdem noch mit Zedern vom Libanon bepflanzt. Die Schluchten am Rande des Beckens sind mit Trockenmauerwerk ausgepackt, welches die Anschwemmungen so lange zurückhält, bis sie zu geeigneter Zeit entfernt werden können.

Zu gleichem Zwecke ist an der Einmündung des Baches eine  $10,5 \text{ m}$  hohe Abdämmung mit Schützenöffnungen für das Niedrigwasser vorgesehen.

Obwohl die wasserseitige Fläche der Staumauer mit Zementmörtel ausgefugt und dann abgeputzt ist, entstanden doch Sickerungen.

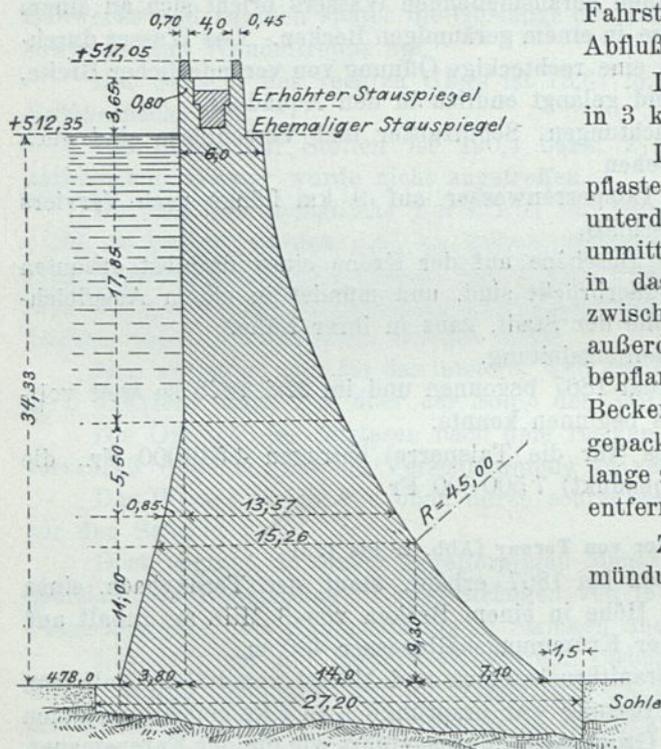


Abb. 19. Mauer von Ternay. Querschnitt.

Die Luftseite bedeckte sich mit Kalksinterungen, die sich auch nach einer im Jahre 1887 vorgenommenen teilweisen Reinigung wieder erneuerten.

Ferner haben sich zwei ungefähr symmetrisch nach den Enden der Mauer zu gelegene Risse an der Luftseite gezeigt. Die Entstehungsursache derselben ist entweder in ungleichmäßigen Sackungen oder in einer Zusammenziehung der Mauer zu suchen. Wasserseitig sind sie nicht wahrzunehmen. Die Sickerungen, einschließlich derjenigen durch die Risse, verminderten sich im Laufe der Zeit auf etwa  $1 \text{ l/Sek.}$

Wenn auch über die vorteilhafteste Verwendung des Vorrates — den Betriebsplan — wegen der nicht vorauszusehenden Dauer der Niederschlags- und Trockenheitsperioden, trotz der jahrelangen, in zeichnerischen Darstellungen veranschaulichten

Erfahrungen, Klagen und Streitigkeiten entstanden sind, so war doch der Nutzen so groß, daß eine Erhöhung des Stauspiegels um 1,65 m von den Interessenten angestrebt wurde.

Da die Brüstungsmauer 3,65 m über dem ursprünglichen Stauspiegel lag, würde eine Aufhöhung des 60 m langen Überfalls um 1,65 m genügt haben, um 400 000 m<sup>3</sup> mehr aufzuspeichern.

Die Untersuchung, welche M. Bouvier (Abb. 57) bei dieser Gelegenheit unter Zugrundelegung seiner neuen Rechnungsweise und eines Raumgewichts des Mauerwerks von 2,36 anstellte, ergab schon bei Annahme des alten Stauspiegels, daß die größten Pressungen nicht 7 kg/cm<sup>2</sup>, wie nach der Delocreschen Methode ermittelt, sondern 9,27 kg/cm<sup>2</sup> erreichten.

Die geringe Erhöhung von 1,65 m vermehrte die Pressungen weniger nahe der Grundfuge, als in mittlerer Höhe der Mauer (von 8,85 auf 13,19 kg/cm<sup>2</sup>) außerordentlich, auch verließ die Drucklinie das mittlere Drittel des Querschnitts.

Für die Staumauer von Ternay konnte nur eine Erhöhung des Stauspiegels um 1 m gestattet werden.

Nach dem Vorbilde von Ternay ist die Entnahme der rheinisch-westfälischen Talsperren gestaltet. Das in dem konischen, abgetreppten Mauerwerkspfropfen eingebettete Rohrstück ist zur Vorsicht aus geschweißtem Schmiedeeisen hergestellt und mit Winkelleisendichtungsringen versehen. Bei der Lenneper Talsperre ist der Mauerwerkspfropfen in einzelnen, je ein Ziegelstein starken Scheiben, von der Luftseite beginnend, gemauert und gegen die Stollenwände mit eisernen, in den Zementmörtel getriebenen Keilen verspannt.

Die Ausrüstung der mit besonderer Sorgfalt, plastischem Mörtel, ausgesuchten Steinen und in einem großen Pfeilverhältnis zu überwölbenden Stollen ist meines Erachtens möglichst kurze Zeit nach Einsetzen des Schlußsteins vorzunehmen. Als Gewölbestärke ist rd.  $\frac{3}{4}$  m oder mehr anzunehmen und bei größerer Stärke dieselbe in sogenannten Rollen herzustellen.

Die Sackungen und das Ineinanderpressen des Bogens werden durch eine aufgebraachte künstliche Belastung beschleunigt und begünstigt und dadurch Lockerungen der endgültigen Übermauerung vermieden.

## 6. Die Ermittlung der Schlußkräfte.

Die Ermittlung der Schlußkräfte oberhalb der wagerechten Fuge eines Mauerquerschnitts von der Tiefe 1 für die Grenzfälle der Belastung: Becken leer und Becken voll, wird in der Regel zeichnerisch vorgenommen.

Es wird der Mauerquerschnitt durch wagerechte Fugen in Trapeze geteilt, wobei darauf zu achten ist, daß solche Fugen durch etwaige Knickpunkte<sup>1)</sup> der wasserseitigen Querschnittsbegrenzung gehen.

<sup>1)</sup> Vgl. Einleitung S. 2.

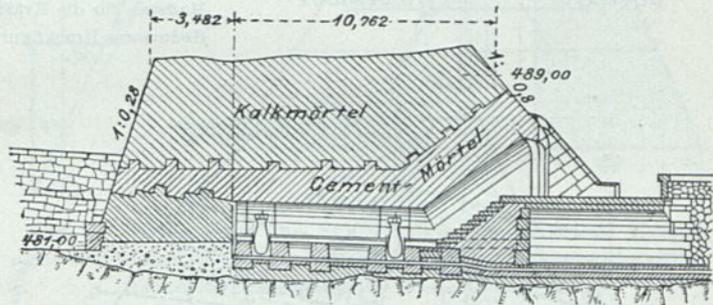


Abb. 19a. Die Staumauer von Ternay. Entnahme-einrichtung des Beckens.

Entsprechend dieser Teilung werden auch die Lastfiguren des Wasser- und des Erddrucks senkrecht zur Querschnittsbegrenzung in Trapeze geteilt und gegebenenfalls durch Verkürzung der Seiten durch Division mit  $\gamma$  ( $\gamma = 2,4$ ; z.B.  $\frac{3,75}{2,4} \approx 1,56$ ;  $\frac{7,75}{2,4} \approx 3,23$ , (siehe Abb. 20 u. 22) in Figuren vom Raumgewicht des Mauerwerks  $\gamma$  verwandelt.

Die Inhalte (Gewichte) und Schwerpunkte (Angriffspunkte der Gewichte) dieser Figuren, letztere zeichnerisch nach Abb. 21, werden ermittelt.

Man kann dann entweder nach Abb. 20 verfahren: Die senkrechte Schlußkraft der Gewichte für jede Fuge erhält man durch das obere Seilpolygon aus dem Kräftepolygon

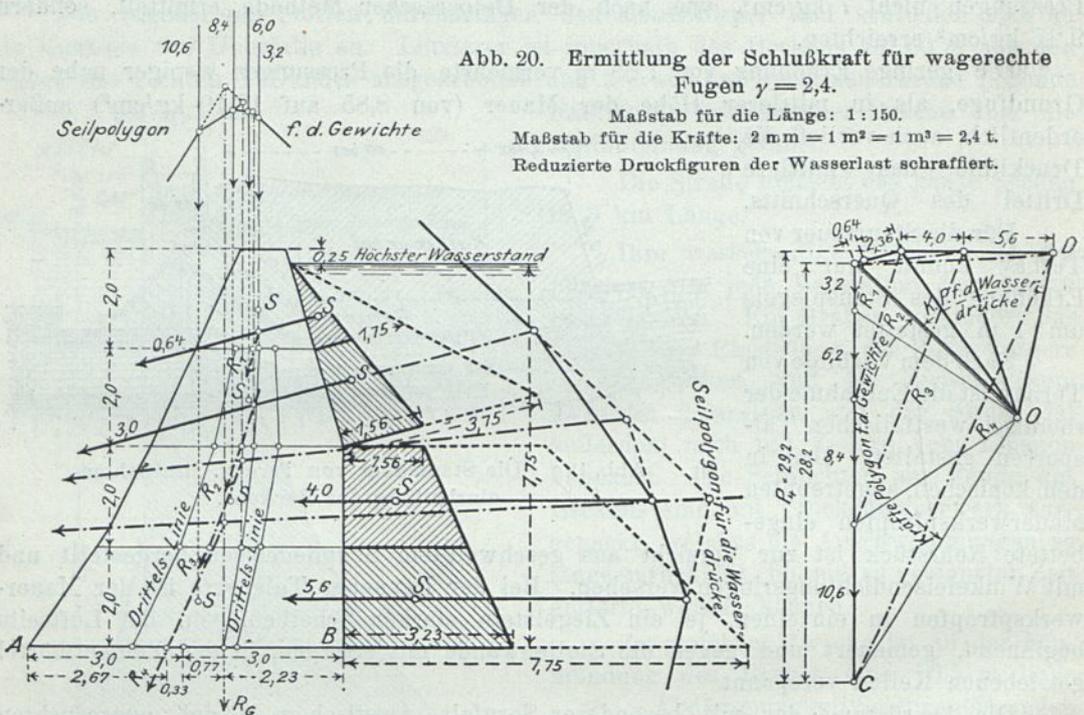


Abb. 20. Ermittlung der Schlußkraft für wagerechte Fugen  $\gamma = 2,4$ .

Maßstab für die Länge: 1 : 150.  
Maßstab für die Kräfte: 2 mm = 1 m<sup>2</sup> = 1 m<sup>3</sup> = 2,4 t.  
Reduzierte Druckfiguren der Wasserlast schraffiert.

für die Gewichte. Ebenso die Schlußkraft der Wasserdrücke für jede Fuge durch das rechtsseitige Seilpolygon aus dem Kräftepolygon für die Wasserdrücke. Die Gesamtschlußkräfte  $R_1 R_2 R_3 R_4$  aller oberhalb einer Fuge angreifenden Kräfte, nach Größe und Richtung, werden aus dem zusammengesetzten Kräftepolygon, nach der Lage, durch Ziehen von Parallelen im Querschnitt, durch die Schnittpunkte je zweier zusammengehörigen Gewichts- und Lastkraftlinien gefunden.

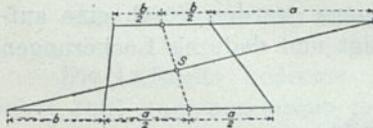


Abb. 21. Zeichnerische Ermittlung des Trapezschwerpunktes.

Durch Verbindung der Schnittpunkte der Schlußkräfte der Gewichte mit den zugehörigen Fugen, also der Angriffspunkte der Schlußkräfte in den Fugen, erhält man die „Drucklinie“ bei leerem Becken und ebenso durch Verbindung der Schnittpunkte der mit den Gewichten zusammengesetzten Wasserdrücke  $R_1 R_2 R_3 R_4$  mit den zugehörigen Fugen die Drucklinie bei vollem Becken. Diese Drucklinien sollen im mittleren Drittel des Mauerquerschnitts bleiben.

Verfährt man nach Abb. 22, so werden mit Hilfe eines Kräftepolygons zunächst je die zusammengehörigen Gewichte und Wasserdrücke je zu Schlußkräften zusammen-

gesetzt. Aus demselben Kräftepolygon können die Schlußkräfte  $R_1 R_2 R_3 R_4$  aller je über einer Fuge angreifenden Kräfte nach Größe und Richtung und vermittels eines Seilpolygons auch die Lage im Querschnitt gefunden werden.

Die Verbindung der Angriffspunkte der über jeder einzelnen Fuge angreifenden Kräfte  $R_1 R_2 R_3 R_4$ , also die Schnittpunkte derselben mit den betreffenden Fugen ergeben die (nicht eingezeichnete) Drucklinie bei vollem Becken.

Die Angriffspunkte der über jeder einzelnen Fuge befindlichen Gewichte (Drucklinie bei leerem Becken) müssen dann in einer anderen Querschnittsdarstellung durch Kräfte- und Seilpolygone für sich ermittelt werden, wie bei Abb. 20 beschrieben.

Es ist daran zu denken, daß man die Kräfte in  $m^3$  Mauerwerk erhält, wenn man die Querschnitts- und Lastflächen in  $m^2$  ausrechnet und die Tiefe = 1,0 m setzt.

Den Einfluß etwaiger Erdaufasten und wagerechter Erddrücke kann man für sich ermitteln, indem man die nunmehr bekannten Schlußkräfte mit diesen in gleichen Einheitsgewichten zusammensetzt.

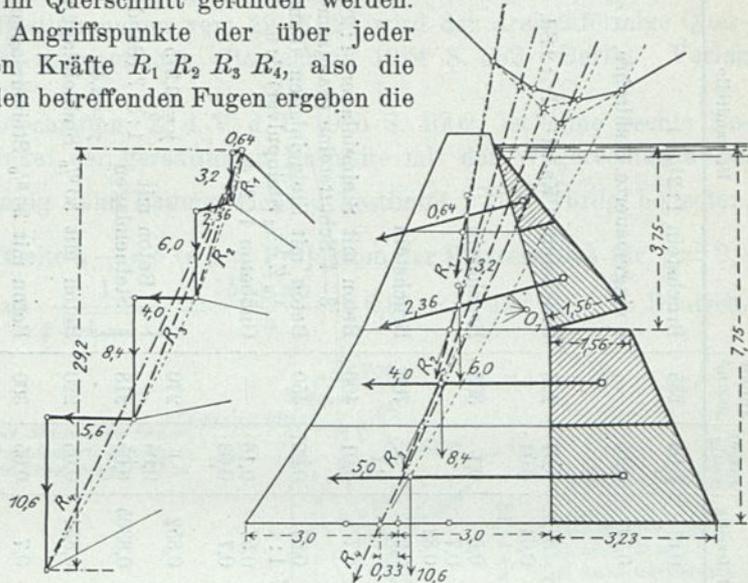


Abb. 22. Ermittlung der Schlußkräfte zunächst aus Einzelgewichten und Einzelwasserdrücken, dann Zusammensetzung. Reduzierte Druckfiguren der Wasserlast schraffiert.

### 6a. Die Ermittlung der Schlußkräfte für einen Dreiecksquerschnitt.

Die Ermittlung der Schlußkraft aller oberhalb einer Fuge angreifenden Gewichte, Wasser- und Erddrücke und deren Angriffspunkt in der Fuge kann auch rechnerisch durch Aufstellung der Momentengleichung, am besten in bezug auf den luftseitigen Endpunkt der Fuge durchgeführt werden.

Dies wird besonders einfach, wenn für den Staumauerquerschnitt eine Dreieckgrundform angenommen wird.

Auf dem V. internationalen Binnenschiffahrtkongreß Paris 1892 ist der Querschnitt der Staumauer von Chartrain (Abb. 23) als mustergültig und allen Ansprüchen genügend anerkannt worden. Die Pressungen sind nach dem Trapezgesetz (Delocre) und nach Bouvier und Guillemain unter Annahme schräger Fugen ausgerechnet.

Pelletreau weist in den A. d. P. et Ch. vom Mai 1894 darauf hin, wie nahe dieser Querschnitt — und auch die meisten zweckmäßigen Staumauerquerschnitte — einem Dreieck kommt. Ich habe daher schon in der ersten Auflage dieses Buches vom Jahre 1900 Teil I S. 157, ebenfalls einen Dreiecksquerschnitt als Ausgangspunkt der Untersuchungen empfohlen.

Beinahe alle modernen Schwerkraftmauern haben Dreiecksquerschnitt (Zusammenstellung II) oder darüber hinausgehend Wehrquerschnitt. Howden, England,  $h = 56$  m, Loch Raven, U. S.,  $h = 40$  m, Gilboa, U. S.,  $h = 48$  m,  $l = 390$  m,  $J = 75,8$  Millionen  $m^3$ , E. N. R. 29. VI. 22, Muscle Shoals Tennessee  $h = 38$  m u. a.

## Zusammenstellung II. Sperrmauern von Dreiecksquerschnitt.

Nr.	Bezeichnung	Quelle	Bauzeit	Meeres- höhe m	Inhalt Mill. m <sup>3</sup>	Höhe m	Grundriß m	ctg des Böschungswinkels		Inhalt 1000 m <sup>3</sup>	Mauerwerk Bestandteile
								luftseitig	wasser- seitig		
1	Roosevelt, Arizona	E. N. 10/IX 1908; Wegmann, S. 423	1905—11	—	1570	85,4	$R = 125$	0,67	0,05	255	Bruchstein 1:2 $\frac{1}{2}$ :4
2	Cher, Allier	Bellet, Barrages en maçonnerie, Gre- noble 1907	1907	—	26	47	$R = 200$	0,72	0,18	—	4 eingemauerte Stahlrohre, $\varnothing = 1,6$ m
3	Waldecker, Eder	Bautechnik 23/99	1908—15	245	202,4	48	$R = 305$	$r = 38,9$ 0,66 $r = 16,18$	0,02 0,04	296	Bruchstein 1 Ka.: 1 $\frac{1}{2}$ Tr.: 2 Sd.
4	Olivebridge (Ashokan)	Rep. of watersupply N.Y. 1906—14; Wegmann, S. 431	1908—14	181,6	476	76,9	Geradlinig	0,6 0,7 0,82	0,1	305	Bruchstein
5	Kensiko	E.N.u.E.R. 1912—16	1912—16	113	108	94,5	Geradlinig	0,91	$\perp$ 0,1	700	Bruchstein
6	Arrowrock	Wegmann, S. 435, 465	1912—14	977	283	98	$R = 201,6$	0,7	0,01	400	Beton mit Steineinlagen 1:2 $\frac{1}{2}$ :5 und 3—4 Schüttsteine (Sandzement)
7	Elephant Butte	Wegmann, S. 221, 436 c	1912—14	1344	3200	93,3	Geradlinig	0,67 1:1	0,067	450	Beton mit Steineinlagen (Sandzement: $\frac{1}{3}$ Z., $\frac{2}{3}$ Steinpulver) 3:6
8	Spaulding, Cal.	Transact. 1915/685 u. 710, Wegmann, S. 436 g	1912—14	1481,3	114	79,25 (98,40)	Constant angle	0,57 0,7	0,16 0,03	—	Gußbeton 1:2:4
9	San Antonio, Spanien	Schweiz. Bauz. 1917, S. 168	1914—17	541	220	100	$R = 300$	0,852	$\perp$ 0,05	270	} Beton mit $\gamma = 2,375$ Steineinlagen 1:3:2 (Sandzement)
10	Camarasa, Spanien	E. N. R. 89/260	1917—22	376	110	102	$R = 300$	0,8305	0,05	218	
11	Eguzon Indre, France	} L'Energia Elettrica ottobre 1927	im Bau	204	58	64	$R = 250$	0,834	0,05	220	Beton mit 30 % Steineinlagen $\gamma = 2,5$
12	Chavanon, France		im Bau	716	210	85	Geradlinig	0,7	0,05	300	Beton mit 30 % Steineinlagen $\gamma = 2,45$
13	Spullersee, Österreich	Z. d. V. d. I. 1922/851; Z. d. ö. I. V. 30/I 24; Bautechnik 25/353	1919—23	1825	11,1	34	$R = 700$	0,87	0,1	—	Beton mit 25 % Steineinlagen
14	Barberine, Tessin	Bauing. 24, Heft 7	1919—23	1900	37,5	77	$R = 330$	0,80	0,05	200	Beton mit 10 % Steineinlagen $\gamma = 2,38$
15	O'Shaugnessy, Cal.	Transact. 1922, 869	1921—24	1134	254 (427)	104 (131)	$R = 240$	0,8	0,05	280	Beton 1:2 $\frac{1}{2}$ :5 mit Steineinlagen 1:3:6
16	Wäggi, Schweiz	Bautechnik 25, S. 44	1922—24	902	140	100	Geradlinig	0,78—0,85	0,05	230	Beton mit Steineinlagen Höhe 65 m über Talboden, Dehnungsfugen in 32 m Abst. B. u. E. 25/44 gibt an wassers. 1:80, lufts. 1:0,788 $\gamma = 2,3$
17	Don Pedro, Cal.	E. N. R. 88/896	1922—25	356,44	320	95	$R = 250$	0,614	0,05 $\perp$	205	Gußbeton 1:2 $\frac{1}{2}$ :6 (+ 3 T. Gerölle)
18	Schwarzenbach, Baden	Enzweiler Bauing. 25, Heft 11; Z. d. V. d. I. 1923, Nr. 18	1922—25	668,5	14,3	67	$R = 400$	0,625	0,0875	290	Gußbeton mit 17,4% Steineinlagen und Granitver- blendung der Wasserseite. $\gamma = 2,25$ . Z. d. V. d. I. 24/739. 2 Hauptausdehnungsfugen in 35 m Abst.
19	Grimsel, Schweiz	Bautechnik 25/346	1924	1912	100	100	$R = 100$	0,825	0,025	260	Bruchstein

Die Dreiecksquerschnitte haben meist wasserseitig einen einheitlichen Anzug von 1:10 bis 1:20 und auch luftseitig geradlinige Begrenzungen, welche in der Nähe der Krone durch eine kreisförmige Ausrundung in die Senkrechte übergeführt sind.

In den französischen Bestimmungen vom 29. X. 23 wird der dreieckförmige Querschnitt als selbstverständlich angenommen. (Bautechnik 1924 S. 382. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.)

In den spanischen Vorschriften, Z. d. V. d. I. 1925 S. 1502, ist ohne rechte Begründung<sup>1)</sup> der Neigungswinkel der geradlinigen Luftseite mit der Wagerechten durch  $\text{ctg } \alpha = \frac{1}{\sqrt{\gamma - 1}}$  nur abhängig vom Raumgewicht  $\gamma$  bestimmt. Das würde bedeuten,

daß die Projektion der Luftseite  $b - nb$  ( $nb =$  Projektion der Wasserseite) für  $\gamma = 2,4$  rd.  $0,85 h$  sein muß:  $\text{ctg } \alpha = \frac{1}{\sqrt{2,4 - 1}} = \frac{b - nb}{h} = 0,85, \alpha = 49^\circ 40'$ . In Deutsch-

land schwankt das Verhältnis der Grundfugenbreite  $b$  zur Mauerhöhe  $h$  zwischen 0,6 und 0,87 (Queistalsperre).

Die Dreiecksform ermöglicht es, alle Gewichte und Lasten, deren Angriffspunkte = Schwerpunkte der Figuren und deren Hebelarme = Schwerpunktsabstände durch die Fugenbreite  $b$ , die Stau- und Mauerhöhe  $h$  und das Raumgewicht  $\gamma$  ( $\gamma_c$ ) in handlichen Ausdrücken darzustellen. Danach läßt sich dann weiterhin aus gegebenen Bedingungen — Höhe der Kantenpressungen, Lage der Schlußkraft — das Grunddreieck, die Grundfugenbreite  $b$  und die Neigung der Wasserseite bestimmen. Der Einfluß des Kronendreiecks  $b_0 \cdot h_0$  kann nachträglich für sich berücksichtigt werden. (Eine Ausrundung des Knickes zwischen der senkrechten Seite desselben mit der luftseitigen Querschnittsböschung ist statisch zu vernachlässigen.)

Die Projektion der Wasserseite des Dreiecks auf die wagerechte Fuge werde als Bruchteil  $n$  der Grundfugenbreite  $b$  ausgedrückt. Der Abstand der Gesamtschlußkraft aller oberhalb der Fuge angreifenden Kräfte  $R$ , gemessen in der Fuge vom luftseitigen

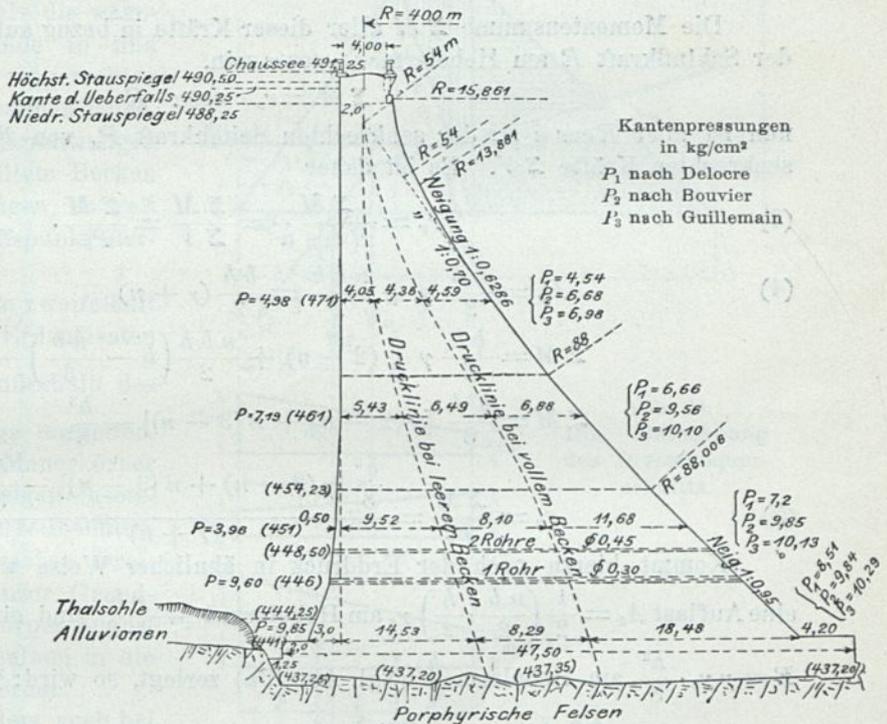


Abb. 23. Staumauer von Chartrain. Querschnitt.

<sup>1)</sup> Es scheint als ob in  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$  (Abb. 29 u. S. 46) das um den vollen Auftrieb verminderte Raumgewicht des Mauerwerks:  $\gamma - 1$  gesetzt sei. Fantoli führt 16 spanische Mauern an (Stand von 1919, von denen nur zwei unter 46 m hoch) mit einer derartigen luftseitigen Böschungsneigung. L'Energia Elettrica 1924, S. 11.



## 7. Die Beziehungen zwischen den senkrechten Kräften und den Widerständen der wagerechten Fuge oder das Trapezgesetz.

Denkt man sich im Mauerquerschnitt bei leerem Becken eine wagerechte Fuge, so ist es unbedingt richtig, daß alle senkrechten Kräfte durch sie auf die unterhalb liegenden Mauerwerks- oder Baugrundflächen übertragen werden. Die Lage und Richtung der Schlußkraft, mag sie nun nach Vorstehendem zeichnerisch oder rechnerisch für einen verwickelteren oder einfacheren Mauerquerschnitt ermittelt sein, stimmt mit der Wirklichkeit überein.

Tritt zu den Mauergewichten ein Wasser- oder Erddruck oder beides, so wird die neue Schlußkraft die wagerechte Fuge unter einem spitzen Winkel schneiden und ihr Schnittpunkt mit der wagerechten Fuge (Angriffspunkt) wasserseitig des bisherigen fallen. Dies kann aber nur in dem Maße geschehen, als die wagerechten Auflagerwiderstände in und unterhalb der Fuge die wagerechten Kräfte nicht bereits aufgenommen haben.

Die vorstehenden Ermittlungen der Schlußkräfte bei gefülltem Becken ergeben einen zu ungünstigen, zu weit luftseitig liegenden Angriffspunkt derselben.

Ebenso kann es kaum zweifelhaft sein, daß die Wasser- und Erdaufasten  $\frac{nbh}{2}$  und  $\frac{nbh}{8} \gamma_e$ , die außerhalb des mittleren Drittels der Fuge angreifen, **nicht** solidarisch mit dem Mauerkörper wirken und an der allenfallsigen Gesetzmäßigkeit seiner Pressungen teilnehmen. Die Wirkung der exzentrischen Dreieckslasten auf den in ganzer Grundfläche unterstützten Tragkörper äußert sich anders, als wenn dieselben in die Schlußkraft einbezogen werden.

Es sollen aber trotzdem auch bei gefülltem Becken die vorstehend angegebene Ermittlung der Angriffspunkte und Größe der Vertikalkräfte als richtig angenommen werden, um danach die Größe der widerstehenden senkrechten Kräfte der wagerechten Fuge nach dem Trapezgesetz abzuleiten.

Die wagerechten Angriffskräfte des Wasser- und Erddrucks sind in dieser Rechnung nur durch die Verschiebung des Angriffspunktes der senkrechten Lasten berücksichtigt.

### a) Herleitung aus den elastischen Verkürzungen.

Das Trapezgesetz setzt ein konstantes Verhältnis  $k$  zwischen den senkrechten Pressungen und den elastischen Verkürzungen des Mauerkörpers, in der wagerechten Fuge eine geradlinige Verteilung beider voraus.<sup>1)</sup> Ist  $P$  die Schlußkraft aller senk-

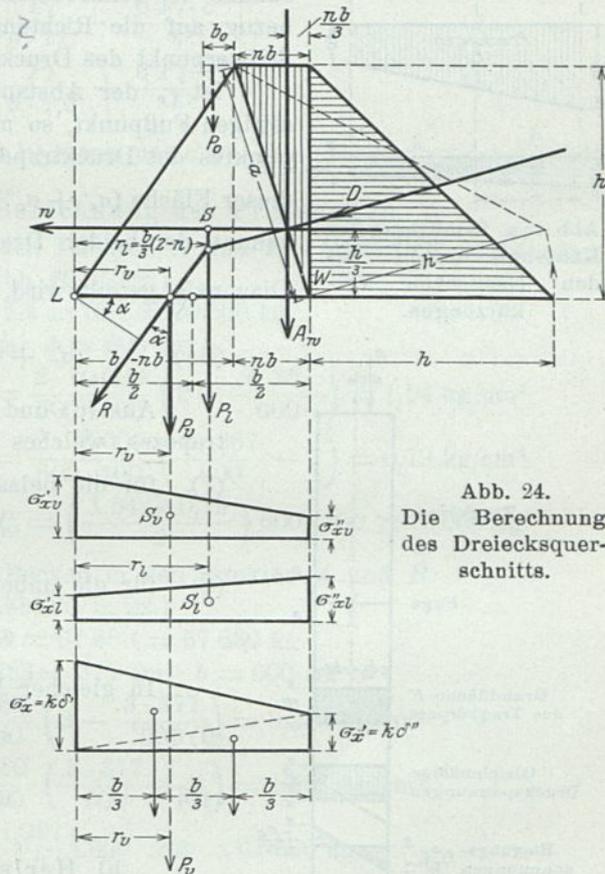


Abb. 24.  
Die Berechnung  
des Dreiecksquer-  
schnitts.

<sup>1)</sup> Vgl. Dumas Extrait du génie civil 1896 S. 61.

rechten Kräfte oberhalb der wagerechten Fuge nach Lage und Größe bekannt,  $\sigma_x'$  die Einheitspressung an der luftseitigen,  $\sigma_x''$  die an der wasserseitigen Kante der wagerechten Fuge von der Breite  $b$  und sind  $\delta'$  und  $\delta''$  die entsprechenden Verkürzungen, so ist  $\sigma_x' = k \delta'$ ;  $\sigma_x'' = k \delta''$  (vgl. Abb. 24 u. 24a). Da sich die senkrechten Kräfte im Gleichgewicht halten, ist

$$(6) \quad P = (k \delta' + k \delta'') \frac{b}{2} = (\sigma_x' + \sigma_x'') \frac{b}{2}.$$

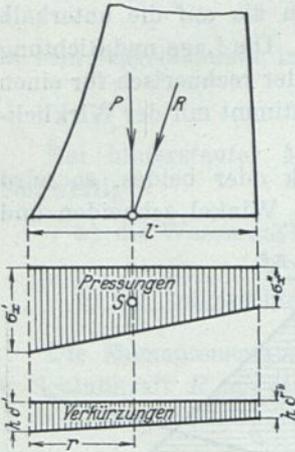


Abb. 24a. Ermittlung der Kantenpressungen aus den elastischen Verkürzungen.

Eine weitere Gleichgewichtsbedingung ist, daß die Schlußkraft der senkrechten Widerstände des Auflagers mit der Angriffskraft  $P$  zusammenfällt. Mit andern Worten: Die Momentensumme der senkrechten Widerstände oder Pressungen muß in bezug auf die Richtungslinie von  $P$  gleich 0 sein oder der Schwerpunkt des Drucktrapezes auf dieser Richtungslinie liegen.

Ist  $r_v$  der Abstand der angreifenden Kraft  $P_v$  vom luftseitigen Fußpunkt, so muß dies auch der Abstand des Schwerpunktes des Drucktrapezes sein (Abb. 24 unten). Das Moment dieser Fläche  $(\sigma_x' + \sigma_x'') \frac{b}{2} \cdot r_v$  muß gleich sein der Momentensumme der beiden Dreiecke, in welche das Trapez durch die Diagonale geteilt wird,  $\sigma_x' \frac{b}{2} \cdot \frac{b}{3} + \sigma_x'' \frac{b}{2} \cdot \frac{2}{3} b$ .

$$(6a) \quad (\sigma_x' + \sigma_x'') \frac{b}{2} r_v = \sigma_x' \frac{b^2}{6} + \sigma_x'' \frac{b^2}{3}.$$

Aus (6) und (6a) erhält man die Seiten des Drucktrapezes, welches die obigen Bedingungen erfüllt

(7) für die belastete Mauerhälfte:

$$\sigma_{xv}' = \frac{2P_v}{b} \left( 2 - \frac{3r_v}{b} \right)$$

(8) für die unbelastete Mauerhälfte:

$$\sigma_{xv}'' = \frac{2P_v}{b} \left( \frac{3r_v}{b} - 1 \right).$$

In gleicher Weise erhält man:

$$(9) \quad \sigma_{xl}' = \frac{2P_l}{b} \left( 2 - \frac{3r_l}{b} \right)$$

$$(10) \quad \sigma_{xl}'' = \frac{2P_l}{b} \left( \frac{3r_l}{b} - 1 \right)$$

b) Herleitung aus der Knickformel.

Ein übersichtliches Bild von der Wirkung der Kräfte zeigt sich, wenn man zu der senkrechten exzentrischen Schlußkraft  $P$  eines Tragkörpers, in der Mitte der Fuge, zwei gleich und entgegengesetzt gerichtete Kräfte  $P$  hinzufügt (Abb. 25).

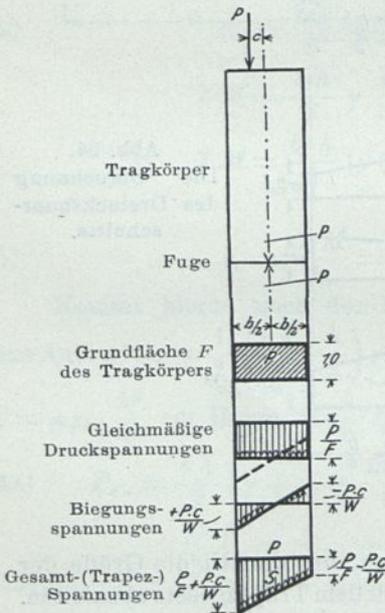


Abb. 25. Herleitung des Trapezgesetzes nach der Knickformel.

Man erhält, gleichwertig der exzentrischen Angriffskraft, eine zentrische Einzelkraft und ein Kräftepaar  $P \cdot c$ , wo  $c$  die Größe der Exzentrizität bezeichnet. Die Einzelkraft  $P$  ruft eine gleichmäßig über die Grundfläche  $F = b \cdot 1,0$  verteilte Druckspannung  $\frac{P}{F}$ , das Moment  $P \cdot c$  eine geradlinig verteilte Biegungsspannung mit den Kantenpressungen

$\sigma = \pm \frac{P \cdot c}{\frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot b^2}$  hervor, wobei  $\frac{1}{6} \cdot 1,0 \cdot b^2$  das Widerstandsmoment der rechteckigen Grundfläche von der Tiefe 1,0 und der Fugenbreite  $b$  ist.

Die beiden Spannungen addieren sich und geben Kantenpressungen: nach der belasteten Säulenhälfte für volles Becken:

$$(7a) \quad \sigma'_{xv} = \frac{P_v}{b \cdot 1,0} + \frac{6 P_v \cdot c'}{b^2}$$

nach der unbelasteten Säulenhälfte

$$(8a) \quad \sigma''_{xv} = \frac{P_v}{b \cdot 1,0} - \frac{6 P_v \cdot c'}{b^2}$$

ähnlich für leeres Becken:

$$(9a) \quad \sigma'_{xl} = \frac{P_l}{b \cdot 1,0} - \frac{6 P_l \cdot c''}{b^2}$$

$$(10a) \quad \sigma''_{xl} = \frac{P_l}{b \cdot 1,0} + \frac{6 P_l \cdot c''}{b^2}$$

7a und 10a sind identisch mit 7 bis 10, wenn man  $c' = \frac{b}{2} - r_v$  bzw.  $c'' = r_l - \frac{b}{2}$  setzt.

### c) Beispiele der Berechnung der Pressungen.

Pressungen bei vollem Becken in den Punkten A und B. Mauertiefe = 100 cm.

(Abb. 20 u. 22.)

$$P_4 = 29,2 \cdot 2,4 = 70 \text{ t} = 70\,000 \text{ kg}$$

$$r_v = 267 \text{ cm}; \quad b = 600 \text{ cm}$$

$$(A) \quad \sigma'_{xv} = \frac{2 P_4}{b \cdot 100} \left( 2 - \frac{3 r_v}{b} \right) = \frac{2 \cdot 70\,000}{600 \cdot 100} \left( 2 - \frac{3 \cdot 267}{600} \right) = 1,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$(B) \quad \sigma''_{xv} = \frac{2 P_4}{b \cdot 100} \left( \frac{3 r_v}{b} - 1 \right) = \frac{2 \cdot 70\,000}{600 \cdot 100} \left( \frac{3 \cdot 267}{600} - 1 \right) = 0,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Probe: } \frac{\sigma'_{xv} + \sigma''_{xv}}{2} \cdot b \cdot 100 = P_4 = \left( \frac{1,54 + 0,79}{2} \right) 600 \cdot 100 \simeq 70\,000 \text{ kg.}$$

Pressungen bei leerem Becken in den Punkten A und B.

(Abb. 20 u. 22.)

$$R_G = 28,2 \cdot 2,4 = 67,68 \text{ t} = 67\,680 \text{ kg}$$

$$r_l = 600 - 223 = 377 \text{ cm}; \quad b = 600 \text{ cm}$$

$$(A) \quad \sigma_{xl} = \frac{2 \cdot 67\,680}{600 \cdot 100} \left( 2 - \frac{3 \cdot 377}{600} \right) = 0,259 \text{ kg/cm}^2$$

$$(B) \quad \sigma''_{xl} = \frac{2 \cdot 67\,680}{600 \cdot 100} \left( \frac{3 \cdot 377}{600} - 1 \right) = 1,997 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Probe: } \left( \frac{0,259 + 1,997}{2} \right) 600 \cdot 100 = 67\,680 \text{ kg.}$$

Für die Querschnitte der Möhnetalsperre sind für wagerechte Fugen in Höhenabständen von 5,0 m in dieser Weise die Kantenpressungen und damit die (geradlinige) Druckverteilung in denselben berechnet. Aus diesen ergaben sich dann wieder die eingezeichneten Linien gleichen Drucks.

Die Rechnung ist für verschiedene Annahmen durchgeführt.

Annahmen für Abb. 26 (Wahrscheinliche Annahmen)	für Abb. 26a	$\left\{ \begin{array}{l} \text{(Ungünstigste} \\ \text{Annahmen)} \end{array} \right.$
Gewicht des Mauerwerks: $\gamma = 2,4$	$\gamma = 2,3$	
Wasserstand: 50 cm unter Mauerkrone	= Mauerkrone	
Die Verblendung wirkt einheitlich mit der Mauer	fehlt	
Erdhinterfüllung 1:2 gebösch vorhanden.	fehlt.	

Stützlinie und Druckverteilung für volles und leeres Becken.  
Wahrscheinliche Annahmen.

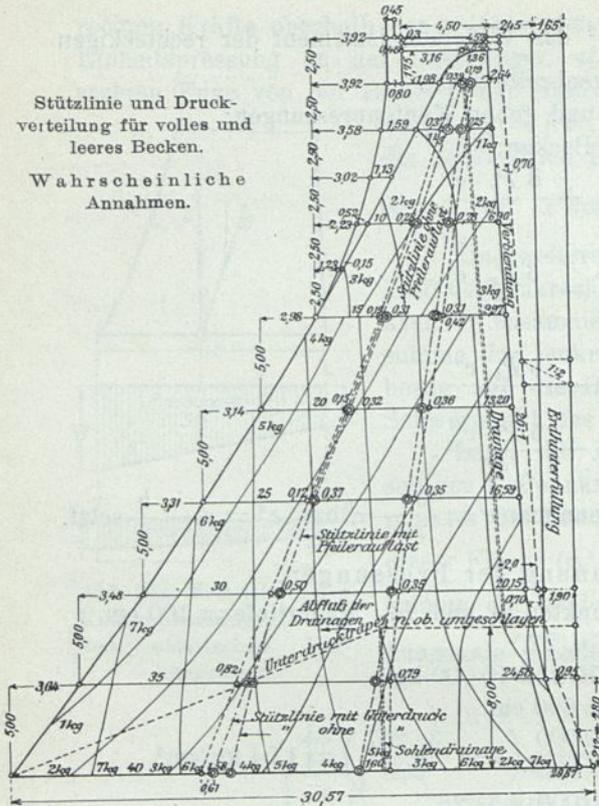


Abb. 26. Möhnetalsperre.  
Querschnitt mit Kurven gleicher Pressung.

Stützlinie und Druckverteilung für volles und leeres Becken.  
Ungünstigste Annahmen.

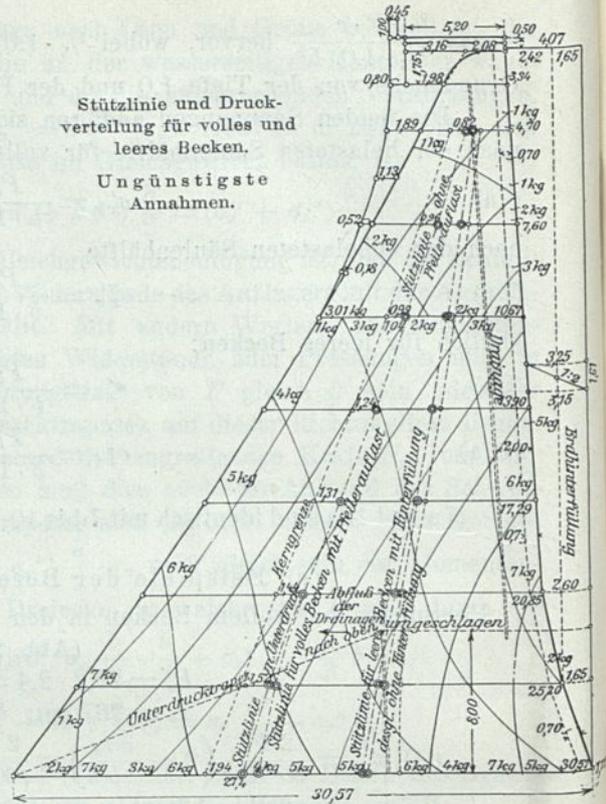


Abb. 26a. Möhnetalsperre.  
Querschnitt mit Kurven gleicher Pressung.

8. Die Lage der Drucklinie. Kerngrenzen.

Von vornherein beachtete man bei diesen Untersuchungen, daß die Kantenpressungen in den beiden Grenzfällen der Belastung, Becken voll und Becken leer, ungefähr gleich und daß die „Drucklinie“ die Verbindungslinie der Angriffspunkte der Schlußkräfte in den einzelnen Fugen in das mittlere Drittel des Mauerquerschnitts fällt. Würde bei hinterstauter Mauer  $r$  ( $r_v$ ) kleiner als  $\frac{b}{3}$  oder  $c' > \frac{b}{6}$ , so würde nach Gl. 8a  $\sigma_{xv}$  negativ, die reine Druckspannung  $\frac{P_v}{b}$  die Biegungszugspannung nicht mehr überdecken.

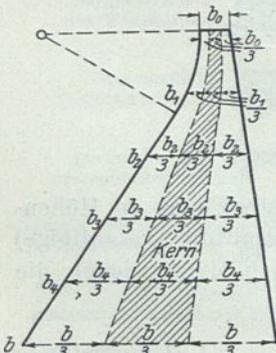


Abb. 27. Kerngrenzen.

Ebenso würde bei leerem Becken, wenn der Mauerquerschnitt wasserseitig unterschritten wäre, für  $r$  ( $r_l$ ) größer als  $\frac{2}{3} b$  oder  $c'' > \frac{b}{6}$  nach Gl. 9a  $\sigma_{xl}$  negativ werden, in beiden Fällen also rechnermäßig Zugspannungen auftreten.

Namentlich der ersteren Möglichkeit beugt man bei Schwerkraftmauern durch die Querschnittsanordnung vor, indem man, ohne die Mauer zu unterschneiden, die Gewichtsschlußkraft  $P_l$  so weit wasserseitig fallen läßt, daß sie beim Hinzutreten der wagerechten Kräfte nicht über den luftseitigen Fugendrittelpunkt ( $\frac{b}{3}$ ) hinausfällt — innerhalb der Kerngrenzen bleibt (Abb. 27).

Man will damit verhüten, daß auf der Wasserseite eine offene Fuge aufreißt, in welche Druckwasser eindringen und die Kräfte noch ungünstiger nach der Wasserseite verschieben kann.

Im Hinblick auf die Mohrschen Berechnungen (Abschn. IV), welcher volle Fugenbelastung annimmt und einige wasserseitig unterschrittene Querschnitte (Hauserlake, Abschn. III, Big Creek, E. R. 69/47), sei darauf hingewiesen, daß man bei Unterdruckberechnungen, Futtermauern (Erddruck), Schornsteinen (Winddruck) u. dgl. eine Lage der Schlußkraft außerhalb des Kerns zuläßt. Man nimmt dann an, daß sich die senkrechte Teilkraft derselben dreieckförmig über einen Teil der Fuge verteilt, der gleich dem Dreifachen ihres Abstandes von der Kante  $\frac{b_1}{3}$  ist (Abb. 28).

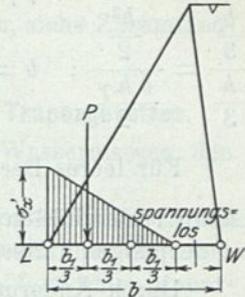


Abb. 28. Angriffspunkt von  $P$  außerhalb Kerngrenze

$$\frac{\sigma_x' b_1}{2} = P.$$

Die Druckfigur genügt der Bedingung, daß ihr Flächeninhalt  $\sigma_x' \cdot \frac{b_1}{2} = P$  und daß  $P$  durch ihren Schwerpunkt  $\left(\frac{b_1}{3}\right)$

geht. Der Rest der Fuge  $b - b_1$  wird mit Rücksicht auf die unsichere Zugfestigkeit des Mauerwerks spannungslos angenommen.

### 9. Die Höchstbeanspruchungen.

Gestaltet man einen Mauerquerschnitt vom Raumgewicht  $\gamma$  so, daß für einen bestimmten Belastungsfall in einer bestimmten Fuge die Schlußkraft durch die Kerngrenze — den Drittelpunkt — geht, so entsteht in der näherliegenden Kante die höchste, in der entfernter liegenden die geringste zulässige Pressung = 0.

Rechteckiger Mauerquerschnitt, bei welchem der ganze Rauminhalt oberhalb der gedachten Fuge von Mauerwerk ( $\gamma$ ) eingenommen wird, ergibt für vollen Stau  $h$  und  $c' = \frac{b}{6}$  die größte überhaupt erreichbare Kantenpressung (Gl. 7a)

$$\sigma_{xv} = \frac{P_v}{b} + \frac{6 P_v c'}{b^2} = \frac{2 P_v}{b} = \frac{2 b h \gamma}{b} = 2 h \gamma.$$

$b$  geht aus der Bedingung hervor:

$$\frac{b}{h} = \frac{h^2}{2 b h \gamma}; \quad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}.$$

(Bei leerem Becken läßt sich im rechteckigen Querschnitt die Drittellage nicht erreichen  $c = 0$ ;  $\sigma_{xl} = h \gamma$ .)

Dreieckiger Mauerquerschnitt mit  $P_v = \frac{b h \gamma}{2}$  +  $\frac{n b h}{2}$  ergibt für  $n = 1$  oder senkrechte Luftseite das

größte  $P_v = \frac{b h}{2} (\gamma + 1)$  und damit die größte Kantenpressung  $\sigma_{xv} = \frac{2 P_v}{b} = h \gamma + h$  (Gl. 7a). Die Fugenbreite  $b$  ist dabei, wie für dieses  $\sigma_{xv}$  aus Gl. 13 folgt,  $= h$ .

Das kleinste  $P_v = \frac{b h \gamma}{2}$  ergibt sich für  $n = 0$  oder senkrechte Wasserseite. Damit erreicht auch  $\sigma_{xv} = \frac{2 P_v}{b} = h \gamma$  seinen kleinsten Wert. Die Fugenbreite  $b$  wird

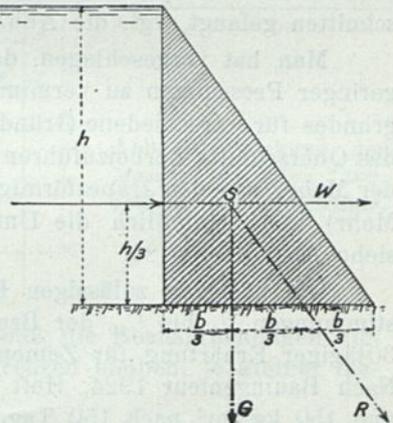


Abb. 29. Schlußkraft im luftseitigen Fugendrittel des rechteckigen Dreiecksquerschnitt.

nach Gl. 13  $= \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$ . Derselbe Wert ergibt sich aus Abb. 29 in dem Verhältnis:

$$\frac{\frac{b}{3}}{\frac{h}{3}} = \frac{\frac{h^2}{2}}{\frac{b h \gamma}{2}}; \quad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}.$$

Für leeres Becken wird  $P_l = P_v = \frac{b h \gamma}{2}$  und greift im Drittelpunkte an. Also ist im rechtwinkligen Dreieckquerschnitt die Pressung wasserseitig bei leerem Becken = derjenigen luftseitig bei vollem Becken  $\sigma'_{xv} = \sigma''_{xl} = h \gamma$ .

Durch Änderung der wasserseitigen Böschungsneigung und Verbreiterung von  $b$  läßt sich über die Grenzfälle (Angriff der Schlußkraft im Drittel der Fuge) eine Verminderung der Pressungen erzielen, wie später gezeigt.

Dagegen läßt sich die Höchstpressung von  $2 h \gamma$  (rechteckiger Querschnitt, hinterstaut; Angriffspunkt im luftseitigen Drittel) nicht weiter steigern, stellt also die Höchstinanspruchnahme einer Mauer von der Höhe  $h$  und dem Raumgewicht  $\gamma$  dar, deren Drucklinie sich in den Kerngrenzen hält. Z. B. ist für  $h = 100$   $\gamma = 2,4$

$$\sigma'_{xv} = \sigma''_{xl} = 2 h \gamma = 480 \text{ t/m}^2 = 48 \text{ kg/cm}^2,$$

eine Inanspruchnahme, die jeder Mörtel wohl mit mehrfacher Sicherheit aushalten kann.

Den Kantenpressungen hat man einen außerordentlichen Wert in bezug auf Beurteilung der Standfähigkeit der Mauer beigelegt.

Man hat daraus durch Probieren und Versuchsrechnungen teils ganz zweckmäßige Querschnitte abgeleitet — Delocre, Furens, Abb. 16, Intzesche Querschnitte u. a. —, teils ist man zu spitz auslaufenden, einspringenden, abgetreppten, phantastischen Querschnitten gelangt, vgl. die Abb. 38 bis 43.

Man hat vorgeschlagen, das Raumgewicht  $\gamma$  der Schwerkraftmauer zur Erzielung geringer Pressungen zu vermindern, ferner eine gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes für verschiedene Gründungstiefen durch entsprechende wasserseitige Ausladung des Querschnitts herbeizuführen (Z. f. B. 1917, S. 170). Man hat die Spannungszustände der Mauer aus den trapezförmigen Druckfiguren herzuleiten versucht (vgl. Abschn. IV, Mohr) und schließlich die Unter- oder Sohlendrucke mit denselben zusammengesetzt, siehe Abb. 81 bis 85.

Die höchsten zulässigen Kantenpressungen betragen nach den französischen Bestimmungen  $\frac{1}{8}$  bis  $\frac{1}{10}$  der Bruchfestigkeit, nach den italienischen  $\frac{1}{9}$  derjenigen, nach 30tägiger Erhärtung für Zementmörtel, nach 90tägiger bei hydraulischem Kalkmörtel. Nach Bauingenieur 1924, Heft 7, Barberinesperre, werden  $100 \text{ kg/cm}^2$  nach 28 Tagen und  $150 \text{ kg/cm}^2$  nach 150 Tagen für Beanspruchungen von 20 bis  $25 \text{ kg/cm}^2$  für ausreichend gehalten, also 6- bis  $7\frac{1}{2}$ fache Sicherheit.

In Deutschland sind etwa  $12 \text{ kg/cm}^2$  bisher die Grenze gewesen, die Almanzasperre hat  $14 \text{ kg/cm}^2$ , die Crotonsperrre  $16 \text{ kg/cm}^2$ .

Mit diesen Zahlen ist gleichzeitig die Höchstbelastung des Baugrundes gegeben.

Man hat nie gehört, daß im Erdinnern (Schächte) in großen Tiefen oder an steilen, sogar überhängenden Felswänden durch Druckwirkungen zerstörende Deformationen eingetreten sind, selbst wenn plastische Deformationen vorkommen.

Zerstörungen sind stets auf größere plötzliche Bewegungen, Flüssigkeits- und chemische Einflüsse zurückzuführen. Die großen Pressungen langsam aufgebracht

und nicht zu schnell erhärtender Mauer Massen sind für die Dichte und den dichten Anschluß sogar günstig.

Die Steindruckfestigkeit wird stets als ausreichend angenommen, siehe Zusammenstellung S. 14.

### 10. Der Grundgedanke der Schwerkraftmauer und der Kern des Trapezgesetzes.

Der Grundgedanke der Schwerkraftmauer ist, dem Stau der Wassermassen den Stau der Mauer- und Untergrundmassen entgegenzuwerfen.

Die Betonung der „zulässigen Pressungen“ führt dagegen zu einem konstruktiven Gebilde mit voller Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften der Baustoffe hin. Letztere wird in der Schwerkraftmauer erst unterhalb einer Tiefe von etwa 50 m unter Mauerkrone erreicht

$$\left( h = \frac{\sigma}{\gamma} = \frac{120 \text{ t/m}^2}{2,4} = 50 \text{ m} \right).$$

Bis zu dieser Tiefe wäre die nebensächlich behandelte Lage der Drucklinie innerhalb der Kerngrenze ein ausreichendes Kennzeichen der Standfähigkeit und die Schwerkraftmauer bis zu 50 m Höhe eine unwirtschaftliche Bauweise, vgl. die Pressungen der Abb. 26 u. 26a.

Das ist indessen nicht der Fall. Die bezüglich der Pressungen überflüssigen Mauer Massen haben durchaus ihre Berechtigung:

a) Das Verhältnis: Standfähigkeitsmoment zu Umsturzmoment muß wenigstens für alle wagerechten Fugen einen konstanten Wert haben.

b) Die oberen Mauerteile sind infolge ihrer Lage, ihres geringern Querschnitts und größeren Längsabmessungen in geringerem Maße mit dem Untergrundaufleger solidarisch verbunden und gegeneinander dicht verspannt, einem intensiveren Wechsel der Belastungen und Temperaturen ausgesetzt.

c) Im oberen Mauerteile bilden sich, wenn überhaupt, zuerst senkrechte oder schräg talwärts abfallende Risse. Es ist anzunehmen, daß die Beanspruchungen um so mehr innerhalb der engen und unsichern Elastizitätsgrenzen bleiben, je kleiner dieselben sind.

Ein Bild über die Verminderung des Ausschlags der Drucklinie im Verhältnis zu den Massen gibt Abb. 30. Sowohl die Höchstbeanspruchungen als der Unterschied zwischen Höchst- und Mindestbeanspruchungen sind durch die vermehrte Masse herabgezogen. Die „Arbeitsfestigkeit“ des Baustoffs wird in geringerem Maße in Anspruch genommen.

Ich würde es nicht für einen Verzicht auf den Schwerkrafttyp und im Sinne der Strebenwirkung halten, wenn aus einer trapezförmigen Mauer mit annähernd senkrechter, ebener Wasserseite, im Grundriß gesehen, rechteckige, luftseitige Aussparungen, wasserseitig zylindrisch begrenzt, herausgeschnitten würden. Abb. 31, die Veninasperre,<sup>1)</sup>

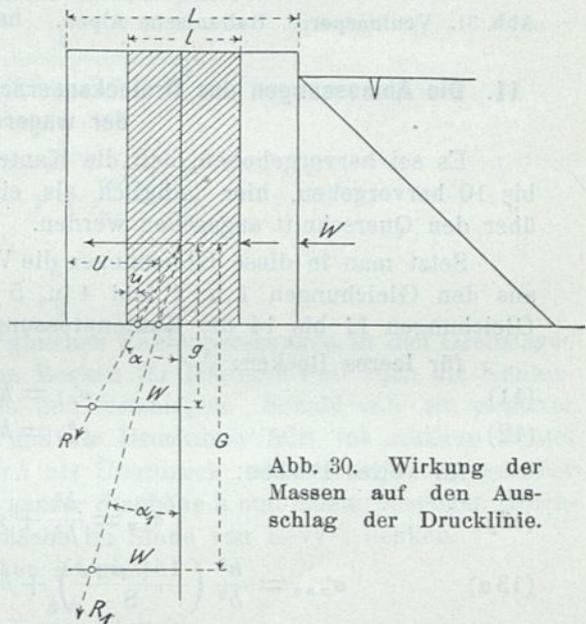


Abb. 30. Wirkung der Massen auf den Ausschlag der Drucklinie.

<sup>1)</sup> Bautechnik 1925 S. 91. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

jedoch mit erheblich verstärkten Gewölben und Pfeilerstärken, Pfeilerabständen im Verhältnis zur Mauerhöhe und luftseitigen, geradlinigen, unter 45 bis 50° geneigten Pfeilerbegrenzungen, ergibt die Bauform, welche ich meine.

Die fehlenden Mauermassen werden durch die weit ausladende Verklammerung der Massen des Baugrundes ersetzt und mögen einen Übergang zur aufgelösten Mauer- oder Pfeilersperre darstellen, wie ich ihn ähnlich schon für die Aaensiremauer, Z. d. Wasserwirtschafts- u. Wasserkraftverbandes 1922, S. 180, empfohlen habe.

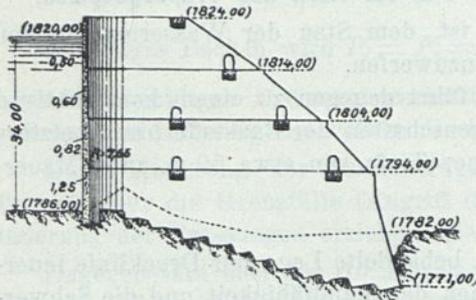


Abb. 31. Veninasperrre. Italienische Alpen.

Diese Bauweise würde für Flußsperren mittlerer Höhe (um 40 m), Assuan, Kaveri, Sennar, Vamafos, Muscle Shoals u. a., in bezug auf Bauausführung, Gründung, Wasserabführung, Entnahme manche Vorteile geboten haben.

### 11. Die Abmessungen des Dreiecksquerschnitts, berechnet aus den Kantenpressungen der wagerechten Fuge.

Es sei hervorgehoben, daß die Kantenpressungen, wie sie aus den Gleichungen 7 bis 10 hervorgehen, hier lediglich als ein Kennzeichen für die Verteilung der Massen über den Querschnitt angesehen werden.

Setzt man in diese Gleichungen die Werte für den Dreiecksquerschnitt  $P_l r_l \cdot P_v r_v$  aus den Gleichungen 1 u. 2 und 4 u. 5 bezw. 4a u. 5a ein, so erhält man in den Gleichungen 11 bis 14 die Kantenpressungen für diese Belastungszustände:

für leeres Becken:

$$(11) \quad \sigma'_{xl} = h \gamma n$$

$$(12) \quad \sigma''_{xl} = h \gamma (1 - n)$$

für volles Becken:

$$(13) \quad \sigma'_{xv} = \frac{h^3}{b^2} + n h (\gamma + n - 1)$$

$$(13a) \quad \sigma'_{xve} = \frac{h^3}{b^2} \left( \frac{1 + \mu \gamma_e}{8} \right) + h n \left( \gamma + n - 1 - \frac{\gamma_e}{4} + \frac{n \gamma_e}{8} \right)$$

$$(14) \quad \sigma''_{xv} = h (\gamma + 2n - n \gamma - n^2) - \frac{h^3}{b^2}$$

$$(14a) \quad \sigma''_{xve} = h \left[ \gamma (1 - n) + n \left( 2 + \frac{\gamma_e}{2} \right) - n^2 \left( 1 + \frac{\gamma_e}{8} \right) \right] - \frac{h^3}{b^2} \left( 1 + \frac{\mu \gamma_e}{8} \right).$$

Die Formeln vereinfachen sich, wenn man die Kantenpressungen als Bruchteil  $\alpha$  der Stau- und Mauerhöhe  $h$  ausdrückt.

Zum Beispiel ist für 60 m Mauerhöhe  $h$  und 120 t/m<sup>2</sup> zugelassener Kantenpressung  $\alpha h = \alpha \cdot 60 = 120 \text{ t/m}^2$ ;  $\alpha = 2$ .

Zur Erzielung gleicher Sicherheiten sollen bei vollem und bei leerem Becken die größten Pressungen dieser beiden Belastungszustände  $\sigma'_{xv}$  und  $\sigma''_{xl}$  einander gleich, und zwar  $= \alpha h$  gesetzt werden. Ferner soll die wasserseitige Pressung bei vollem Becken  $\sigma'_{xv}$  durch den Bruchteil  $m$  von  $h$  bewertet, also gleich  $m h$  gesetzt werden.

Die luftseitige Kantenpressung bei leerem Becken  $\sigma'_{xl}$  (Gl. 11) hat keine Bedeutung.

Unter diesen Voraussetzungen wird Gl. 12:

$$(15) \quad \begin{aligned} \sigma'_{x'l} &= \alpha h = h \gamma (1 - n) \\ n &= 1 - \frac{\alpha}{\gamma} \end{aligned}$$

Die wasserseitige Dossierung oder deren lotrechte Projektion, ausgedrückt als Bruchteil  $n$  der Grundfugenbreite  $b$ , hängt also nur von der zugelassenen Pressung und dem Raumgewicht des Mauerwerks ab. Für  $\alpha = 2$  und  $\gamma = 2,4$  ist z. B.  $n = 1 - \frac{2}{2,4} = 0,1667$ .

Der größte Wert von  $\alpha$ , wenn  $n$  nicht negativ (die Mauer nicht unterschritten werden soll), ist  $\gamma$ . In Gl. 15 wird dann  $n = 0$ , die Wasserseite senkrecht. Insofern kann in einem dreieckförmigen Mauerquerschnitt keine größere wasserseitige Pressung auftreten als  $\sigma'_{x'l} = 2,4 h$  (Gl. 12).

Soll nun die luftseitige Pressung  $\sigma'_{x'v}$  bei vollem Stau ebenfalls die Größe  $\alpha h$  erreichen, so setzt man die beiden Gl. 12 u. 13 einander gleich oder  $n$  in Gl. 13 gleich  $1 - \frac{\alpha}{\gamma}$ . Daraus ergibt sich die erforderliche Grundfugenbreite

$$(16) \quad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma + n - 2n\gamma - n^2}}$$

oder  $n$  ausgedrückt durch  $\alpha$ :

$$(16a) \quad b = \frac{h}{\sqrt{2\alpha - \gamma + \frac{\alpha}{\gamma} - \frac{\alpha^2}{\gamma^2}}}$$

für  $n = 0$  oder  $\alpha = \gamma$ ,

$$(16b) \quad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}.$$

Nun ist es aber zweckmäßig, außer gleichen Kantenpressungen in den Grenzlagen der Schlußkräfte bei leerem und gefülltem Becken für letzteren Fall auch die Kantenpressung wasserseitig  $\sigma''_{x'v} = m h$  zu wissen und festzulegen. Sobald  $m h$  ein positiver Wert ist, ist die Druckfigur ein Trapez, und die Drucklinie fällt ins mittlere Drittel der Gründungsfuge  $b$ . Man kann sich  $m h$  als Überdruck oder Sicherheit gegenüber einem Unterdruck in der Fuge  $L-W$  von ganzer Stauhöhe  $h$  und einem benetzten Bruchteil  $m$  der Flächeneinheit der Gründungsfläche im Sinne von Lévy<sup>1)</sup> denken.

Das Drucktrapez bei gefülltem Becken ist gleich

$$\begin{aligned} \Sigma V &= P_v = \frac{b h}{2} (\gamma + n) \\ \sigma'_{x'v} &= \alpha h; \quad \sigma''_{x'v} = m h. \end{aligned}$$

<sup>1)</sup> Mémoire à l'Académie française vom 5. August 1895, auszugsweise in „Annales des Ponts et Chaussées“, 1897, IV. trimestre. Die ursprüngliche Ansicht Lévy's, der ich mich anschließe, war: Durch einen rechnermäßigen Überschuß  $\sigma''_{x'v} = m h$  der wasserseitigen Kantenpressung bei vollem Stau Zugspannungen auszuschließen, welche in der Unsicherheit der Berechnung und der Annahmen, der Ungleichmäßigkeit des Raumgewichts, vielleicht auch in einer geringen Unterdruckwirkung ihren Ursprung haben könnten. Die Auffassung scheinen die französischen (Gutachten) und italienischen Bestimmungen dahin geändert zu haben, daß sie unter  $m h$  die wasserseitige Einheitspressung eines luftseitig auf 0 auslaufenden Unterdruckdreiecks von der Fugenbreite  $b$  verstehen, welches zu den Angriffskräften des Querschnitts hinzutritt.

Die französischen Bestimmungen sehen allerdings in der Regel „bei sorgfältiger Bauausführung“ (Besichtigungsstellen, Drainagen, Verputze, Blendmauern — mur de garde —, Druckzement einspritzungen) von der Annahme eines Sohlenwasserdrucks ab. (Bautechnik 1925, S. 404. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.)

Die Italiener setzen  $m$  für das ganze Bauwerk gültig je nach dem Untergrund für Mauern von

$$\begin{aligned} h &= 25 \text{ m} & 0; & \frac{1}{2}; & 1. \\ h &= 25-50 \text{ m} & \frac{1}{3}; & \frac{1}{2}; & 1. \\ h &> 50 \text{ m} & \frac{1}{2}; & & 1. \end{aligned}$$

Auch die Amerikaner folgen meist dem deutschen Beispiel der Unterdruckberechnung (vergl. unter 16).  
Ziegler, Der Talsperrenbau. Dritte Auflage. II. 4

Drucktrapez = Widerstände = Senkrechte Lasten

$$\frac{b}{2}(\sigma_{xv}' + \sigma_{xv}'') = \frac{b}{2}(\alpha h + m h) = \frac{b h}{2}(\gamma + n)$$

daraus

$$(17) \quad \alpha + m = \gamma + n$$

und da  $n = 1 - \frac{\alpha}{\gamma}$  (Gl. 15), erhält man zwischen den Werten  $\alpha$ ,  $m$  und  $n$  folgende lineare Beziehungen, welche sich auch zeichnerisch darstellen lassen (Abb. 32):

Ausgedrückt durch  $\alpha$ :

$$(17a) \quad m = 1 + \gamma - \alpha - \frac{\alpha}{\gamma}$$

$$(17b) = (15) \quad n = 1 - \frac{\alpha}{\gamma}$$

Ausgedrückt durch  $m$ :

$$(17c) \quad n = \frac{m}{\gamma + 1}$$

$$(17d) \quad \alpha = \gamma - \frac{m \gamma}{\gamma + 1} = \gamma \left( 1 - \frac{m}{\gamma + 1} \right)$$

Ausgedrückt durch  $n$ :

$$(17e) \quad m = n(\gamma + 1)$$

$$(17f) \quad \alpha = \gamma(1 - n)$$

Indem man  $n$  aus Gl. 17c in 16 oder  $\alpha$  aus Gl. 17d in 16a einsetzt, erhält man:

$$(16b) \quad b = \frac{h(\gamma + 1)}{\sqrt{\gamma^2(2 + \gamma - 2m) + (\gamma + m)(1 - m)}} \cdot 1)$$

$b$  ist die Grundfugenbreite, berechnet aus  $m$  und ausgedrückt in Bruchteilen von  $h$ .  $m$  ergibt mit der Stau- und Mauerhöhe  $h$  multipliziert die Pressung  $\sigma_{xv}''$  an der wasserseitigen Kante bei vollem Stau. Es ist zweckmäßig, von dem Werte  $m h$  auszugehen, wobei es für sehr ungünstige Verhältnisse genügt,  $m = 0,4$  anzunehmen.

Beispiel für eine Stau- und Mauerhöhe  $h = 50$  m.

Raumgewicht des Mauerwerks . . . . .	$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$
Wasserseitige Pressung bei vollem Becken . . . . .	$\sigma_{xv}'' = m h = 0,4 h = 20 \text{ t/m}^2$
$n$ (nach Gl. 17c) = $\frac{m}{\gamma + 1} = \frac{0,4}{2,4 + 1}$ . . . . .	= 0,117648
$\alpha$ (nach Gl. 17f) = $\gamma(1 - n) = 2,4(1 - 0,1176)$ . . . . .	= 2,118
$\sigma_{xv}' = \sigma_{xv}'' = \alpha h = 2,118 \cdot 50$ . . . . .	= 106 t/m <sup>2</sup>
$b$ (nach Gl. 16b) = $\frac{h(\gamma + 1)}{\sqrt{\gamma^2(2 + \gamma - 2m) + (\gamma + m)(1 - m)}}$ = 0,7181 $h = 35,9$ m $\cong$ 36 m	
$n b = 0,1176 \cdot 36$ . . . . .	= 4,2 m.

Die zu  $m = 0,4$  gehörigen Werte von  $n$ ,  $\alpha$  und  $b$  können ohne weiteres aus Abb. 32 entnommen werden. In Abb. 32 ist je ein Zehntel der Stauhöhe  $h$  als 1 cm der Abszissenachse dargestellt,  $m$  also gleich 0; 0,1; 0,2; 0,3; . . . 1,0 angenommen. Aus Gl. 17c, 17d und 16b ergeben sich die zugehörigen Werte von  $n$ ,  $\alpha$  und  $b$  in Zahlen ausgerechnet für das Raumgewicht  $\gamma = 2,4$  des Mauerwerks.  $b$  ist in Bruchteilen der Stau- und Mauerhöhe  $h$  dargestellt.

1)  $m$  kann man in Gl. 16b mit Hilfe von 17a durch  $\alpha$ , mit Hilfe von 17e durch  $n$  ausdrücken.

In derselben Darstellung kann man auch von beliebigen Werten  $n$ ,  $\alpha$  oder  $b$  ausgehen und die drei zugehörigen Werte abgreifen.

Für geringere Raumgewichte  $\gamma$  werden die Werte von  $n$  und  $b$  etwas größer,  $\alpha$  etwas kleiner, und ist eine besondere Darstellung erforderlich.

Als Beweis, daß der mühe- los ermittelte Dreiecksquer- schnitt für  $\gamma = 2,4$ ,  $m = 0,1$ ,  $b = 0,6612 h$  mit bewährten ausgeführten Sperrern überein- stimmt, diene untenstehende Zusammenstellung von Soldan. Sie zeigt auch, daß  $m$  mit  $0,1$  ausreichend bemessen ist.

Die Berücksichtigung des Erddrucks bei der Dimen- sionierung der Mauer kann nachträglich erfolgen. Unter den S. 16/17 (Abb. 9a) ge- machten Voraussetzungen ist dies aber auch von vornherein leicht durchzuführen (Z. f. B. 1917, S. 162).

Der Erddruck hat auf  $\sigma_{xv}$  bei leerem Becken einen ent- lastenden Einfluß, während der Bauzeit fehlt er überhaupt.

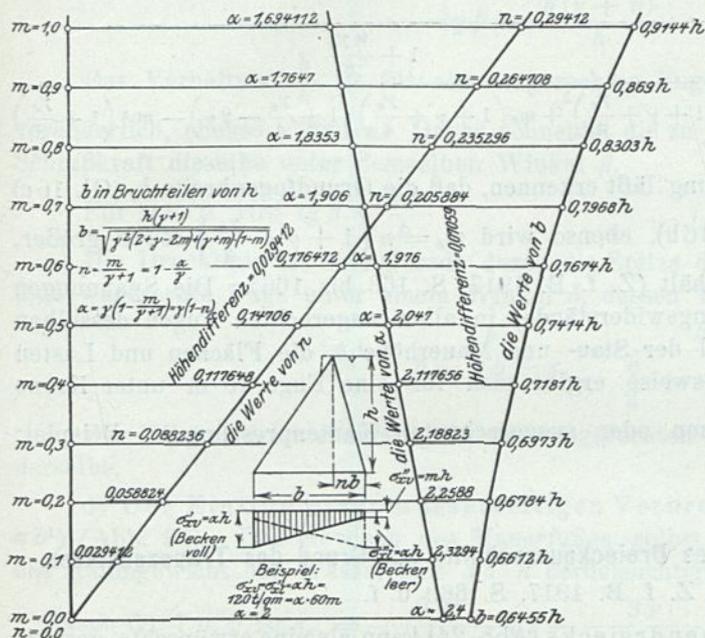


Abb. 32. Die Abmessungen des Grunddreiecks.

Die absoluten Werte von  $n$ , die Kantenpressungen  $\sigma'_{xv} = \sigma''_{xl} = \alpha h$ , ausgedrückt in Bruchteilen  $\alpha$  von  $h$ , und die Grundfugenbreiten  $b$  in Bruchteilen von  $h$ : Alles bezogen auf Bruchteile  $m$  von  $h$ ,  $0; 0,1; 0,2; \dots 1,0$  der wasserseitigen Kantenpressung  $\sigma''_{xv} = m h$ .

Gl. 12:  $\sigma''_{xi} = h \gamma (1 - n) = \alpha h$ ;  $n = 1 - \frac{\alpha}{\gamma}$  bleibt daher unverändert.

$m_e$  folgt wieder aus der Gleichsetzung des Drucktrapezes und der senkrechten Lasten

$$\left( \sigma'_{xve} + \sigma''_{xve} \right) \cdot \frac{b}{2} = \frac{b h}{2} \left( \gamma + n + \frac{n \gamma_e}{4} \right)$$

$$\sigma'_{ve} = \alpha h; \sigma''_{xve} = m_e h$$

Zusammenstellung III. Querschnittsflächen der Sperrmauern in  $m^2$ .

Tiefe unter Mauerkrone	Meschede, Henne	Gemünd, Urft	Marklissa, Queis	Möhne	Waldecker, Eder	New Croton, New York	Dreiecksquerschnitt ohne Kronendreieck $\gamma = 2,4; m = 0,1; b = 0,6612 h$
25,0	239,4	250,0	298,0	275,6	220,4	222,0	207
30,0	333,5	348,0	408,0	381,6	306,6	305,1	300
35,0	450,0	462,0	540,0	509,5	410,4	409,7	404
40,0		588,8	592,0	664,9	531,5	538,7	528
45,0		739,8			670,1	694,3	670
50,0		910,0			826,0	867,1	826
55,0		1122,0				1076,8	1000
60,0						1313,4	1190
65,0						1577,1	1400

daher 
$$\alpha + m_e = \gamma + n + \frac{n \gamma_e}{4}.$$

Aus  $\sigma_{xve} = \sigma_{xl} = \alpha h$  folgt dann weiter (Gl. 12 u. 13a)

$$(16c) \quad b_e = h \left(1 + \gamma + \frac{\gamma_e}{4}\right) \sqrt{\frac{1 + \frac{u \gamma_e}{8}}{\gamma \left(1 + \gamma + \frac{\gamma_e}{4}\right)^2 + m_e \left(1 + \gamma + \frac{\gamma_e}{4}\right) \left(1 + \frac{\gamma_e}{4} - 2\gamma\right) - m_e^2 \left(1 + \frac{\gamma_e}{8}\right)}}$$

Die zeichnerische Darstellung läßt erkennen, daß die Grundfugenbreite  $b_e$  (Gl. 16c) etwas größer wird als  $b$  (Gl. 16b), ebenso wird  $m_e = n \left(1 + \gamma + \frac{\gamma_e}{4}\right)$  etwas größer, während  $n$  denselben Wert behält (Z. f. B. 1917, S. 163 bis 166). Die Spannungen (Unterdruck-, Scher- und Reibungswiderstände) in allen wagerechten Fugen desselben Grunddreiecks sind proportional der Stau- und Mauerhöhe  $h$ , die Flächen und Lasten dem Quadrate von  $h$ . Beispielsweise ergibt sich für eine Fuge 40 m unter Krone  $\frac{40}{50}$  der für 50 m angenommenen oder ausgerechneten Kantenpressungen. Beispiel: Z. f. B. 1917, S. 173 u. 174.

## 12. Weitere Untersuchungen des Dreieckquerschnitts auf Grund des Trapezgesetzes.

Vgl. Z. f. B. 1917, S. 669 u. f.

a) Der Einfluß des Kronendreiecks (Abb. 24) kann als eine erwünschte, geringe Erhöhung der wasserseitigen Pressungen betrachtet werden und ist um so unbedeutender, je höher die Mauer. Die Vermehrung der wasserseitigen und die Verminderung der luftseitigen Kantenpressungen des Grunddreiecks infolge des Gewichts  $P_0$  des Kronendreiecks wird nach den Gl. 7a u. 10a gefunden.

$$\sigma_k = \frac{P_0}{b} \pm \frac{6 P_0 c}{b^2}.$$

Darin ist  $b$  = der Grundfugenbreite des ganzen Querschnitts

$$c = \frac{b}{2} - nb - \frac{2}{3} b_0 \quad (\text{Abb. 24}).$$

b) Die Exzentrizität der Schlußkräfte wird gefunden, indem man in Gl. 7a u. 10a  $\sigma_x = \alpha h = \gamma(1-n)h$  und die Werte  $P_l = \frac{b h \gamma}{2}$  und  $P_v = \frac{b h}{2}(\gamma + n)$  einsetzt.

$$c'' \quad (\text{wasserseitig bei leerem Becken}) \\ = \frac{b}{6} - \frac{nb}{3} = \frac{b}{6}(1 - 2n)$$

$$c' \quad (\text{luftseitig bei vollem Becken}) \\ = \frac{b}{6(\gamma + n)}(\gamma - 2n\gamma - n).$$

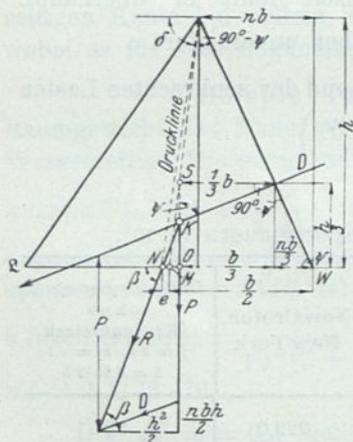


Abb. 33. Der Winkel  $\beta$  der Schlußkraft  $R$  und  $\delta$  der Drucklinie mit der wagerechten Fuge.

c) Die Winkel  $\beta$  der Schlußkraft  $R$  und  $\delta$  der Drucklinie mit der wagerechten Fuge (Abb. 33). Der Winkel  $\beta$  der Schlußkraft  $R$  mit der wagerechten Fuge  $L-W$  ergibt sich aus dem Kräfteparallelogramm, nachdem  $D$  in seine Seiten-

kräfte  $\frac{h^2}{2}$  und  $\frac{n b h}{2}$  ( $= A_w$ ) zerlegt und  $P = \frac{b h \gamma}{2}$  gesetzt ist aus  $\operatorname{tg} \beta = \frac{\frac{\gamma b h}{2} + \frac{n b h}{2}}{h^2/2}$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{b(\gamma + n)}{h}.$$

Das Verhältnis  $\frac{b}{h}$  ist für alle wagerechten Fugen desselben Grunddreiecks unveränderlich, ebenso  $\gamma$  und  $n$ . Daher schneidet die zu jeder wagerechten Fuge gehörige Schlußkraft dieselbe unter demselben Winkel  $\beta$ .

Für  $n = 0$  wird  $\operatorname{tg} \beta = \frac{b \gamma}{h}$ .

Die Drucklinie ist eine Gerade durch die Spitze des Grunddreiecks und schneidet jede wagerechte Fuge unter einem Winkel  $\delta$ , dessen Tangente ist:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{h}{b - n b - r_v} = \frac{h}{\frac{b}{2} + e - n b}$$

Der Winkel  $\delta$  ist ebenfalls für alle wagerechten Fugen desselben Grunddreiecks derselbe.

d) Der Einfluß einer wasserseitigen Verbreiterung des Mauerfußes um  $a b^1$ ) (Abb. 34). Das Gewicht des Mauerfußes selbst werde vernachlässigt und nur das Raumbgewicht der Wassersäule  $a b \cdot h$  berücksichtigt.

Nach Gl. 7 u. 9 ist  $\sigma_{x'} = \frac{2 P}{b(1+a)} \left( 2 - \frac{3 r}{b(1+a)} \right)$ ; nach Gl. 3 ist  $r = \frac{\Sigma M}{P}$

$$\sigma_{x'} = \frac{2 P}{b(1+a)} \left( 2 - \frac{3 \Sigma M}{b(1+a) P} \right) = \frac{2}{b^2(1+a)^2} [2 P b(1+a) - 3 \Sigma M].$$

Nach Gl. 8 u. 10  $\sigma_{x''} = \frac{2 P}{b(1+a)} \left( 3 \frac{r}{b} - 1 \right) = \frac{2}{b^2(1+a)^2} [3 \Sigma M - P b(1+a)]$ .

Daraus ergibt sich

$\alpha$ ) bei leerem Becken ( $P_l$ ):

$$\sigma_{x'la} = \frac{\gamma h}{(1+a)^2} (2a+n)$$

$$\sigma_{x''la} = \frac{\gamma h}{(1+a)^2} (1-n-a)$$

$\beta$ ) bei vollem Becken ( $P_v$ ):

$$\sigma_{x'va} = \frac{h^3}{b^2(1+a)^2} + \frac{h}{(1+a)^2} [(a+n)^2 + (2a+n)(\gamma-1)]$$

$$\sigma_{x''va} = \frac{h}{(1+a)^2} [a^2 + a(4-\gamma-n) - n^2 + 2n - n\gamma + \gamma] - \frac{h^3}{b^2(1+a)^2}.$$

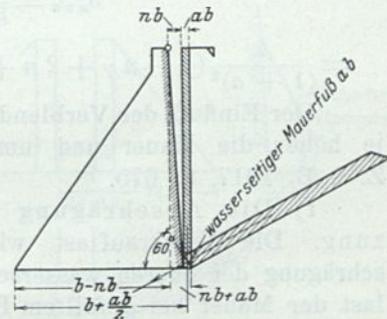


Abb. 34. Der Einfluß einer wasserseitigen Verbreiterung des Mauerfußes um  $a b$ .

Ein wasserseitiger Grundmuerabsatz erhöht die luftseitige Kantenpressung bei leerem und vermindert sie bei vollem Becken. Er vermindert umgekehrt die wasserseitige Kantenpressung bei leerem und vermehrt sie bei vollem Becken. Die aus wirtschaftlichen Gründen steile Wasserseite und die gewaltige Mauerlast werden mit einem

<sup>1)</sup>  $a =$  Bruchteil von  $b$ .

sehr geringen Aufwand an Mauerwerk und Aushub allmählich auf den Baugrund herabgeführt. Ferner wird die in ihrer senkrechten Teilkraft bei vollem Becken günstig wirkende hohe Wasserlast (Abb. 34) durch die Abschrägung des Mauerfußes — zweckmäßig etwa  $60^\circ$  — beinahe, ohne das Bauwerk zu berühren und den Scherwiderstand der Gründungsfuge in Anspruch zu nehmen, unmittelbar auf den Baugrund übertragen.

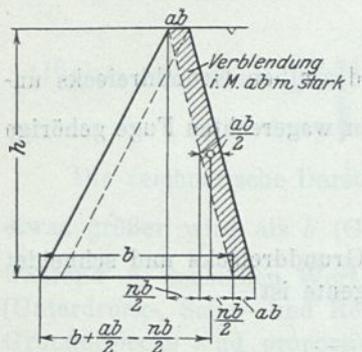


Abb. 35. Der Einfluß einer Verblendung des Grunddreiecks, luft- oder wasserseitig, von der Stärke  $ab$ .

Die rechnermäßige Änderung der Kantenpressungen ist am größten bei leerem Becken und ergibt z. B. für eine Mauer  $h = 60$  m bei einer Ausladung  $ab = 1,0$  m als höchsten Einfluß nur eine Verminderung von  $\sigma_{xv}^u$  von  $10,23$  t/m<sup>2</sup> (vgl. das Beispiel in der Z. f. B. 1917, S. 674).

e) Der Einfluß einer Verblendung des Grunddreiecks luft- oder wasserseitig von der Stärke  $ab$ : Trapezquerschnitt. Der Mauerquerschnitt bleibt in beiden Fällen derselbe, die Gleichgewichtsbedingungen sollen für eine wasserseitige Vorlage (Verblendung) aufgestellt werden (Abb. 35).

Vgl. die Herleitung zu 9d. Leeres Becken:

$$\sigma_{xla}^u = \frac{2}{b^2(1+a)^2} [2 P_l b (1+a) - 3 \Sigma M_l] = \frac{h \gamma}{(1+a)^2} (a^2 + n + 3 n a)$$

$$\sigma_{xla}^i = \frac{2}{b^2(1+a)^2} [3 \Sigma M_l - P_l b (1+a)] = \frac{h \gamma}{(1+a)^2} (1 + a^2 + 3 a - 3 n a - n).$$

Gefülltes Becken:

$$\begin{aligned} \sigma_{xva}^u &= \frac{2}{b^2(1+a)^2} [2 P_v b (1+a) - 3 \Sigma M_v] \\ &= \frac{h^3}{b^2(1+a)^2} + \frac{h}{(1+a)^2} (a^2 \gamma - a n + 3 a n \gamma + n^2 - n + n \gamma), \\ \sigma_{xva}^i &= \frac{2}{b^2(1+a)^2} [3 \Sigma M_v - P_v b (1+a)] \\ &= \frac{h}{(1+a)^2} (\gamma - n \gamma + 2 n + 2 n a - n^2 + 3 a \gamma - 3 n a \gamma + a^2 \gamma) - \frac{h^3}{b^2(1+a)^2}. \end{aligned}$$

Der Einfluß der Verblendung ist günstig, aber verschwindend und um so kleiner, je höher die Mauer und um so schwächer die Verblendungsstärke  $ab$ . Beispiel Z. f. B. 1917, S. 675.

f) Die Abschrägung der oberen wasserseitigen Querschnittsbegrenzung. Die Wasserauflast, wie sie bei den Intzeschen Querschnitten durch eine Abschrägung der oberen wasserseitigen Querschnittsbegrenzung auftritt, erhöht die Gesamtlast der Mauer bei gefülltem Becken. Die luftseitige Verschiebung des Kronendreiecks hat einen geringen Mehraufwand an Mauerwerk und eine Erhöhung der luftseitigen Pressungen zur Folge. Die Entlastung der Wasserseite bei leerem Becken und die Vermehrung der Gesamtlast daselbst bei gefülltem Becken sind günstig. Ebenso wird ein Eisdruck bei steigendem Spiegel verhindert. Im ganzen lohnt der unbedeutende Einfluß der Abschrägung, namentlich bei größeren Mauerhöhen, die vermehrten Kosten und die Unbequemlichkeiten der Gestängeführung und Bedienung nicht. Z. f. B. 1917, S. 676.

g) Die Verstärkung des Mauerquerschnitts mit Rücksicht auf eine wagerechte Durchbrechung (Entnahmekanal, Unterspülung der Gründungsfuge). Wird der Zusammenhang der Mauer in einer wagerechten Öffnung von  $2 \cdot r$  m

Breite auf die Länge der Querschnittsbreite  $b$  aufgehoben, so muß die über dieser Grundfläche ruhende Mauer- und Wasserlast von den in der Längsrichtung angrenzenden Mauerteilen aufgenommen werden. Die Übertragung ist eine äußerst verwickelte.

In bezug auf die wagerechte Wasserlast wird in den oberen Teilen der Mauer eine nach unten zunehmende, schiefe Gewölbe- oder Trägerwirkung eintreten. Weder die Tiefenerstreckung in den Mauerquerschnitt hinein noch die Erstreckung in der Mauerlänge ist mit einiger Sicherheit festzustellen.

Ähnlich beruht die Übertragung der senkrechten Last auf Auskrägung, Gewölbe- und Trägerwirkung.

Nicht ganz unwahrscheinlich ist es, daß die Übertragung in einem gewissen Zusammenhang mit der Lichtweite  $2r$  der Öffnung und der Stau- und Mauerhöhe  $h$  steht. Macht man die vereinfachende Annahme (Abb. 36 u. 36a), daß sich Wasserlast und das Mauergerüst des Zwischenstücks  $2r$  beiderseits auf eine Mauerlänge  $h$ <sup>1)</sup> gleichmäßig verteilt, so ist es dasselbe, als ob das Raumgewicht des

Mauerwerks auf die Länge  $h$  auf  $\gamma \left(1 + \frac{r}{h}\right)$  erhöht würde, ebenso das Raumgewicht des Wassers auf  $1 \left(1 + \frac{r}{h}\right)$ . Da sämtliche Mauergerüste und Wasserlasten mit dem Wert  $\beta = 1 + \frac{r}{h}$  zu multiplizieren sind (Gl. 11 bis 14), so wachsen auch die Pressungen um das  $\beta$ fache.

Waren bisher die Kantenpressungen  $\sigma_{xv}^u = \sigma_{xl}^u = \alpha h$  zugelassen, so erhält man nun  $\sigma_{xv}^u \beta = \sigma_{xl}^u \beta = \alpha h$ .

Sollen die Pressungen die ursprünglichen bleiben, so ist ein entsprechend verkleinertes  $\alpha$  zu wählen, also zu setzen statt  $\alpha$ :  $\alpha_r = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{\alpha}{1 + \frac{r}{h}}$ .

Der verstärkte Querschnitt ist beiderseits der Öffnung auf die Mauerlänge  $h$  durchzuführen.

Die Verstärkung erweist sich nur wasserseitig als notwendig und gewährt zugleich einen reichlichen Überschuß  $m h$  an Kantenpressung, bei vollem Becken wasserseitig  $\sigma_{xv}^u$ .

Eine Einschränkung der Mauerlänge zu verstärkenden Querschnitts ergibt sich, indem man die Übertragungsstrecke  $h$  und damit auch  $\alpha$  kleiner wählt. Ist z. B.

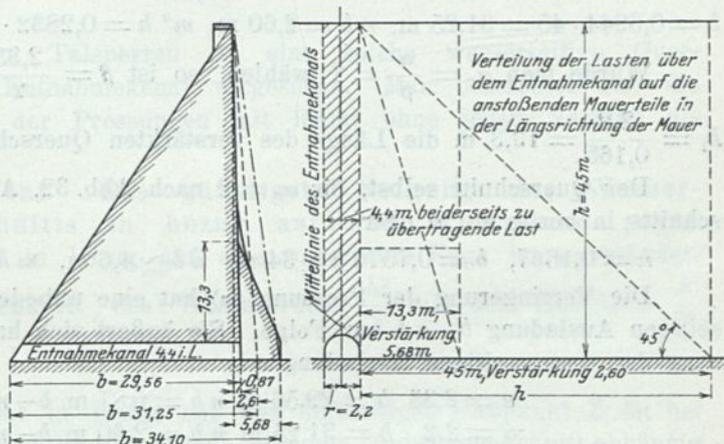


Abb. 36. Die Übertragung der senkrechten Last oberhalb einer wagerechten Mauerdurchbrechung (Entnahmekanal, Unterstülpung) in der Längserstreckung der Mauer.

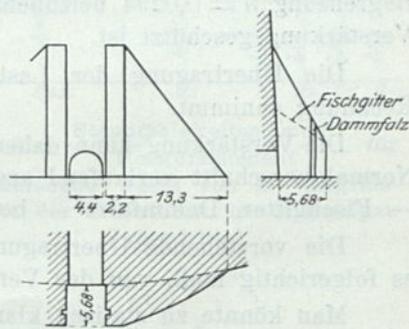


Abb. 36a. Verstärkung der wasserseitigen Mündung eines Entnahmekanals.

<sup>1)</sup> Also auf eine Länge = der Mauerhöhe.

(Edersperre) die Lichtöffnung des Entnahmekanals 4,4 m,  $r = 2,2$  die Stau- und Mauerhöhe  $h \simeq 45$  m,  $\gamma = 2,4$ ,  $m = \frac{1}{10}$ ,  $\sigma'_{xv} = \sigma'_{xi} = \alpha h = 2,33 h = \text{rd. } 105 \text{ t/m}^2$ , so ist nach Abb. 32  $n = 0,0294$ ,  $b = 0,6612 \cdot 45 = 29,56$  m,  $nb \simeq 0,87$  m,  $\beta = 1 + \frac{2,2}{45} \simeq 1,05$ .

$\alpha$  muß ermäßigt werden auf  $\alpha_r = \frac{\alpha}{1,05} \simeq 2,2$ . Nach Abb. 32 ist dafür  $n = 0,0833$ ,  $b = 0,6944 \cdot 45 = 31,25$  m,  $nb = 2,60$  m,  $m'' h = 0,2832 \cdot 31,25 = 8,84 \text{ t/m}^2$ .

Würde man  $\alpha_r = \frac{\alpha}{\beta} = 2$  wählen, so ist  $\beta = \frac{2,33}{2} = 1,165 = 1 + \frac{2,2}{h_1}$  und  $h_1 = \frac{2,2}{0,165} = 13,3$  m die Länge des verstärkten Querschnitts beiderseits der Öffnung.

Der Querschnitt selbst, für  $\alpha_r = 2$  nach Abb. 32, Abmessungen des Dreieckquerschnitts in bezug auf  $\alpha$  oder  $m$

$$n = 0,1667, \quad b = 0,7576 h \simeq 34 \text{ m}, \quad nb \simeq 4,6 \text{ m}, \quad mh = 0,5667 h \simeq 25,5 \text{ t/m}^2.$$

Die Verringerung der Pressung ( $\alpha$ ) hat eine unbedeutende Verringerung der luftseitigen Ausladung  $b - nb$  zur Folge. Sie äußert sich hauptsächlich in einer Vermehrung der wasserseitigen Ausladung  $nb$ .

$$\alpha = 2,33 \quad b = 29,56 \text{ m} \quad nb = 0,87 \text{ m} \quad b - nb = 28,69 \text{ m}$$

$$\alpha = 2,2 \quad b = 31,25 \text{ m} \quad nb = 2,60 \text{ m} \quad b - nb = 28,65 \text{ m}$$

$$\alpha = 2,0 \quad b = 34,10 \text{ m} \quad nb = 5,68 \text{ m} \quad b - nb = 28,42 \text{ m}.$$

Man kann daher luftseitig die ursprüngliche Querschnittsbegrenzung beibehalten und die Verstärkung nur wasserseitig legen. Für  $\alpha = 2,2$ ;  $2h = 90$  m bliebe bei zwei Entnahmekanälen von der Mauerlänge des ursprünglichen Querschnitts nicht viel übrig. Statisch und wirtschaftlich ist die größere Verstärkung auf die geringere Länge  $2 \cdot 13,3 = 26,6$  m vorzuziehen: Mauerinhalt nur  $26,6 \cdot 5,68 \cdot \frac{h}{2} = 75,8 h \text{ m}^3$  gegen  $2,6 \cdot 70 \cdot \frac{h}{2} = 91 h \text{ m}^3$ . In beiden Fällen ist über dem Entnahmekanal wasserseitig die ursprüngliche Begrenzung  $n = 0,0294$  beizubehalten, so daß seine Einmündung von der vorspringenden Verstärkung geschützt ist.

Die Übertragung der Last wird durch die Mauerpfropfen<sup>1)</sup> günstiger, als die Rechnung annimmt.

Die Verstärkung kann daher sowohl im Grundriß als auch der Höhe nach in den Normalquerschnitt verlaufend angeordnet und zum Schutz der Entnahmekanalmündung — Fischgitter, Dammfalze — benutzt werden (Abb. 36 a).

Die vorstehende Übertragung geht, wie die ganze Schwerkraftmauer-Berechnung es folgerichtig muß, von der Verteilung der Massen aus.

Man könnte zu statisch klareren Beziehungen kommen, wenn man das Mauerstück oberhalb des Entnahmekanals wegläßt, einen durchgehenden Schlitz anordnet und die Wasserlast durch eine Trägerkonstruktion auf die angrenzenden Querschnitte als Auflager überträgt. Bei längeren Mauern ohne Gewölbewirkung ist die Vereinigung der Entnahmestollen mit den Ausdehnungsschlitzten nicht ohne Vorteil (vergl. Abb. 71).

Die Überschlagsberechnung zeigt übrigens auch, wie schnell, ganz abgesehen von den Scher- und Biegungsspannungen, die senkrechten Pressungen in den Nachbarquerschnitten unterspülter Mauerlängen wachsen.

<sup>1)</sup> Allenfalls auch durch den „Auftrieb“.

Es würden also — wenn überhaupt — die Pressungen der Nachbarquerschnitte der unterspülten Mauerlänge und nicht die der unterspülten Querschnitte selbst maßgebend sein.

Bei gleichmäßiger Verteilung wird  $\beta = 1 + \frac{\gamma}{h_1}$  sich verdoppeln, sobald die Unterspülungsbreite = Übertragungsbreite  $h_1$ . Tatsächlich ist aber der Auflagerdruck an der seitlichen Begrenzung der Unterspülungsfläche oder des Entnahmekanals vermutlich größer.

An wenigen ausgeführten Talsperren ist eine solche wasserseitige Querschnittverstärkung beiderseits Entnahmekanal vorgesehen. Man betrachtet also die hier eintretenden Erhöhungen der Pressungen mit Recht ohne jeden Nachteil als zulässig.

h) Das Umsturzmoment. Die günstigste Neigung der Wasserseite des Dreieckquerschnitts in bezug auf den Widerstand gegen Kanten. Das Umsturzmoment in bezug auf eine wagerechte Fuge ist unveränderlich = der wagerechten Seitenkraft des Wasserdrucks  $\frac{h^2}{2}$  mal dem Hebelarm  $\frac{h}{3} = \frac{h^3}{6} = M_u$ .

Das Standfestigkeitsmoment in bezug auf den luftseitigen Fußpunkt  $L$  ist bei gegebener Fugenbreite  $b$  und dem Raumgewicht  $\gamma$  in einem Dreieckquerschnitt abhängig von der Neigung der Wasserseite (vgl. Abb. 24).

$$M_s = \frac{\gamma b^2 h (2-n)}{6} + \frac{n b^2 h (3-n)}{6} = \frac{b^2 h}{6} [\gamma (2-n) + n (3-n)]$$

Der größte Wert von  $M_s$  findet sich für

$$\frac{d M_s}{d n} = 0$$

$$n = \frac{3-\gamma}{2} = 1 - \frac{\alpha}{\gamma} \text{ oder } \alpha = \frac{\gamma}{2} (\gamma - 1)$$

$$\gamma = 2,4 \quad n = 0,3 \quad \alpha = 1,68$$

$$\gamma = 2,3 \quad n = 0,35 \quad \alpha = 1,5$$

$$\gamma = 2,2 \quad n = 0,4 \quad \alpha = 1,32.$$

Für  $r_v = \frac{b}{3}$ ; Mauer hinterstaut; Angriffspunkt der Schlußkraft im luftseitigen Fugendrittel ist nach Gl. 5:

$$\frac{b}{3} = \frac{\frac{b^2}{3} [\gamma (2-n) + (3-n)] - \frac{h^2}{3}}{b (\gamma + n)}$$

$$b^2 = \frac{h^2}{\gamma (1-n) + n (2-n)}$$

Bildet man das Verhältnis:  $\frac{\text{Standfähigkeitsmoment}}{\text{Umsturzmoment}} = \frac{M_s}{M_u}$  für den Fall  $r_v = \frac{b}{3}$  und setzt diesen Wert für  $b^2$  ein, so erhält man

$$\frac{M_s}{M_u} = \frac{\gamma (2-n) + n (3-n)}{\gamma (1-n) + n (2-n)} = \frac{4,85}{2,35} = 2,064 \text{ für } n = 0,1.$$

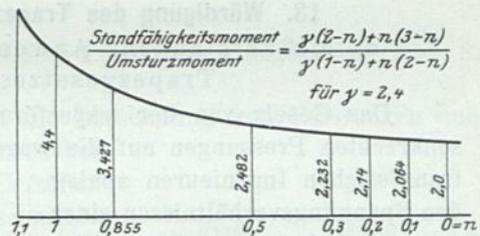


Abb. 37.  $\frac{\text{Standfähigkeitsmoment}}{\text{Umsturzmoment}}$  für verschiedene Werte von  $n$ . Angriffspunkt der Schlußkraft im luftseitigen Fugendrittel.

<sup>1)</sup>  $b$  ist hier nicht mehr konstant, sondern von  $n$  in der Weise abhängig, daß  $R$  durch den luftseitigen Drittpunkt geht.

Für  $\gamma = 2,4$  wird (Abb. 37) dies Verhältnis:

2	für $n = 0$	$M_s = 4,8 \cdot \frac{b^2 h^1}{6}$	$b^2 = \frac{h^2}{2,4}$
2,064	" $n = 0,1$	$M_s = 4,85 \cdot \frac{b^2 h}{6}$ ,	
2,14	" $n = 0,2$	$M_s = 4,88 \cdot \frac{b^2 h}{6}$ ,	
2,233	" $n = 0,3$	$M_s = 4,89 \cdot \frac{b^2 h}{6}$	$b^2 = \frac{h^2}{2,19}$
2,4817	" $n = 0,5$	$M_s = 4,85 \cdot \frac{b^2 h}{6}$	$b^2 = \frac{h^2}{1,95}$
3,427	" $n = 0,855$	$M_s = 4,68 \cdot \frac{b^2 h}{6}$ ,	
4,4	" $n = 1$	$M_s = 4,4 \cdot \frac{b^2 h}{6}$	$b^2 = h^2$

Das Standfähigkeitsmoment ist also für die äußerste Lage der Schlußkraft (im luftseitigen Drittel) und jeden vorkommenden Wert von  $n$  zwischen 0 und 1 doppelt oder über doppelt so groß als das Umsturzmoment. Es braucht daher nicht berücksichtigt zu werden, solange  $R$  im mittleren Drittel bleibt (vgl. Abb. 37).

Die Lage des luftseitigen Drehpunktes  $L$  ist für einen schräg auslaufenden Mauerquerschnitt unsicher. Eine im Grundriß gewölbte oder geknickte Mauerform, auch Strebepfeiler schieben die Umsturzdrehachse über den luftseitigen Fußpunkt hinaus und vergrößern den Hebelarm des Standfähigkeitsmomentes.

### 13. Würdigung des Trapezgesetzes.

#### a) Mißverständene Anwendungen des Trapezgesetzes.

Das Gesetz von der trapezförmigen Verteilung der senkrechten Pressungen auf die wagerechte Fuge ist von französischen Ingenieuren analog den Spannungsverhältnissen einer exzentrisch belasteten Säule (Zurückführung der Belastung auf eine zentrische Einzelkraft und ein Biegemoment nach Navier, vgl. Abb. 25) zuerst für die Berechnung von Sperrmauerquerschnitten angewandt. Es dient diesem Zwecke noch heute in der ganzen Welt. Den deutschen Ingenieuren ist es hauptsächlich durch Fecht und Intze übermittelt. Daß es nötig ist, sich über die Grenzen seiner Bedeutung klar zu werden, zeigen folgende Beispiele:

α) Die technisch und wirtschaftlich unzureichenden Querschnitte von Rankine, Sazilly, Delocre u. a. (Abb. 38 bis 43).

β) Nicht viel besser sind die kleinlichen, auf Grund der „Drucklinie“ vorgenommenen luftseitigen Aushöhlungen und wasserseitig ein- oder aus-

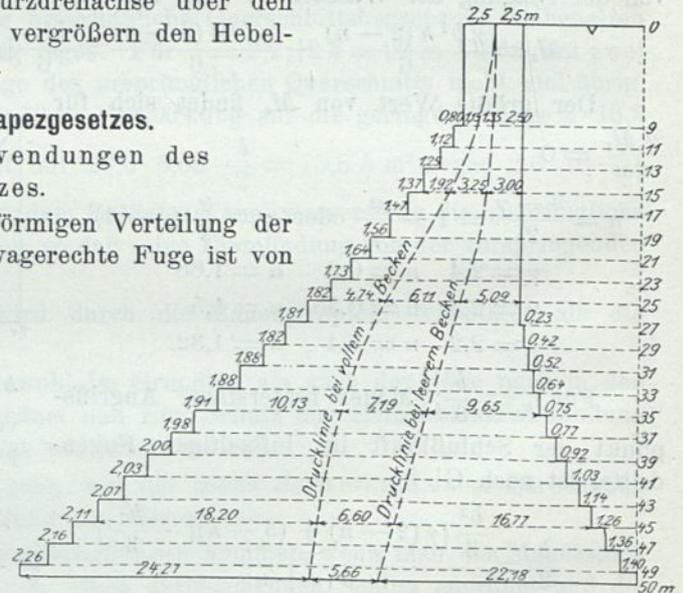


Abb. 38. Querschnitt nach Sazilly.

springenden Dossierungen einiger neuerer Querschnitte, die nahe der Krone an Mauer-  
masse sparen.

γ) Bei einer großen Anzahl Pfeilersperren hat man, den Blick auf die trapez-  
förmige Verteilung der Pressungen gerichtet, übersehen, daß eine nahezu senkrecht

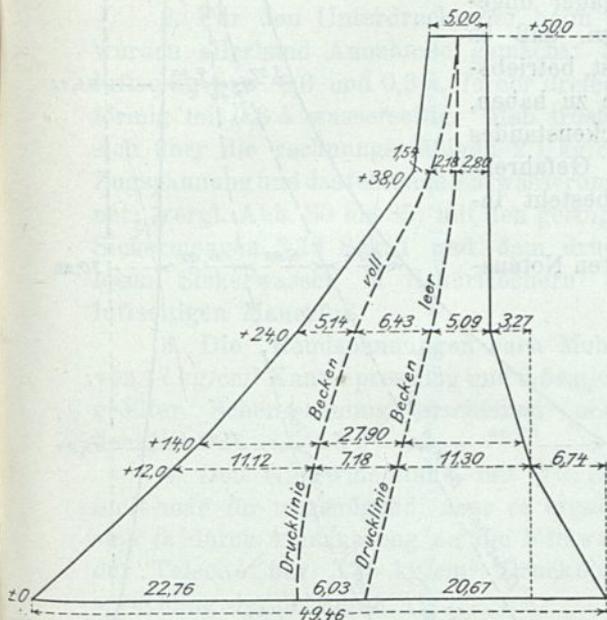


Abb. 39. Querschnitt nach Delocre.  
Fehler: Scharfe Knicke, spitze Ausladung.

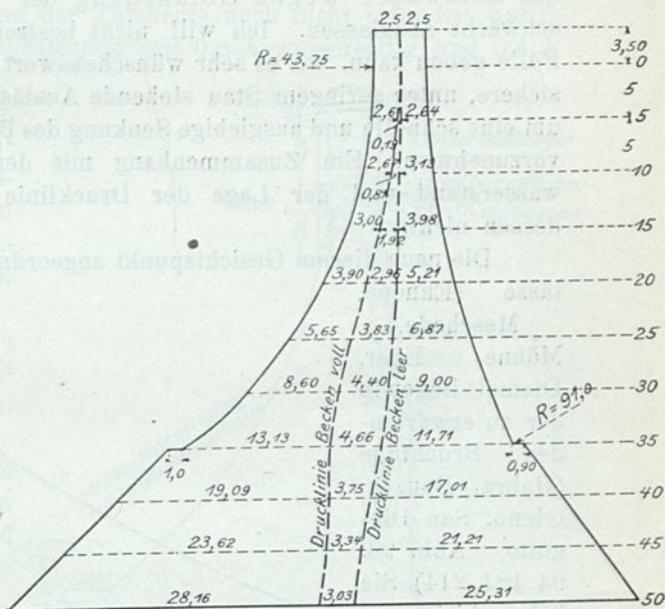


Abb. 40. Querschnitt nach Krantz.

begrenzte Luftseite Biegungsspannungen in den oberen Pfeilerteilen begünstigt (Abb. 2,  
14, 86, 181, 214).

δ) Als eine mißbräuchliche Anwendung ist die Berechnung von Felsrücken und  
Erddämmen mit Hilfe des Trapezgesetzes anzusehen (Mattern, Hdb. d. I. S. 170, Berechnung des Urftüber-  
falls, und derselbe, Berechnung von Dammquerschnitten, Z. d. V. d. I. 1918).

ε) Ferner die Belastung der Ennepemauer mit einer  
10 m hohen Aufmauerung (Abb. 44), um gelegentlich einer  
Erhöhung des Staues um 2,5 m rechnermäßige Zug-  
spannungen auszuschließen. Stauhöhe und Mauerhöhe  
müssen im richtigen Verhältnis zueinander stehen.

ζ) Hierher gehört der Begriff des „Gefahrenwasser-  
standes“. Er sollte umgekehrt „Sicherheitswasserstand“  
genannt werden. Er wird dadurch gekennzeichnet, daß  
„die Drucklinie“ durch die Mitte der wagerechten Grün-  
dungsfuge des Mauerquerschnitts geht, also rechnerisch  
eine zentrische, gleichmäßige Belastung hervorbringt.  
Falls die Druckverteilung nicht, wie zu vermuten, ganz  
anders erfolgt, könnte man den „Gefahrenwasserstand“  
als den günstigsten Belastungsfall ansehen. Für die Standfähigkeit der Mauer hat  
er nicht die mindeste Bedeutung. Vorrichtungen zu schaffen, um die größte bekannte

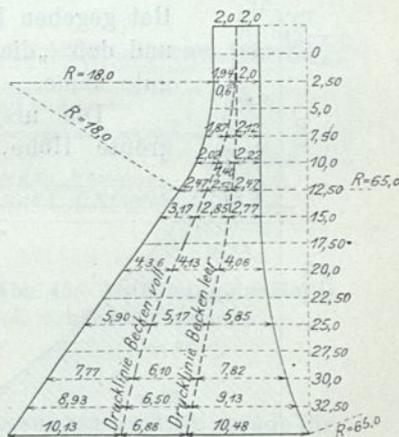


Abb. 41.  
Querschnitt nach Harlacher

Zuflußmenge vom Becken ohne Überschreitung des Gefahrenwasserstandes abzuführen, hat keinen Sinn. Es hat sich bisher m. W. noch nie als notwendig erwiesen und es entspricht nicht dem Zwecke des Ausgleichbehälters, das Hochwasser wegen Gefährdung der Mauer ungeschwächt abzulassen. Ich will nicht bestreiten, daß es Fälle geben kann, wo es sehr wünschenswert ist, betriebs-sichere, unter geringem Stau stehende Auslässe zu haben, um eine schnelle und ausgiebige Senkung des Beckenstandes vorzunehmen. Ein Zusammenhang mit dem Gefahrenwasserstand und der Lage der Drucklinie besteht in-dessen nicht.

Die nach diesem Gesichtspunkt angeordneten Notaus-lässe (Ennepe, Meschede, Möhne, Eder, Diemel) liegen in der zu erwartenden Bruchfuge (Habra, Bouzey, Gleno, San Die-guito, Abb. 93, 94. 181, 214). Sie haben bisher zu Unglücksfällen nicht geführt.

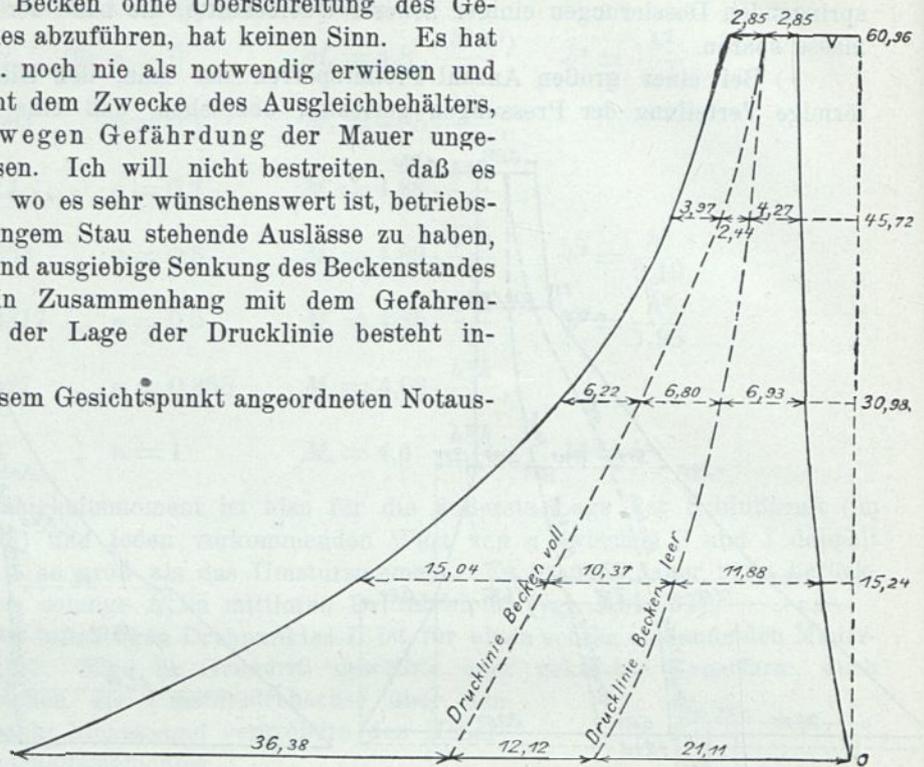


Abb. 42. Querschnitt nach Rankine.

η) Wie man sich das Trapezgesetz zurecht macht, wenn man es gelegentlich einer Aufhöhung umgehen will, zeigt die Erörterung über Erhöhung der Überfallkrone der Nordhäuser Sperre um 3,5 m, Z. d. V. d. L. 1923, S. 613. Herr Mattern macht daselbst dreimal in elf Zeilen darauf aufmerksam, daß er den Nordhäusern den Rat gegeben hat, die Sperre nicht um 3,3 sondern um 3,5 m aufzuhöhen, und daß „die Schwere dieses vollen Ausbaues“ der Standsicherheit zu gute käme.

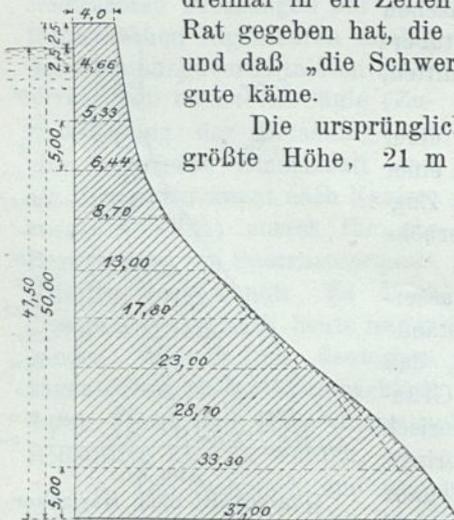


Abb. 43. Normalquerschnitt nach Guillemain.

Die ursprüngliche Mauer 1904 bis 1906 erbaut, hatte 23,2 m größte Höhe, 21 m Basis und 4 m Kronenbreite, 120,5 m Länge, 125 m Krümmungshalbmesser und 770 000 m<sup>3</sup> Stauinhalt für die Trinkwasserversorgung von Nordhausen.

Daß eine Aufhöhung der Mauer bei dem viel zu kleinen Becken — 5,7 km<sup>2</sup> Niederschlags-gebiet, 3 Mill. m<sup>3</sup> Jahreszufluß — notwendig werden würde, war vorauszusehen. Dieselbe ist durch den Kronenüberlauf, 11 Öffnungen zu 5.0 m zwischen überbrückten Pfeilern, konstruktiv und die knappe Bemessung des Mauerquerschnitts rechnerisch erschwert.

Man hat nun bei einer Erhöhung durch eine bewehrte, verankerte Betonkappe in gleicher



## b) Die Lage der Schlußkräfte.

Der Sperrmauerquerschnitt kann ohne weiteres als die Druckfigur für die wagerechte Fuge unter seinem Eigengewicht aufgefaßt werden. Der Druck der einzelnen senkrechten Querschnittstreifen hebt sich mit dem Gegendruck der Auflagerflächen nach Lage, Größe und Richtung auf. Dies stimmt auch mit den nach dem Trapezgesetz ermittelten Auflagerpressungen annähernd überein. (Vgl. Abb. 51, unterste Figur. Bautechnik 1923, S. 468, Abb. 8. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.)

Durch Hinzutritt des Wasserdrucks wird dieser Gleichgewichtszustand dahin gestört, daß die Wasserseite der wagerechten Fuge infolge Verschiebung des Angriffspunktes der senkrechten Lasten entlastet wird. Die der Wasserseite abgenommene

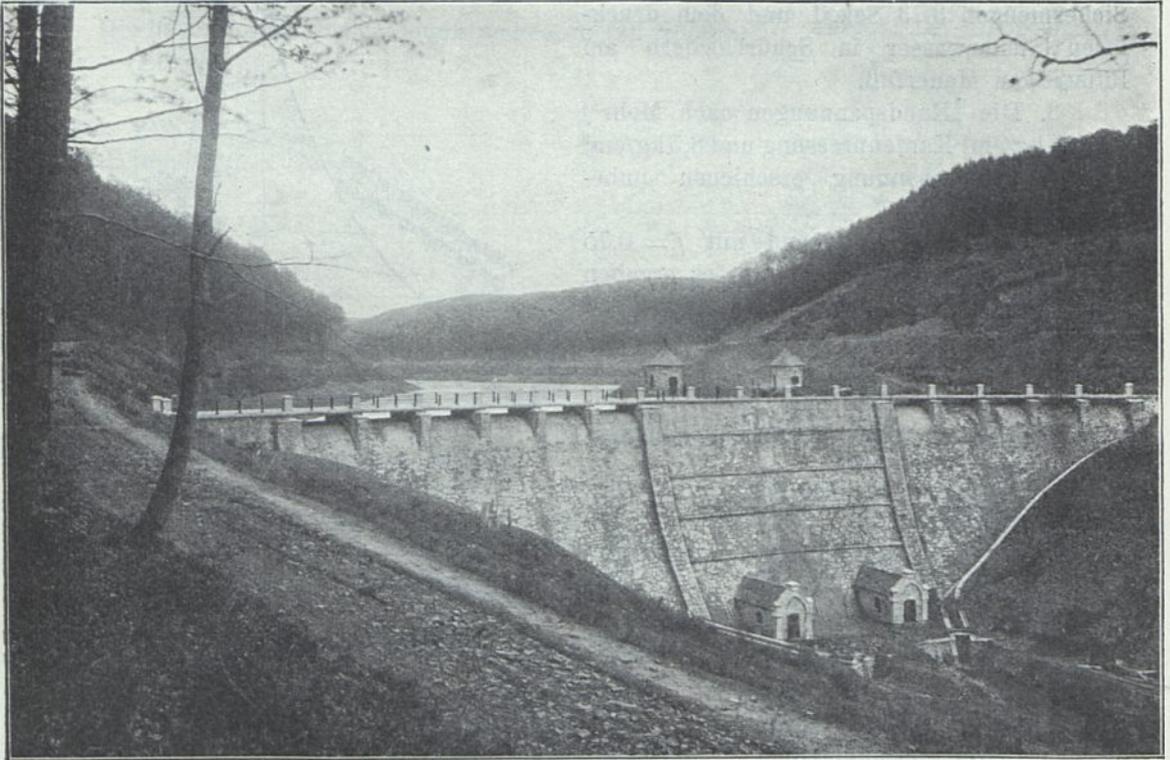


Abb. 46. Ansicht der Nordhäuser Talsperre vor der Aufhöhung.

Last verstärkt, ohne daß die Gesamtgröße  $\Sigma P$ , abgesehen von der Wasserauflast, sich ändert, die Belastung eines luftseitigen Teils der wagerechten Fuge.

Die Gewichte und Auflagerwiderstände der senkrechten Streifen fallen nun nicht mehr in eine Senkrechte und halten sich auch nicht mehr das Gleichgewicht, sondern zur Herstellung des letzteren muß die aufwärtsgerichtete Scherkraft der senkrechten Fuge treten.

Während die Gewichte mit Ausnahme der Auflast gewissermaßen innere Kräfte darstellen, die an Ort und Stelle wirken, ist der Wasserdruck eine äußere Kraft, die sich durch den zur Übertragung sehr wenig geeigneten starren Mauerkörper fortpflanzen muß. Durch den letzten Endes vom Baugrund geleisteten Widerstand vermindert sich nicht nur die weiter übertragene Kraft, sondern sie wird auch durch die hinzutretenden

Lasten immer tiefer und steiler in den Baugrund hinabgedrückt. Daher ist anzunehmen, daß auch ein Teil des Wasserdrucks unmittelbar übertragen wird und nicht ausschließlich durch die Scherkräfte der wagerechten Fuge.

Wie der angreifende Wasserdruck  $W$  im Mauerquerschnitt vom Gewicht  $G$  ausklingt und — wenn bei einem solchen Verhältnis von  $W$  und  $G$  noch von Biegungsspannungen die Rede sein kann — vom Baugrund aufgenommen wird, veranschaulicht Abb. 47.

Man kann schon aus den nicht bis ins unendliche übertragenen Widerständen schließen, daß auch die Lage der sie erzeugenden Schlußkraft eine andere sein muß, daß man nicht schematisch für jede Mauerstärke die Angriffskraft aus Mauergericht und Wasserdruck konstruieren kann. Vgl. Bautechnik 1923, S. 467. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Z. f. B. 1917, S. 680 u. f.

Das Bauwerk ist lediglich ein Übertragungskörper der Drücke der Mauer und Wasserlast auf den Baugrund. Die Kragträgerwirkung des oberen Teils (Abb. 2) und die Biegungsspannungen, welche sich auch in den abgestrebten unteren Teil fortsetzen, hören sofort auf, wenn man auch den oberen Teil abstrebt, d. h. die Last durch Druckkörper auf den Baugrund überträgt.

Baut man den Streben luftseitig noch weitere vor, so werden diese für die Übertragung wagerechter Lasten nicht mehr in Anspruch genommen; der luftseitige Teil des Bauwerks scheidet allmählich für die Wasserdruckübertragung aus. Daher trifft die übliche Ermittlung der Schlußkräfte und Kantenpressungen um so weniger zu, je stärker die Mauer ist.

Die Schwerkraftmauer erstickt, vielleicht mit Ausnahme der allerobersten Teile, durch Eigengewicht und Querschnittsform die Möglichkeit des Auftretens von Biegungen und Biegungsspannungen.

Der oberhalb einer wagerechten Fuge angreifende Wasserdruck setzt sich nicht nur mit dem Mauergericht oberhalb derselben, sondern auch mit darunterliegenden Mauergerichten zusammen. Insofern gibt die Zusammensetzung wagerechter Wasserdrücke und Mauerlamellen ein falsches Bild der Drucklinie. Der auf der Beckenseite einer von zwei wagerechten Fugen begrenzten Mauerlamelle angreifende Wasserdruck wirkt auf einen ganz andersartig umrissenen Körper, als Abb. 20 u. 22 zeigen.

Anschaulicher mit derselben Schlußkraft für die wagerechte Fuge, aber ebenfalls in bezug auf Lage und Größe der Schlußkraft nicht zutreffend, ist die Zusammensetzung des Wasserdrucks mit senkrechten Mauerlamellen (Abb. 51).

Mohr macht in der Abh. VIII, S. 193 seiner Technischen Mechanik, 2. Aufl., Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, die Voraussetzung, daß die Spannung im Sperrmauerkörper sich stetig ändere, und die weitere unausgesprochene, daß sich der ganze Körper, unabhängig von seinen Abmessungen, an jeder Stelle nach demselben Trapezgesetz an dem Widerstand gegen die angreifende Kraft beteilige.

Beide Voraussetzungen treffen nur da einigermaßen zu, wo der starre Mauerkörper seiner Form nach eine elastische Biegung hergibt. Nur da ist die Heranziehung der Randspannungen zulässig, sei es daß man von den Trapezpressungen der wagerechten Fuge (vgl. das Mohrsche Beispiel unter Berechnung der Vöhrenbachsperre) oder der

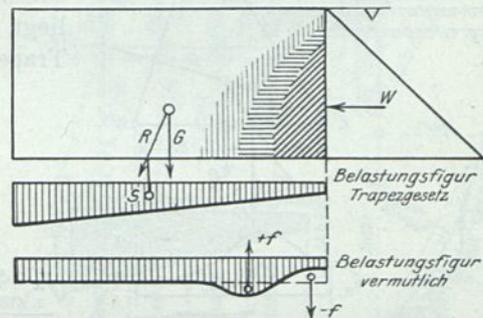


Abb. 47. Das Ausklingen des wagerechten Widerstandes einer Mauer.

ziemlich willkürlich angenommenen parabolischen Verteilung der Schubspannungen ausgeht. Daß man nur einen Teil des Querschnitts als Widerstand leistend ansehen kann, beweisen allerdings in umgekehrter Anordnung Abb. 28. Schlußkraft im luftseitigen Drittel, die Unterdruck- und die Schornsteinberechnungen.

c) Die senkrechten Pressungen der wagerechten Fuge.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich:

1. daß das Gesetz über die Verteilung der senkrechten Pressungen über die wagerechte Fuge mit der Querschnittstärke der Mauer und der Höhenlage der untersuchten Fuge über Gründungsfuge veränderlich ist.

2. Das Trapezgesetz — die geradlinige trapezförmige Verteilung der Pressungen (vgl. Abb. 24) — ist zwar zur Ermittlung einer Druckfigur, welche die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt (Trapezschwerpunkt) und rechnermäßige Kantenpressungen ergibt, sehr bequem, doch erfüllt jede Druckfigur gleichen Flächeninhalts, deren Schwerpunkt in der senkrechten Schlußkraft liegt, die Gleichgewichtsbedingungen ebenso wie das Trapez. Von einer Proportionalität der Deformationen und Pressungen mit dem Abstand von der neutralen Achse ist dann allerdings nicht mehr die Rede (Abb. 48).

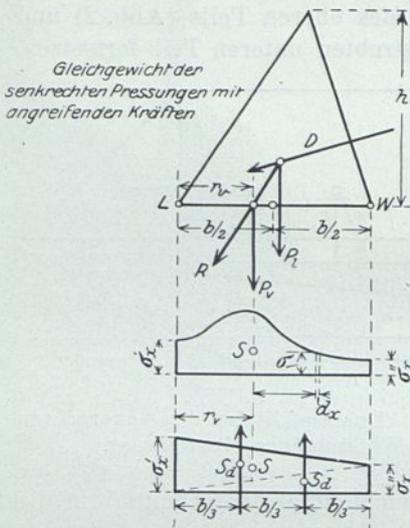


Abb. 48. Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen auch bei nicht trapezförmiger Verteilung der Pressungen.

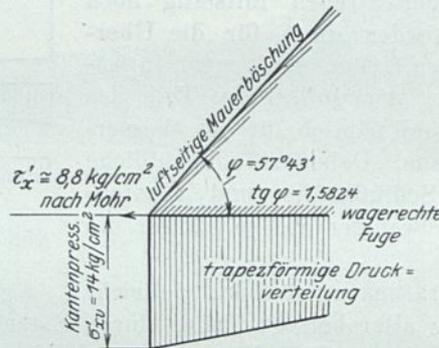


Abb. 49. Die Unmöglichkeit der Aufnahme größerer Beanspruchungen durch den spitz auslaufenden Mauerkörper.

3. Das Trapezgesetz enthält einen Widerspruch: Es ist möglich (nicht wahrscheinlich), daß eine zentrische Kraft  $P$ , durch

einen starren Körper auf eine starre Unterlage übertragen, denselben gleichmäßig  $\frac{P}{b}$  belastet. Dann ist es aber ausgeschlossen, daß sich die Biegungsspannungen in demselben Körper nach dem Elastizitätsgesetz geradlinig entsprechend dem Abstand von der neutralen Faser verteilen  $\frac{6 P \cdot c}{b^2}$  (vgl. Gl. 7 a bis 10 a).

4. Noch an keiner Sperrmauer sind am luftseitigen Fuß Zerstörungen beobachtet, wie sie bei Beanspruchung dieser Mauerspitze mit den größten rechnermäßigen Pressungen auftreten müßten (Abb. 49).

d) Die wagerechten Widerstände.

Während alle senkrechten Kräfte oberhalb der gedachten wagerechten Fuge auf diese übertragen werden müssen, wird durch die senkrechte Fuge nur ein Teil des oberhalb wagerechter Fuge angreifenden Wasserdrucks  $\frac{h^2}{2}$  aufgenommen. Der Zusammen-

hang mit dem Baugrund wirkt wie eine Fundamentverbreiterung. Die senkrechte Fuge und ihr Widerstand hört nicht oberhalb der wagerechten Fuge auf, wie schon vorher in anderen Worten gesagt (Abb. 50).

Daher treten die übermäßig großen errechneten Scherspannungen im Mauerwerk überhaupt nicht auf und in der Gründungsfuge und im Untergrund nur, wenn der Zusammenhang auf eine größere Fläche geschwächt oder aufgehoben ist.

Sähe man davon ab, daß ein räumliches Auflager und eine allmähliche Abschwächung der übertragenen Wasserdrücke, durch das Hinzutreten äußerer Auflagerwiderstände, entsteht, und nähme man an, daß die gesamten Widerstände gegen  $\frac{h^2}{2}$  auf die ganze Länge der wagerechten Fuge geleistet werden müßten, so bliebe noch die Frage der Verteilung derselben.

Die Aufgabe ist in Abb. 51 zu lösen versucht. Die senkrechten Auflagerwiderstände sind nach dem Trapezgesetz berechnet.

Man teilt das Drucktrapez in Streifen von gleicher Breite (vier in Abb. 51), trägt ihren Flächeninhalt als Einzelkräfte, in den Schwerpunkten der Streifen angreifend, von der Fuge  $L-W$  nach oben als Längen ab. Zieht man dann von einem beliebigen Punkte  $O$  auf der Schlußkraft  $R$  Strahlen durch die Fußpunkte dieser Einzelkräfte, so schneiden diese auf den durch die oberen Endpunkte gezogenen Wagerechten Strecken ab, deren Summe gleich der wagerechten Angriffskraft  $W$  ist. Die Strecken mit den

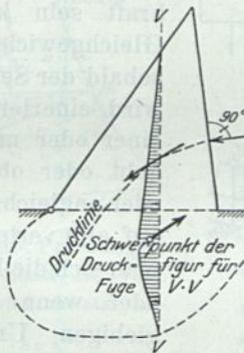


Abb. 50. Die wagerechten Widerstände der senkrechten Fuge werden nur zum Teil oberhalb Grundfuge aufgenommen (vgl. Abb. 70).

zugehörigen senkrechten Einzelkräften (Widerständen) zusammengesetzt, ergeben resultierende Widerstände (1, 2, 3, 4), deren Schlußkraft gleich und entgegengesetzt gerichtet mit der Angriffskraft  $R$  zusammenfällt.

Soviel Seilecke man also mit denselben Einzelkräften oder Widerständen von einem auf der Gesamtschlußkraft liegenden Pole aus zwischen den Punkten  $A$  und  $B$  konstruieren kann, soviel Möglichkeiten der Verteilung der wagerechten Widerstände (Scherkräfte) unter Wahrung der Gleichgewichtsbedingungen sind vorhanden (vergl. Abb. 65).

Rückt der Pol  $O$  ins Unendliche, so wird das Seileck zur Geraden  $AB$ , die Darstellung der Verteilung der wagerechten Widerstände (Scherkräfte) ebenfalls zur Geraden.

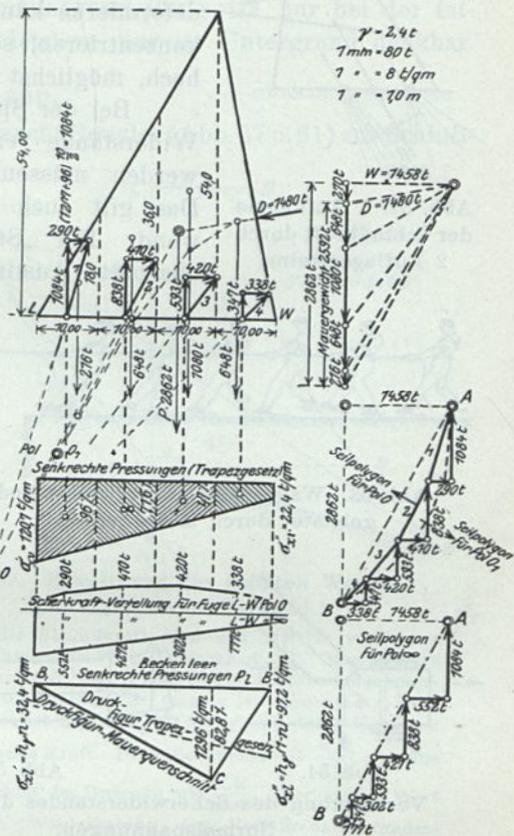


Abb. 51. Die Verteilung der wagerechten Widerstände in der wagerechten Fuge ist geknüpft an die Bedingung, daß sich die Teilschlußkräfte der senkrechten und wagerechten Widerstände in einem Punkte der Schlußkraft  $R$  schneiden (Pol).

Die so ermittelte Verteilung der Scherspannungen entspricht den Mohrschen Randbedingungen nicht. Meines Erachtens kann aber der ganze Körper, dessen Grenzen überdies nach unten und in der Längserstreckung der Mauer nicht fest liegen, sehr wohl im Gleichgewicht sein, ohne daß er im ganzen Querschnitt oder durch einen gesetzmäßigen Spannungszustand in seinem Innern beansprucht wird, vgl. Abb. 52.

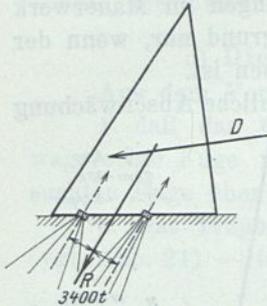


Abb. 52. Aufnahme der Schlußkraft durch 2 Auflagersteine.

Den höchsten Widerstand leistet ein Körper, der sich so deformieren kann, daß die Widerstände sich nicht an einer Stelle konzentrieren, sondern in allen Teilen gleichzeitig und gleich hoch, möglichst bis zur Elastizitätsgrenze auftreten.

Bei der Sperrmauer ist anzunehmen, daß die wasserseitigen Widerstände erst zum Teil durch Zerstörung überwunden werden müssen, ehe die luftseitigen in Wirksamkeit treten. Das gilt auch für den Widerstand der luftseitigen Baugrubenwand. Der „Stau“ des passiven Erddrucks ist tatsächlich beobachtet (Austin, Grosbois, Gorzente), aber erst nachdem die Mauer sich ausgebaucht hatte — also zu spät.



Abb. 53. Wagerechte Einzelwiderstände geleistet durch Menschenkraft.

Ein drastisches Bild höchster Modulationsfähigkeit für die Aufnahme eines Seilzugs konstanter Angriffskraft (die ebensogut Druckkraft sein könnte) gibt Abb. 53. Gleichgewichtszustand ist vorhanden, sobald der Seilzug voll aufgenommen wird, einerlei ob der Widerstand von einer oder mehreren Personen ausgeht oder ob er sich gleichmäßig oder ungleichmäßig, in seiner Summe auf alle verteilt. Er hört auf, wenn man sich die Leute gewichtslos denkt oder wenn sie auf einem nachgiebigen Untergrund oder einer glatten Fläche stehen oder wenn

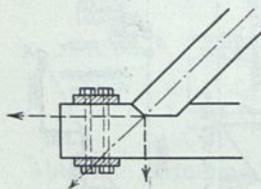


Abb. 54.

Verstärkung des Scherwiderstandes durch die Normalspannungen.

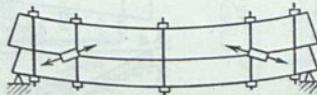


Abb. 55.

die Fläche, welche sie trägt, sich auf einer glatten Unterlage verschiebt.

Die Einzelwiderstände gehen durch die Füße jedes einzelnen Mannes in Größe und Richtung entsprechend dem von ihm geleisteten Widerstand auf den Baugrund. Die Lage und der Angriffspunkt der Schlußkraft sind nicht festzustellen.

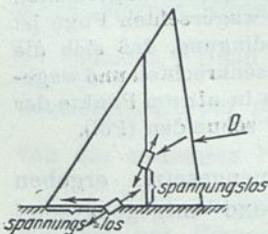


Abb. 56. Dübelwirkung der Steineinlagen.

Ähnlich wirkt eine Niet- oder Schraubbolzenverbindung. Doch führt hierbei die Überanstrengung der Einzelniete — Reibung, Abscherung, Lochleibungsdruck — zu einer annähernd gleichmäßigen Verteilung, ohne daß die Deformationen die Materialfestigkeit wesentlich vermindern, vgl. Z. f. B. 1917, S. 154 u. 155.

Daß das Gewicht, unter welchem alle Unebenheiten der Scherfläche erst erklommen, zermalmt oder abgeschert werden müssen, eine große Rolle spielt, zeigen obenstehende Abb. 52 bis 56.

Bei der Art der Verteilung des Gewichts und der Starrheit der Bauweise einer Sperrmauer ist es ferner klar, daß die der Angriffskraft benachbarten wasserseitigen Bauwerksteile den Hauptwiderstand leisten müssen und die luftseitigen nur insoweit, als derselbe überwunden ist.

Die Steine im Beton und Mauerwerk und die Unebenheiten der Baugrubensohle wirken wie Dübel und dürften in bezug auf die Übertragung der Scherspannungen durch Druck dieselbe Rolle spielen wie die Eiseneinlagen des bewehrten Betons, vgl. Abb. 56 u. 79a. Das Fehlen einer solchen Spannungsverteilung ist nur bei der tatsächlichen Bildung einer wagerechten Fuge und letztere nur im Untergrund denkbar.

e) Schräge Fugen.

Nach Dumas, Barrages-Réservoirs, S. 87, untersucht Bouvier (Abb. 57 u. 61) zur Schlußkraft  $R$  unter einem Winkel  $\alpha$  luftseitig ansteigende Fugenbreiten  $\frac{l}{\cos \alpha}$ , welche rechtwinklig zu  $R$  gerichtet sind, und erhält trotz der größeren Länge  $n'm$  (Druckfläche) infolge des mehr exzen-

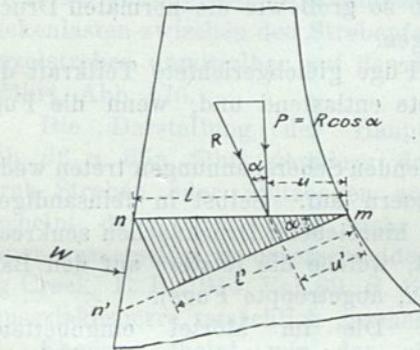


Abb. 57. Berechnung der Pressungen der schrägen Fuge nach Bouvier. Das schraffierte Dreieck wird nur als Übertragungskörper gerechnet.

$$\sigma' = \frac{2R}{l \cos \alpha} \left( 2 - \frac{3u}{l} \right)$$

$$\frac{u'}{l'} = \frac{u \cos \alpha}{l \cos \alpha} = \frac{u}{l}$$

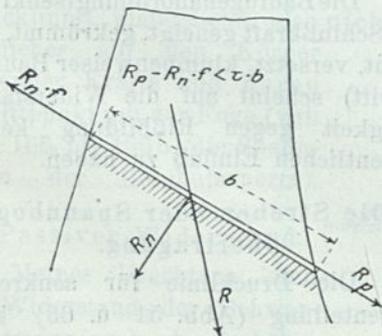


Abb. 58. Widerstände der schrägen Fuge nach Clavenad.

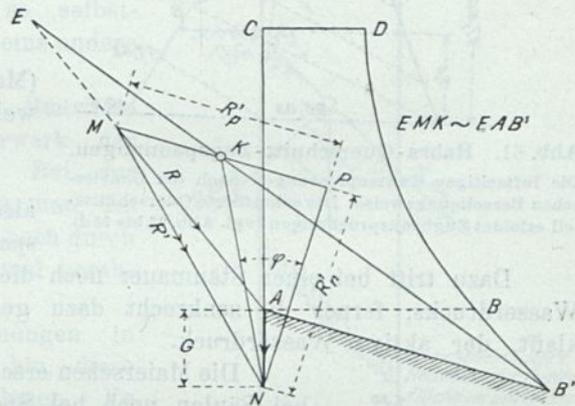


Abb. 59. Ermittlung des größten Wertes  $R_p - R_n \cdot f$  nach Clavenad.

Es sei  $R$  die Schlußkraft aller auf  $ABCD$  wirkenden Kräfte,  $G$  das Gewicht des Dreiecks  $ABB'$ . Man zerlege die Schlußkraft  $R'$  aus  $R$  und  $G$  gleichlaufend der angenommenen Gleitfläche  $AB'$ , trage  $\varphi$  (entsprechend  $f$ ) in  $N$  an  $NP$  an, so ist  $KM = R_p' - R_n' \cdot f$  die durch Kohäsion aufzunehmende Kraft. Dieselbe wächst mit  $\frac{KM}{AB'}$  oder aus der Ähnlichkeit der Dreiecke mit  $\frac{EM}{EA}$ . Der größte Wert wird durch Wiederholung des Verfahrens gefunden.

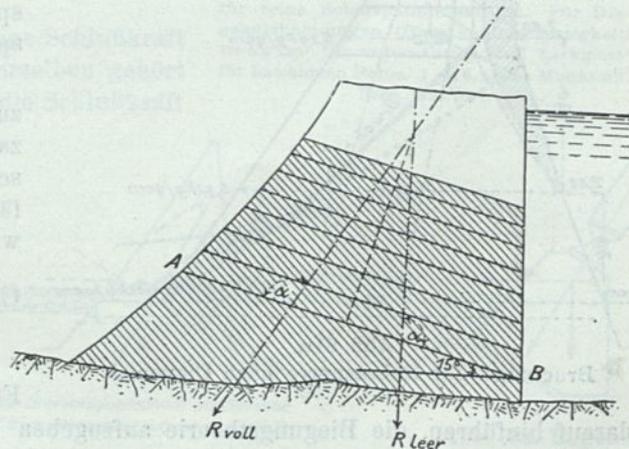


Abb. 60. Harlachersche Fugenanordnung.

trisch gelegenen Angriffspunktes und des gegenüber der senkrechten Teilkraft größeren  $R$  ungünstigere Kantenpressungen.

Umgekehrt untersucht Clavenad (Abb. 58, 59 u. 61a) luftseitig abfallende Fugen auf Abscherung. Harlacher (Abb. 60), Intze u. a. tragen bei der Baufugenanordnung der Lage einigermaßen senkrecht zur Schlußkraft Rechnung.

Schon bei einer zentrisch durch  $P$  belasteten Säule von der Grundfläche  $F$  entstehen in einer unter  $\alpha$  geneigten Fuge gleichmäßig (?) verteilte Scherspannungen (Abb. 62)

$$\tau = \frac{P \sin \alpha}{\left(\frac{F}{\cos \alpha}\right)} = \frac{P}{F} \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

(Maier, Deutsch. Wasserwirtsch. 1923/21), welche für  $\alpha = 45^\circ$  wird:

$$\tau = 0,70711 \cdot 0,70711 \frac{P}{F} = 0,5 \frac{P}{F},$$

also halb so groß wie die normalen Druckspannungen.

Abb. 61. Habra-Querschnitt-Zugspannungen. Die luftseitigen Kantenpressungen nach der Bouvierschen Berechnungsweise. Der schraffierte Querschnitt erleidet Zugbeanspruchungen (vgl. Abb. 93 bis 93 d).

Dazu tritt bei einer Staumauer noch die der Fuge gleichgerichtete Teilkraft des Wasserdrucks, ferner die senkrecht dazu gerichtete entlastend und, wenn die Fuge klafft, der aktive Wasserdruck.

Die Maierschen erschreckenden Scherspannungen treten weder bei Säulen noch bei Sperrmauern auf. Selbst in feinsandigem Mörtel oder Beton finden sich hinreichend Druckflächen senkrecht zur Richtung der Angriffskraft, welche die letztere auf den Baugrund übertragen (vgl. Abb. 62, abgetreppte Fuge).

Die im Mörtel eingebetteten Steine und Sandkörner verwandeln die Scherspannungen in Druckspannungen. Der schräge Schnitt trifft Baustoffe, welche sich nicht gegen Druckspannungen, wohl aber gegen Scherspannungen ganz verschieden verhalten.

Die Baufugenanordnung (senkrecht zur Schlußkraft geneigt, gekrümmt, verzahnt, versetzt, klumpenweiser Baufortschritt) scheint auf die Widerstandsfähigkeit gegen Rißbildung keinen wesentlichen Einfluß zu haben.

f) Die Streben oder Spannbogenübertragung.

Die Drucklinie für senkrechte Fugenteilung (Abb. 51 u. 63) kann

darauf hinführen, die Biegungstheorie aufzugeben und sich den Widerstand der Sperrmauer als überwiegend auf Druckübertragung beruhend vorzustellen, Abb. 1. Statt

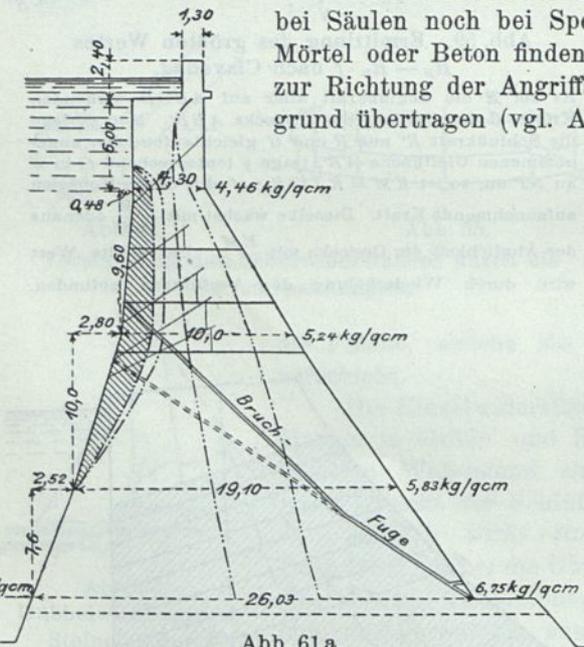
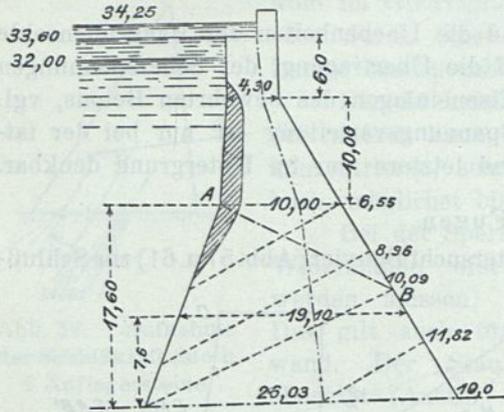


Abb. 61a. Bruchfuge der Habrasperre nach Clavenad.

der schematisch angedeuteten beiden Auflager der Abb. 52 hat man sich natürlich eine größere Anzahl zu denken.

Die Vorlage einer luftseitigen Schicht in der Neigung der Luftseite, zwecks Erhöhung der Mauer, wie sie beispielsweise für die Assuanmauer ausgeführt und für die O'Shaugnessy-Mauer und viele andere beabsichtigt ist, rechtfertigt sich nur bei Annahme einer Strebenwirkung.

Vor allem aber gibt die abgestrebte Wand oder Decke ein klares Bild der Kraftübertragung, Abb. 1, 1a u. 2.

Bei Wehrböcken und den wenigen eisernen Sperren, Abb. 152, ist diese Art der unmittelbaren Druckübertragung auf den Baugrund so selbstverständlich, daß kein Konstrukteur auf eine andere Lösung kommen wird.

Die sich einbürgernde aufgelöste Bauweise ersetzt das durchgehende Strebenmauerwerk der Schwerkraftmauer durch Einzelstreben. Bei der Wiederherstellung der Austinmauer hat man die Deckenlasten zwischen den Strebepfeilern noch durch Einzelstreben unmittelbar auf den Baugrund herabgeführt, Abb. 176.

Die Darstellung der Hauptspannungen in Abb. 66 u. 66a führt geradezu darauf hin, diese durch Streben oder Stützbogen aufzunehmen. Es erscheint dann auch nicht mehr fehlerhaft, die Mauer wasserseitig zu unterschneiden, wie dies beim Big Creek, E. R. 1914, Vol. 69, S. 49, und der neuen Hauserlakesperre tatsächlich geschehen, Abb. 154a.

Ebenso scheint mir der einhöftige Bogen (Abb. 63 u. 63a) in den Dreiecksquerschnitt eingetragene eine befriedigendere Lösung als die Annahme unzulässig hoher Scherspannungen unsicherer Verteilung.

Für eine Gewölbefuge ist diejenige Schlußkraft und der Angriffspunkt, welche zu derselben gehört (Drucklinie), maßgebend, also nicht die Schlußkraft sämtlicher auf den Körper wirkender Kräfte und deren Schnittpunkt mit der Fuge (vgl. Abb. 166 bis 166b, die Spannungsbogen der Belubulasperre).

#### g) Passiver Widerstand.

Meines Erachtens kann der Widerstand der Schwerkraftmauer auch als ein höher organisierter passiver Erddruck

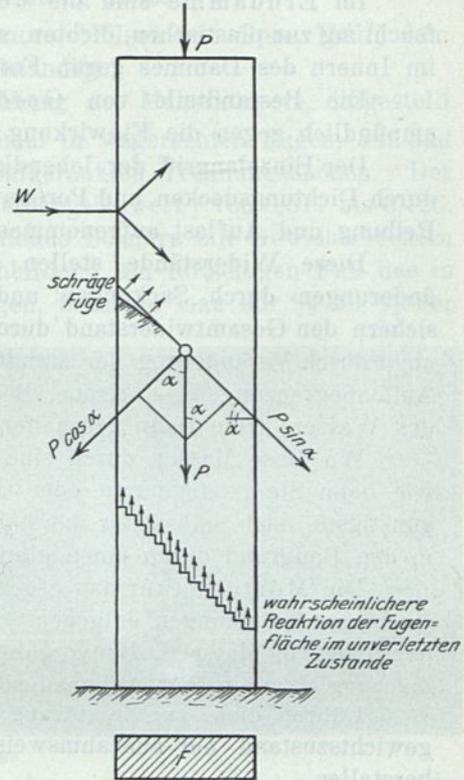
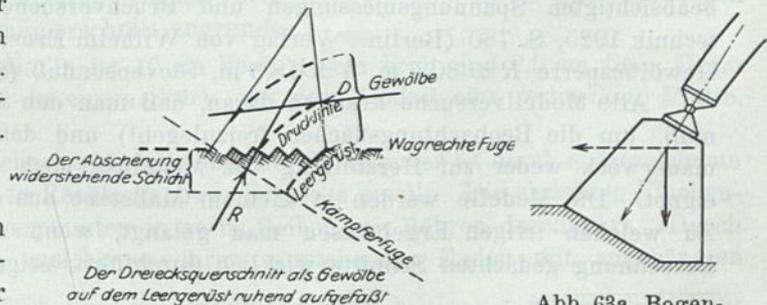


Abb. 62. Auflagerbildung und Scherspannungsübertragung durch Sand- und Steineinlagen.

Noetzi gibt Scherfestigkeiten von 84 bis 105 kg/cm<sup>2</sup> = 80–80 % der Druckfestigkeit für reine Scherspannungen an. Für Diagonalspannungen (Biegungsscherfestigkeit) 2,8 kg/cm<sup>2</sup> für unbewehrten und 8,4 kg/cm<sup>2</sup> für bewehrten Beton. 1:3:6, sechs Monat alt. Proc. 1923/1071.



Der Dreiecksquerschnitt als Gewölbe auf dem Leiterrüst ruhend aufgefaßt

Abb. 63. Einhöftiger Bogen.

Abb. 63a. Bogenbrückenaufleger.

aufgefaßt werden in der Steigerung: Erddamm, Gerölledamm, Trockenmauer, Mörtelmauer. (Über Trockenmauern vgl. Bd. I, Abb. 55 bis 65, ferner die italienischen Trockenmauern Hone, Vargno, Vannino und Devero [Bautechnik 1925, S. 30, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin].)

Im Erddamme sind die wenig widerstandsfähigen Partikelchen infolge Durchfeuchtung zur plastischen, dichten, widerstandsfähigen Gesamtmasse vereinigt und dadurch im Innern des Dammes gegen Formänderung und Wasserangriff geschützt.

Die Bestandteile von Geröllemassen und Trockenmauerwerk sind unempfindlich gegen die Einwirkung des Wassers als solchen.

Der Einzelangriff der lebendigen Kraft des Wassers wird nach Menge und Gefälle durch Dichtungsdecken und Porenwiderstände gebrochen und durch Druck, Verspannung, Reibung und Auflast aufgenommen.

Diese Widerstände stellen sich innerhalb gewisser Grenzen auch bei Formänderungen durch Sackungen und Ausspülungen sofort selbsttätig wieder her. Sie sichern den Gesamtwiderstand durch reine Druckübertragung, solange die Einzelangriffe nicht durch Veränderung der standfähigen Querschnittsform in den weniger standfähigen Außenbegrenzungen — Krone, Böschungen, Gründungsfläche — der lebendigen Kraft des Wassers freie Bahn geschaffen haben

Wo diese Massen durch eine künstliche Einschließung zusammengehalten werden, wie beim Steinkistendamm oder Gerölledamm (Bd. I, S. 91 u. S. 78), wird man die günstigste, sich selbsttätig herstellende Verteilung des Druck- und Reibungseingriffes in den Baugrund durch einen glatten Boden nicht hindern.

Die Mörtelmauer ist gegen Einzelangriffe geschützt. Dem Gesamtangriff setzt sie innere Spannungen entgegen. Jede Ungleichmäßigkeit im Widerstande der Mauer, begründet in Material, Bauvorgang, Querschnittsform, hauptsächlich aber in der Auflagerung, dem einzigen Außenangriffspunkt, muß sich in Übertragungsspannungen äußern.

Führen diese zur Zerstörung, so kann sich der auf Spannungen begründete Gleichgewichtszustand nur ausnahmsweise, zufällig und auch dann nur zeitweilig wiederherstellen.

#### 14. Modellversuche über die Spannungsverteilung in Sperrmauern.

Es hat nicht an Versuchen gefehlt, um Klarheit über den Spannungszustand im Innern einer Staumauer zu erlangen. Die Beobachtungen am Bauwerk gelten nur für dieses und die Stunde der Messung. Der Zweck und die Standfähigkeit der Talsperre verlangen die Verbindung von Bauwerk und Untergrund zu einer unlöslichen Einheit. Stoff und Form der beiden Bauteile lassen unendlich viele Möglichkeiten des Verhaltens gegenüber angreifenden Kräften zu und sind für jede Talsperre verschieden. Vgl. die beabsichtigten Spannungsmessungen und Bruchversuche in großem Maßstabe; Bautechnik 1925, S. 780 (Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn). E. N. R. Mai 1925, Gewölbesperre  $R = 30,5$  m,  $h = 18,3$  m, Stevensonfluß (San Joaquin).

Alle Modellversuche krankten daran, daß man den Sperrmauerkörper zerschneiden muß, um die Beobachtungsflächen freizulegen<sup>1)</sup> und daß sich Beton- und Bruchsteinmauerwerk weder zur Herstellung von Modellen, noch zu Deformationsbeobachtungen eignet. Die Modelle werden in kleinem Maßstabe aus elastischen Stoffen hergestellt. Zu welchen irrigen Ergebnissen man gelangt, wenn man die zur Erleichterung der Berechnung gedachten Schnitte wirklich durchführt, zeigen die Versuche von Acherley

<sup>1)</sup> Es soll Stoffe geben, deren (Druck-) Beanspruchung den elektrischen Leitungswiderstand beeinflußt und dadurch meßbar wird. Vgl. auch Goldbecksche Druckbüchse, Bd. I, S. 28.

und Pearson, veröffentlicht in einer Abhandlung „Über einige vernachlässigte Punkte der Standfestigkeit von Mauerwerksdämmen“ (Verlag von Dulac & Co., London 1904).

Sie veranlaßten eine Unterbrechung der im Bau begriffenen Aufhöhung des Assuandammes und lebhafte Erörterungen in der Fachpresse: Engineering, Engineer, Engineering Record 1905, Zentralblatt der Bauverwaltung 1906.

Sie wurden von Wegmann, Ottley und Brigmore, Wilson und Gore, Hill<sup>1)</sup> dem Instit. of Civ. Eng. London aufgegriffen und vervollständigt.

Atcherley und Pearson heben den Zusammenhang des Mauerkörpers, dargestellt durch Holzklötze einmal in senkrechten und einmal in wagerechten Fugen, auf und ersetzen ihn durch den Reibungswiderstand der aufgerauhten Trennungsflächen. Der Reibungswinkel von 30 bis 36° entspricht einem Reibungsbeiwert  $f$  von 0,577 bis 0,726. Durch Leisten und in deren Drittelpunkt angreifende Schnüre mit Gewichtsbechern wurde der Wasserdruck ersetzt. Um eine Fugenbildung am luftseitigen Fuß des in senkrechte Streifen geschnittenen Modells zu erzeugen, brauchte man nur  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{2}{3}$  der Belastung, welche die wagerechten Klötze zum Gleiten brachte (Abb. 64).

Die Verschiebung in den senkrechten Fugen wird nur durch das sehr kleine Stabilitätsmoment der Teilkörper und den Reibungswiderstand verhindert. Der letztere hängt bei gleichem  $f$  nur von dem geringen Schnürzug (Wasserdruck), bei wagerechten Fugen von dem erheblich größeren Klotzgewicht ab. Der ursprüngliche Materialzusammenhang ist in keiner Weise gleichwertig ersetzt.

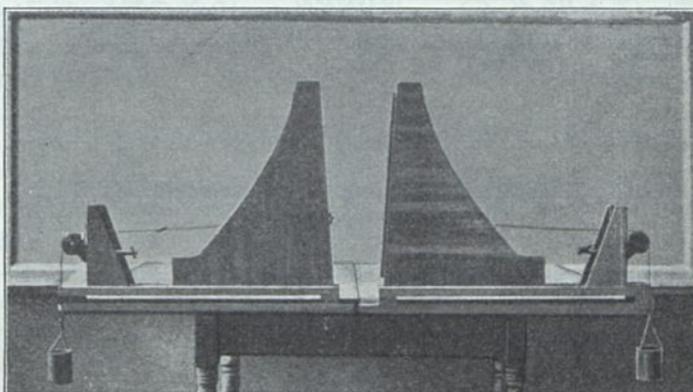
Der Zusammenhang des senkrecht geteilten Körpers lockert sich an dem am schwächsten belasteten Punkte ohne Gehalt: dem letzten Klotz des luftseitigen Mauerfußes.

Der Versuch ist höchstens ein Beweis für die Richtigkeit der alten Maurerregel von der Zweckmäßigkeit der Lagerfugen.

Wilson und Gore (Engineering August 1905, S. 134) legen ihren Untersuchungen einen dreieckförmigen Gummiuerschnitt zugrunde.

Das Gummimodell (Abb. 65) ist 15 cm hoch, 10 cm breit und 2,5 cm tief. Unter der Linie  $AB$  befindet sich in einem Stück mit dem Modell eine rechteckige Platte, 2,5 cm stark.

Die Querschnittsoberfläche des Modells bzw. der Sperrmauer ist durch aufgezeichnete Wagerechte und Senkrechte in Rechtecke bzw. Dreiecke geteilt. Die einzelnen Flächenelemente sind in ihren Schwerpunkten in sechs Reihen mit Röhren durchbohrt. Durch diese sind Zapfen gesteckt, welche an ihren vorstehenden Enden mit angehängten



Fuge

Abb. 64. Modellversuche an senkrecht (links) und wagerecht (rechts) geteilten Holzklötzquerschnitten.

Nach Belastung klappte links am Fuß eine Fuge. Rechts verschoben sich die Holzklötze in zwei Fugen.

Verschiebung

<sup>1)</sup> Min. of the Proc. of the Instit. of Civ. Eng. CLXXII 1907 u. 1908. Zentralbl. d. B. 1908 u. 1909. Mohr, Z. d. österr. Ing.- und Arch.-V. 1908, Nr. 40 u. 41.

Gewichten derart belastet sind, daß ein Körper von 25fachem Gewicht einer Sperrmauer vom Raumgewicht 2,25 entsteht.

Ebenso ist der Wasserdruck, welcher durch sechs gleiche Holzklötze übertragen wird, auf das 25fache vergrößert. Die Klötze werden durch über Rollen geführte Schnüre angedrückt und die Belastungen durch angehängte Gewichte  $W_1$  bis  $W_6$  geregelt.

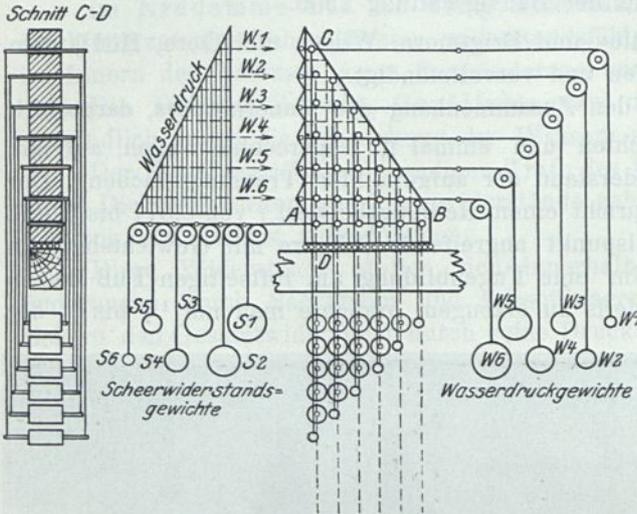


Abb. 65. Künstliche Belastung eines dreieckförmigen Gummiquerschnitts.

Das Modell ruht auf Stahlkugeln. Dem Wasserdruck, dargestellt durch  $W_1$  bis  $W_6$ , wirken in gleicher Größe, an einer siebenten wagerechten Reihe Zapfen angreifend, die Gewichte  $S_1$  bis  $S_6$  entgegen. Letztere lassen sich so anordnen, daß sowohl das größte Gewicht  $S_1$  (bzw. der größte Scherwiderstand) bei  $B$  angreift und die Gewichte nach  $A$  in der Größe abnehmen (Belastungsfall I), als umgekehrt (Belastungsfall II).

Die Querschnittsfläche wurde im doppelten Maßstab in belastetem und unbelastetem Zustande photographiert und aus den Verschiebungen gegen die Senkrechte  $e_1$  oder Wagerechte  $e_2$  die diesen proportionalen senkrechten Drücke  $p_1$  oder wagerechten Drücke  $p_2$  nach den Gleichungen

$$e_1 E = p_1 - \frac{p_2 + p_3}{m} \dots \dots \dots 1)$$

$$e_2 E = p_2 - \frac{p_1 + p_3}{m} \dots \dots \dots 2)$$

berechnet, wobei

$E$  der Elastizitätsbeiwert des Gummis,

$p_3$  die Spannung senkrecht zum Querschnitt  $= 0$ ,

$\frac{1}{m}$  ein Beiwert der seitlichen Ausdehnung nach Poisson, dessen Größe

durch Versuche festgestellt.

Aus den Gleichungen 1 und 2 folgen die Werte für  $p_1$  und  $p_2$ .

Die Scherspannungen sind proportional den Winkeländerungen

$t = G \gamma$  (wobei  $G$  das Gleitmaß oder Schubelastizitätsmaß in  $\text{kg/cm}^2$ ),

$\gamma =$  Schiebungen oder Winkeländerungen.

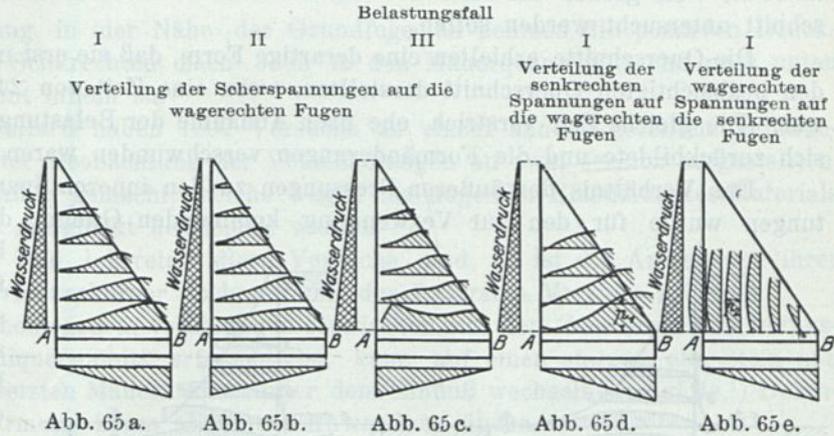
Letztere sind, als Ordinaten dargestellt, von den wagerechten Fugen aus abgetragen (Abb. 65a bis 65c).

Es zeigte sich eine wellenförmig von 0 an der Wasserseite ansteigende Verteilung der Scher- (Abb. 65a bis 65c) und Druckspannungen (Abb. 65d) über die wagerechten Fugen.

Der Scheitel der Welle liegt jedoch nicht über dem luftseitigen Ende der Fuge, sondern innerhalb des Querschnitts, so daß also die Kantenpressung kleiner ist als die größte Pressung.

Die wagerechten Pressungen nehmen nach der Luftseite und besonders in der Grundfuge ab. Die letzte Kurve erreicht sogar am luftseitigen Fuße in der Grundfuge negative Werte, wie sie Atcherley und Pearson ausrechnen (Abb. 65e).

Der Belastungsfall II hat bezüglich der Scherspannungen auf die oberen wagerechten Fugen sehr geringe, allmählich verschwindende Einwirkungen, dagegen erhöht er in der Grundfuge die wasserseitigen Scherspannungen ganz erheblich auf Kosten der ansteigenden Welle. Er verflacht die Welle zu einer annähernd gleichmäßig verteilten Scherspannung.



Durch ein unterhalb A am letzten Zapfen angebrachtes Zusatzgewicht zu Fall II (Fall III) wird sogar der Höchstwert der Scherspannung nach dem wasserseitigen Mauerfuß gezogen und in beinahe senkrechtem Ansteigen erreicht, auch hier wieder, ohne die Scherspannung der darüberliegenden Fugen wesentlich zu beeinflussen. Der Belastungsfall II (III) wird in Wirklichkeit durch einen auftretenden Scherwiderstand, der in der Gründungssohle wie in den Fugen künstlich geschaffen zu werden pflegt, stets auftreten.

Die wirklich auftretende Verteilung der Scherspannungen entspricht wahrscheinlich den Fällen II und III — am meisten in der Grundfuge, abgeschwächt auch in den

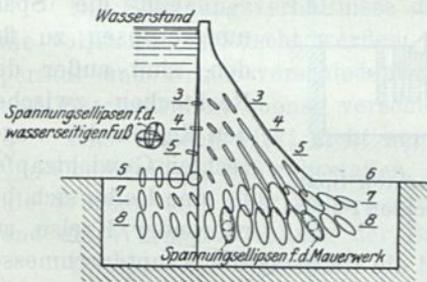


Abb. 66. Die Ausbreitung der Spannungen im Fundament.

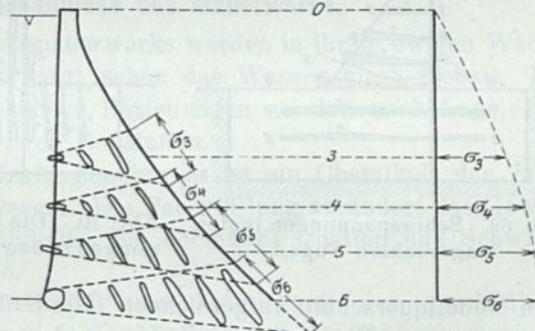


Abb. 66a. Spannungsellipsen und größte Kantenpressungen.

darüberliegenden Fugen — und dadurch tritt auch eine anderweitige Verteilung der senkrechten und wagerechten Spannungen ein.

Leider ist für Fall II und III die Verteilung der letzteren nicht angegeben.

Die Versuche sind von Wilson und Gore weitergeführt.<sup>1)</sup> Gummimodelle von wirklichen Staumauerquerschnitten, ähnlich dimensioniert und belastet<sup>2)</sup> wie vorher beschrieben,

<sup>1)</sup> Engineering, Januar 1908, S. 162, und Mai, S. 692. — La houille blanche, Nr. 1, Januar 1909, S. 5. — Meeting of the Inst. of C. E., 21. Januar 1908, Paper 1 und 2.

<sup>2)</sup> Die Modelle stellen eine 38 m hohe Mauerlamelle von 6,1 m Tiefe im Maßstab 1:240 dar. Das Raumgewicht ist durch angehängte Gewichte auf 40 gebracht. Die Wasserdrücke entsprechen einer Flüssigkeit von  $\frac{40}{2,25}$  Dichte.

sind mit dem Fundament von 101 mm Höhe und großer Breite, welches fest eingespannt ist, in einem Stück hergestellt. Der Querschnitt verläuft bei einem der Modelle (Abb. 67) mit flachen Abrundungen in der Fundamentoberfläche, während er bei den anderen (Abb. 66, 68 bis 70) in ziemlich scharfem Winkel sich auf dieselbe aufsetzt, weil gerade die Einflüsse des Fundaments und dieser Übergänge zum Querschnitt untersucht werden sollen.

Die Querschnitte erhielten eine derartige Form, daß sie erst im belasteten Zustande den beabsichtigten Querschnitt darstellten, wozu eine Zeit von 24 Stunden erforderlich war. Die gleiche Zeit verstrich, ehe nach Abnahme der Belastungen die Ursprungsform sich zurückbildete und die Formänderungen verschwunden waren.

Das Verhältnis der äußeren Pressungen zu den inneren Spannungen in drei Rich-

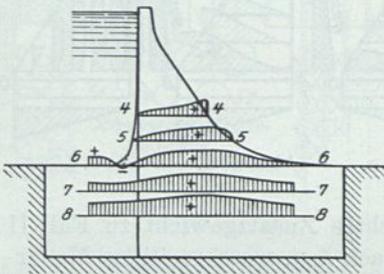


Abb. 67. Senkrechte Pressungen in den wagerechten Fugen. Abgerundeter Fundamentübergang.

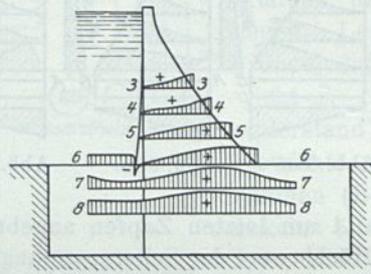


Abb. 68. Senkrechte Pressungen in den wagerechten Fugen. Scharfer Fundamentübergang.

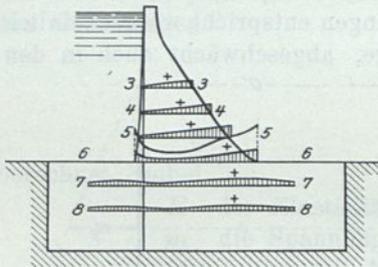


Abb. 69. Scherspannungen in den wagerechten Fugen.

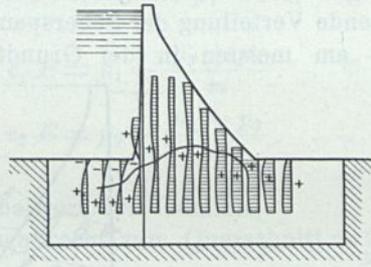


Abb. 70. Die wagerechten Spannungen in den senkrechten Fugen.

dem Modellquerschnitt aufgezeichnet. Die Größe und die Richtung der Hauptdurchmesser der Spannungsellipse lassen sich aus der größten und kleinsten Längenänderung der Durchmesser dieser Kreise nach eingetretener Belastung leicht finden und danach die Spannungsellipsen konstruieren (Abb. 66 u. 66a).

Die Darstellung der senkrechten Pressungen in den wagerechten Fugen zeigt bei beiden Modellen wieder den wellenförmigen Verlauf. Derselbe wird in der Grundfuge durch die Einspannung am wasserseitigen Mauerfuß bei der abgerundeten Querschnittsform (Abb. 67) verlaufend, bei der scharf aufsetzenden (Abb. 68) plötzlich, durch auftretende Zugspannungen gestört.

Die Scherspannungen bieten dasselbe Bild wie im Belastungsfall II. Die feste Verbindung mit dem Fundament wirkt, als ob der größte Scherwiderstand  $S_1$  am wasserseitigen Mauerfuß angebracht wäre (Abb. 69).

beschriebenen Apparat festgestellt. Die Verschiebungen wurden auf den Photographien bis zu  $\frac{1}{400}$  mm genau durch ein besonders konstruiertes Projektionsmikrometer gemessen (Abbildung und Beschreibung Engineering, Mai 1908, S. 692) und die Spannungen nach den oben erwähnten Formeln berechnet und aufgetragen.

Um die Spannungsellipsen zu finden, sind außer den Rechtecken zwischen den Reihen der wagerechten Gewichtzapfen je eine Reihe sich berührender Kreise auf

Die wagerechten Spannungen in den senkrechten Fugen zeigen in Höhe der Grundfuge ebenfalls Störungen und nehmen daselbst von den negativen Werten im stromaufwärtigen Fundament und im wasserseitigen Mauerfuß bis zu den größten vorkommenden positiven Werten im luftseitigen Mauerfuß und dem stromabwärtigen Fundament zu (Abb. 70).

Von der Störung in der Nähe der Grundfuge an nehmen die positiven Druckspannungen in den Senkrechten nach oben in den Mauerquerschnitt und nach unten tief in das Fundament hinein zu.

Pearson und Pollard haben 1907 Versuche an einem ähnlich geteilten Gelatine-mauerquerschnitt unter Beobachtung der Verschiebungen an zwei seitlich aufgestellten, gleichgeteilten Glastafeln gemacht, welche wegen ungenügender Elastizität des Materials von Engineering als mißglückt bezeichnet werden.

So interessant und lehrreich diese Versuche sind, so ist die Anwendung ihrer Ergebnisse auf Sperrmuerkörper doch nur mit der äußersten Vorsicht zulässig.

Was für einen homogenen, vollkommen elastischen, aus dem Zusammenhang herausgeschnittenen Gummiquerschnitt erforscht ist, kann auf einen starren, aus Stein und Mörtel zusammengesetzten Mauerkörper unter dem Einfluß wechselnder Kräfte,<sup>1)</sup> Durchfeuchtung und Erwärmung kaum allgemein Anwendung finden.

So kommt denn auch Engineering, Mai 1908, S. 692, zu der Ansicht, daß die bisherige Berechnungsweise eines Sperrmuerquerschnitts vollständig ausreichend ist.

Aus den Versuchen kann man lernen, daß dasselbe Bauwerk unter gleicher Belastung zu verschiedenen Zeiten verschiedene Spannungszustände aufweist. Namentlich der Neubau braucht Zeit, um sich in denselben gewissermaßen einzurichten. Es kommt daher weniger auf die absolute Festigkeit der einzelnen Materialien, als auf eine gewisse Zähigkeit, Flüssigkeit und Dauerhaftigkeit an, damit die plastischen und elastischen Formänderungen ohne Zerstörung vor sich gehen.

### 15. Die Spannungsverhältnisse des Mauerwerks.

Die Spannungsverhältnisse des Sperrmuerwerks werden in ihrem ewigen Wechsel nie vollständig erforscht werden. Dafür sorgt schon das Wasser, nach Gehalt, Temperatur und Druck verschiedenartig in seinen Beziehungen zu den nach Lage, Form und Beschaffenheit ebenso verschiedenartigen Baustoffen.

Das Wasser wirkt nicht nur als Kraft, sondern es ist ein Chemical, der Träger von Chemikalien, Schwebestoffen, Lebewesen. Die Porenfüllung verändert das Gewicht, die Wärme- und elektrische Leitungsfähigkeit. Sie beeinflusst Quellen und Schwinden und die Wärmeausdehnung der Baustoffe.

Infolge der Starrheit — der beschränkteren Möglichkeit des unschädlichen Spannungsausgleichs — spielt das Wasser in Verbindung mit der Temperatur in der massiven Mauer eine andere, aber ebenso wichtige Rolle wie im Erddamm.

In Deutschland herrscht das Bestreben vor, diese Einflüsse durch Ausfugen, Mörtelzusätze, Isolierputz und Schutzschichten unter großem Kosten- und Zeitaufwand möglichst auszuschließen. Dieser Schutz ist gebrechlich und vergänglich, verdeckt u. U. Schäden der eigentlichen Mauer, verhindert den Austritt des Mörtelwassers und die Durchfeuchtung mit Stauwasser.

Besser ist die gleichzeitige Herstellung besonders widerstandsfähiger Außenflächen (Verblendung, fetter Mörtel, sorgfältige Ausführung) und die Ermöglichung spannungsloser Ausdehnung zu der Zeit und an der Stelle, wo die größten Form-

<sup>1)</sup> Vgl. Hütte 25. Auflage, I, S. 540 u. 555, Potenzgesetz.

änderungen eintreten (während des Bauens und in den oberen Mauerteilen), durch vorübergehend oder dauernd gelassene Ausdehnungsfugen.

Wie die Ausdehnungsfuge mit der Entnahmeeinrichtung verbunden werden kann, zeigen Abb. 71 und Abb. 193b bis 193d, Harzodersperre.

Die Spannungszustände lassen sich in vier Hauptkategorien unterbringen: die Bau- und Schwindspannungen, die Systemspannungen, die Temperaturspannungen und die Belastungsspannungen.

#### a) Bauspannungen.

Unter den Bauspannungen sind alle diejenigen zu verstehen, die infolge des Verhaltens des Materials und des Arbeitsvorgangs auftreten.

Sind wir doch nicht einmal imstande, die Mörtelbestandteile während der ganzen Bauzeit in gleicher Beschaffenheit, in gleichem Verhältnis, in gleichem Erwärmungs- und Feuchtigkeitszustand zu liefern und zu mischen.

Bis dieselben mit dem an Gestalt, Größe, Oberflächenbeschaffenheit, Temperatur- und Feuchtigkeitsgehalt noch viel ungleichmäßigeren Baustein in Berührung kommen,

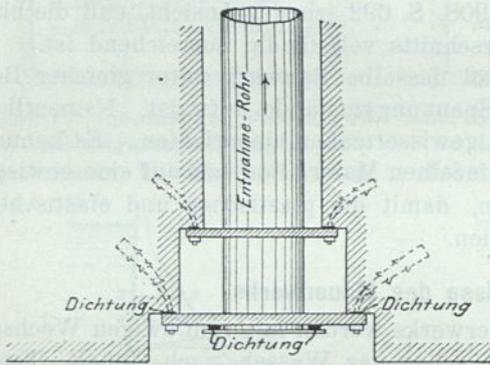


Abb. 71. Ausdehnungsfuge als Entnahmestollen.<sup>1)</sup>

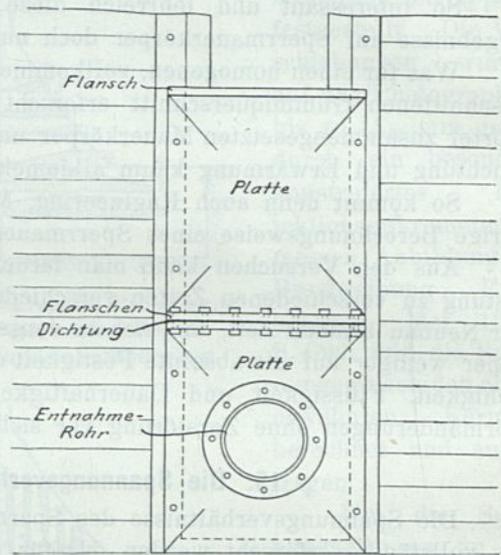


Abb. 71a. Ausdehnungsfuge als Entnahmestollen.

treten wieder Veränderungen ein. Der Mörtelgehalt auf die Raumeinheit, die Fugenstärke, das Alter, die Neigung, die Beschaffenheit der aneinandertretenden Mörtelflächen; die Geschicklichkeit der Handwerker, die Witterungsverhältnisse, die Arbeitsabsätze, der Arbeitsfortschritt, die Lage im Mauerkörper schaffen gänzlich ungleichmäßige Vorbedingungen des Abbindens und der Gleichgewichtsverhältnisse. In dieser Beziehung ist Maschinenbeton dem Bruchsteinmauerwerk überlegen.

Namentlich während des Bauens und kurz nach Vollendung desselben enthält die Mauer Mörtel in verschiedenen noch unausgeglichenen Stadien des Abbindens und der dabei auftretenden chemischen und mechanischen Vorgänge. Später schafft die Durchfeuchtung und das Wiederaustrocknen der Poren Mauerwerkszonen verschiedenen Verhaltens.

#### b) Systemspannungen.

Die Systemspannungen entstehen durch die Aneinanderreihung von Querschnittslamellen ungleichmäßiger Abmessungen (Höhe und Fugenbreite) infolge verschiedener

<sup>1)</sup> Die an die Platten anschließende Blechdichtung und die Dammbalkenfalze sind nicht gezeichnet. Über anderweitige Konstruktion der Ausdehnungsfugen siehe Harzodersperre (Abb 193) und Bd. III

Gründungs-, Einspannungs- und Hinterfüllungstiefen, namentlich an den Talhängen, aber auch durch Pfeilervorlagen, Überfallanschlüsse, Krümmungen, Winkel und Knicke in der Grundrißform, spitze Ausladung des Pfeilerfußes, Aussparung von Entnahmeschächten und Kanälen usw.

### c) Die Temperaturspannungen und Messungen.

Als äußere Wärmequelle kommt die Bestrahlung, die Luft- und Wassertemperatur, die Abkühlung durch unter Luftzug verdunstendes und unter Frost sich ausdehnendes Porenwasser in Betracht. Die inneren Wärmequellen verursachen später verschwindende Spannungen, welche insofern zu den Bauspannungen gehören, als sie von der Temperatur der Materialien und des Zeitabschnitts abhängen, in welcher die betreffenden Mauerabsätze hergestellt sind, und als auch beim Abbinden des Mörtels eine Temperaturerhöhung eintritt.<sup>1)</sup>

Es ist verhältnismäßig einfach, die Temperaturänderungen im Mauerinnern, sehr schwierig, die allein von ihnen abhängenden Formänderungen festzustellen und sehr unsicher, daraus rechnermäßig eine Beziehung zu den Materialbeanspruchungen zu finden. Angaben über Bestrahlungs-Lufttemperaturen, Schwindmaße sind unter Pfeilersperren gemacht, Abbindewärme des Portlandzements vgl. Gußbeton, Z. d. B. 1924, S. 322 u. f.

Schon in Wagners Jahresbericht der chemischen Technologie 1882, S. 647, werden Temperaturerhöhungen infolge des Abbindens von Zement bis  $32^{\circ}$  festgestellt. Nach Versuchen der Lehigh-Universität haben sie bis  $50^{\circ}$  betragen. Da den Temperaturunterschieden Spannungen entsprechen werden, so sind die

Mörtel mit dem Thermometer zu untersuchen. Langsam bindende magere Mischungen, in gleichmäßigem, langsamem Baufortschritt unter Schutzmaßnahmen gegen Witterungseinflüsse verwendet, und die Lüftung durch die Entwässerungsrohre vermögen diese Temperaturspannungen zu mildern.

Die Intensität und die Gleichmäßigkeit der Erwärmung des Mauerkörpers durch äußere Wärmequellen hängt ab von:

1. dem Stande der Sonne, der Bewölkung, dem Feuchtigkeitsgehalt der Luft, der Windrichtung und Stärke, der Temperatur der Luft und des Wassers;

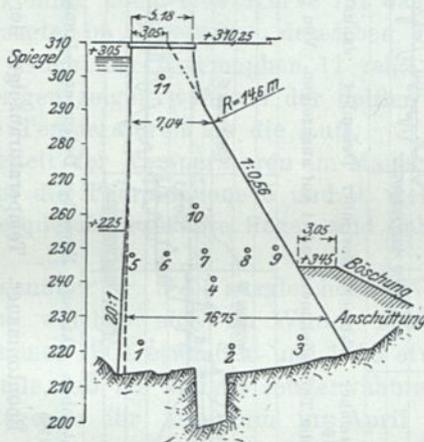


Abb. 72. Boontonmauer. Lage der Thermophone (elektrische Widerstandsthermometer). Höhen in Fuß (0,3048 m).

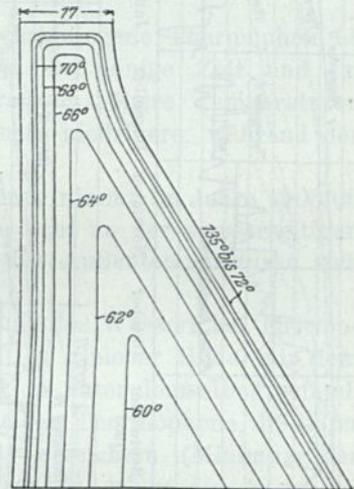


Abb. 72a. Boontonmauer. Kurven der wahrscheinlichen Temperaturverschiedenheiten in Grad Fahrenheit ( $9^{\circ} \text{F.} = 5^{\circ} \text{C.}$ ). Vgl. Beschreibung der Tirsosperre Abb. 167.

<sup>1)</sup> Vgl. Abb. 73 bis 73b, Crossrivermauer und den Abschnitt über Gußbeton Bd III.

2. der Aufnahmefähigkeit der Maueroberfläche, welche doch den Eintritt in das Innere vermittelt nach Neigung, Farbe, Rauhgigkeit, Feuchtigkeit, Dichtigkeit;

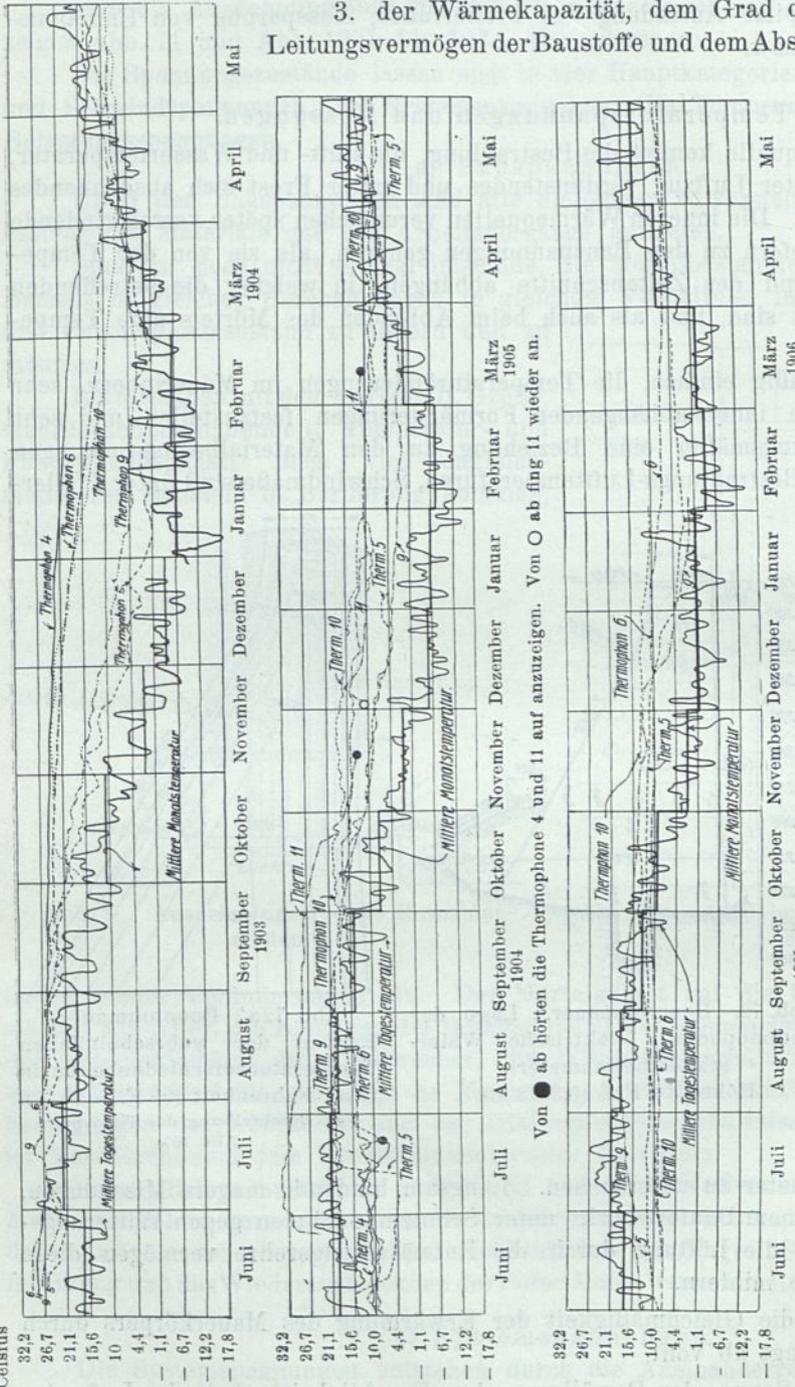
3. der Wärmekapazität, dem Grad der Durchfeuchtung, dem Leitungsvermögen der Baustoffe und dem Abstand von der Außenfläche;

4. von Stau- und Hinterfüllungshöhe, Schutzschächten, Behängen, Abkühlungsflächen — Entwässerungsnetz, Durchbrechungen, Ausdehnungsfugen —, Grundriß und Querschnittsform der Mauer.

Nur die Längen-, nicht die Raumausdehnung wird in der Regel berücksichtigt.

Das Ein- und Ausfluten der Wärmewellen folgt der äußeren Einwirkung am lebhaftesten an den exponiertesten Punkten der äußeren Schale des Mauerkörpers, so daß man schon in geringer Tiefe zu Punkten gelangt, wo der Wechsel der Temperatur kaum mehr bemerkbar, während in größeren Tiefen sich selbst der Wechsel der Jahreszeiten nur in wochenlang<sup>1)</sup> verspäteten schwachen Schwankungen zeigt.

Aus der Darstellung Abb. 72a läßt sich erkennen,



Von ● ab hörten die Thermophone 4 und 11 auf anzuzeigen. Von ○ ab fing 11 wieder an.

Abb. 72b. Boontonmauer. Temperaturanzeigen der Thermophone.

daß die Temperaturen nach dem Mauerinneren zu immer gleichmäßiger und unabhängiger von der Lufttemperatur werden.

<sup>1)</sup> Am Boontondamm 30 Tage.

Durch Einbau von Thermometern ist an vielen Sperren Gelegenheit geschaffen, die Innentemperaturen zu messen. Als Beispiel diene der Boontondamm. Vgl. auch Tirso Sperre, Abschnitt IV und L'Energia Elettrica 1925/529.

Abb. 72 zeigt die Verteilung von elektrischen Widerstandsthermometern (Thermophonen) des Whipple-Warren-Typs auf den Querschnitt des Boontondamms. Ihre Wirksamkeit beruht darauf, daß die Drahtspulen bei verschiedenen Temperaturen auf ihren Widerstand gegen einen durchgeleiteten Strom bestimmter Stärke und Spannung untersucht werden und daß nach ihrer Einmauerung umgekehrt aus dem auf einer Meßbrücke abgelesenen Widerstand auf die Temperatur der Spulen geschlossen wurde.

Die Erwärmung der nach der Maueroberfläche geführten Drähte muß kompensiert und die Isolierung sorgfältig sein, damit sie nicht versagt, wie es teilweise hier geschah. Die Ergebnisse der Messungen zeigt Abb. 72b. Wie die stark ausgezogenen mittleren täglichen und monatlichen Temperaturen der Außenluft ermittelt sind, ist nicht angegeben.

Im Vergleich dazu sind die Temperaturen der einzelnen Thermophone aufgetragen, jedoch „nur diejenigen, welche zusammenhängende und gleichförmige Werte zeigten“.

Die aufgetragenen Temperaturen im Mauerinneren des ersten Jahres, Juni 1903 bis Mai 1904, umfassen fünf Kurven und sind bis Ende April beinahe durchweg höher als die Lufttemperaturen.

Im Juni 1904 kommt noch eine Kurve für das höchstgelegene Thermophon 11 hinzu. Dasselbe versagte im November desselben Jahres auf einige Zeit und im März 1905 gänzlich. Auch das Thermophon 11 zeigt durchweg höhere Temperaturen als die Luft. Die übrigen zeigen während der heißen Monate niedrigere, während der kalten Monate höhere Temperaturen als die Luft.

Die Gleichmäßigkeit der Temperaturen im Mauerinneren nimmt im Jahre 1905/06 noch mehr zu, bis auf die Thermophone 5 und 9, welche dicht an der wasserseitigen bzw. luftseitigen Mauerquerschnittskante liegen und daher den Außentemperaturen sich enger anschließen.

Es läßt sich gegenüber Nr. 9 die ausgleichende Wirkung des Wassers bei Thermophon Nr. 5 erkennen, welches sich im Winter 1903/04 in gleicher Höhe mit dem Wasserspiegel, im Sommer 1904 etwa 6 m und 1905 etwa 17 m unter demselben befand.

Aus dem Umstande, daß bis auf die letzterwähnten beiden Thermophone, die tiefer im Mauerinneren gelegenen ihr Minimum im April 1904 erreichten (Minimum der Lufttemperatur im Januar), das Minimum im Jahre 1905 aber schon im März fiel (atmosphärisches Minimum einen Monat früher im Februar), schließt Mr. Merriman, welcher diese Untersuchungen in den Veröffentlichungen der A. S. of C. E. von 1908 bespricht, daß die Wärmewirkung des abbindenden Zementes bei einer Mauer vom Querschnitt der Boontonsperre sich auf ein Jahr erstrecke. Erst dann erhalte jeder Punkt diejenige Temperatur, welche ihm seiner Lage im Mauerinneren und dem Wechsel der Außentemperatur nach zukommt.

Er glaubt aus der zeichnerischen Darstellung entnehmen zu können, daß das Maximum und Minimum im Mauerinneren gegen die Lufttemperatur um  $16,7^{\circ}$  zurückbleibt. Weiterhin stellt er eine Beziehung zwischen der größten, an einem bestimmten Punkte des Mauerinneren auftretenden Temperaturunterschied  $R$  (Fahrenheit), dem Abstand  $D$  (Fuß) des betreffenden Punktes von der nächsten Maueraußenfläche und dem größten Temperaturunterschied der Außenluft her. Letztere, entsprechend der geographischen Breite New Yorks zu  $75^{\circ}$  F angenommen, soll sein:

$$R = \frac{75}{3\sqrt[3]{D}}$$

Mr. Merriman macht darauf aufmerksam, daß seine nach obiger Formel gefundenen Werte für Entfernungen  $D > 6$  m und  $< 0,15$  m nicht mehr stimmen.

In Abb. 72a sind die Kurven gleicher Temperaturunterschiede in Grad Fahrenheit  $\left\{ \begin{matrix} 9^{\circ} \text{F.} = 5^{\circ} \text{C.} \\ 0^{\circ} \text{F.} = + 32^{\circ} \text{C.} \end{matrix} \right\}$  eingetragen. Wenn sie auch schwerlich in dieser Regelmäßigkeit auftreten werden, zeigen sie doch, in welch ungleich höherem Maße die Außenschalen des Mauerquerschnitts den Temperaturdehnungen und Spannungen unterliegen als die inneren.

Nachfolgende Tabelle enthält die Höchst- und Mindesttemperaturen und die größten Temperaturunterschiede der einzelnen Thermophone, nachdem diese ein Jahr lang an Ort und Stelle waren und die Gefahr einer Wärmeeinwirkung des abbindenden Zementes ausgeschlossen war.

Thermophon	Abstand von der Mauerfläche m	Höchste Temperatur Grad C	Datum des Eintritts	Niedrigste Temperatur Grad C	Datum des Eintritts	Differenz Grad C
5	0,6	20,7	August 1904	4,0	März 1905	16,7
6	3,44	17,8	September 1904	7,2	„ 1905	10,6
8	3,35	17,2	September 1904	6,1	„ 1905	11,1
9	0,75	21,7	August 1904	1,1	„ 1905	20,6
10	4,9	20,2	Oktober 1904	8,0	„ 1905	12,2

Aus den Beobachtungen an den langen geradlinigen Mauern der Croton-, Boonton-, Crossriver- und Assuansperre (vgl. Beton u. Eisen 1909, Heft XIII u. XIV) geht im allgemeinen hervor, daß sich die Temperaturrisse hauptsächlich und in größter Weite

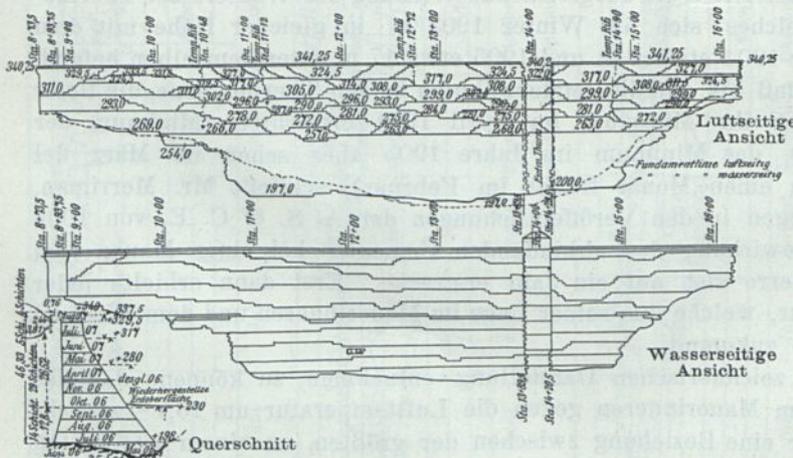


Abb. 73. Crossrivermauer. Baufortschritt und Rißbildungen.

an der Krone bilden und nach der Tiefe verlaufen oder an der Grenzfläche zweier Bauperioden absetzen. Die Rißentfernung betrug beim Boontondamm etwa 30 m, beim Crossriverdamm das Doppelte, eine Gesetzmäßigkeit ließ sich nicht feststellen. Wagerechte Risse entstehen nicht.

Die Risse schließen sich in der wärmeren Jahreszeit und öffnen sich in der kälteren, jedoch nicht jedesmal zu gleicher

Weite wie vorher, sondern auch mehr oder weniger. Der Riß (Abb. 73 u. 73b) der Crossrivermauer, dessen mittlere Tiefe von 13,2 m durch die Stauspiegelhöhe kenntlich wurde, bei welcher die Sickerungen an der Luftseite sich zeigten, spricht für die Merrimansche Angabe der Linien gleicher Temperaturunterschiede (Abb. 72a).

Der sogenannte „klumpenweise Baufortschritt“ verdankt der Beförderung der Materialien durch Krane seine Entstehung, wie sie in Nordamerika üblich ist. Je zwei der Krane gegeneinandergestellt schaffen in ihrem Bereich einen Aufbau von etwa 2,5 m. Auf die Höhe dieses Aufbaues versetzt, füllen sie die Lücke zwischen diesem und den benachbarten und schaffen einen neuen (vgl. Abb. 73, Crossriversperrmauer).

Die Abbildung läßt erkennen, wie über den Baufortschritt und die entstehenden Risse zeichnerisch Buch geführt ist. Die letzteren sind trotz der Drahtseileinlagen, welche die Abb. 73 a u. 73 b erkennen lassen, nicht zu verhindern gewesen.

Es war dies vorauszu- sehen, da die Wärmeausdehnungsbeiwert vom Mauerwerk und Eisen annähernd gleich  $\left(\frac{1}{80000}\right)$  und die Ausdehnung des besser leitenden Eisens der des Mauerwerks vorausseilt.

In der Kensikomauer (Wegmann 1922, S. 472, Länge 561,70 m, Höhe 93,5 m) sind 47 Thermophone auf  $\frac{1}{10}^{\circ}$

geeicht in eine Ausdehnungsfuge und in die Mitte zwischen zwei solcher Fugen in senkrechten Querschnittsebenen eingebaut. Die Beobachtung ergab: 1. Wetteränderungen machten sich erst nach 3 bis 8 Tagen im Mauerwerk bemerkbar. 2. Die Abbinde- temperaturzunahme des Zements ist abhängig von der Sorte, unabhängig von der Temperatur der Mauerbestandteile. Sie beträgt im Durchschnitt  $22^{\circ}\text{C}$ . Die Höchsttemperatur der Mauerbestandteile erreichte einschließlich dieser Zunahme  $47,5^{\circ}\text{C}$ . 3. Die höchste Abbinde- temperaturzunahme in der Stunde betrug  $8,85^{\circ}\text{C}$ . Die weitere Steigerung erfolgte langsamer. Nachdem dieser Einfluß verschwunden war, berechnet sich nach den Thermophonmessungen die Temperaturzunahme  $R$  (Grad Fahrenheit) innerhalb atmosphärischer Temperaturschwankungen von  $73^{\circ}\text{F}$  zu  $R = 48 - 12,3 \log_e \cdot D$ , wobei  $D =$  Abstand des Beobachtungspunktes von der nächsten bestrahlten Maueroberfläche in Fuß. Vgl. Geestemünder Gußbetonmauer Z. d. B. 1924, S. 322 u. f.

Die amerikanischen Ingenieure haben den Versuch gemacht, aus dem Wärmeausdehnungsbeiwert  $\alpha$ , dem Temperaturunterschied  $D$  und dem Elastizitätsmaß  $E$  für Mauerwerk die Spannung im unverletzten Mauerkörper und, aus der Mauerlänge und der Rißweite, die im gerissenen Mauerwerk noch verbleibende Spannung zu ermitteln.

Merriman setzt  $\alpha \approx \frac{1}{100000}$  (nach Hütte, 20. Aufl., I, S. 297  $\frac{1}{70000}$  für Beton), den Temperaturunterschied  $= 40^{\circ}$ . Das Elastizitätsmaß  $E = 175\,770\text{ kg/cm}^2$ .

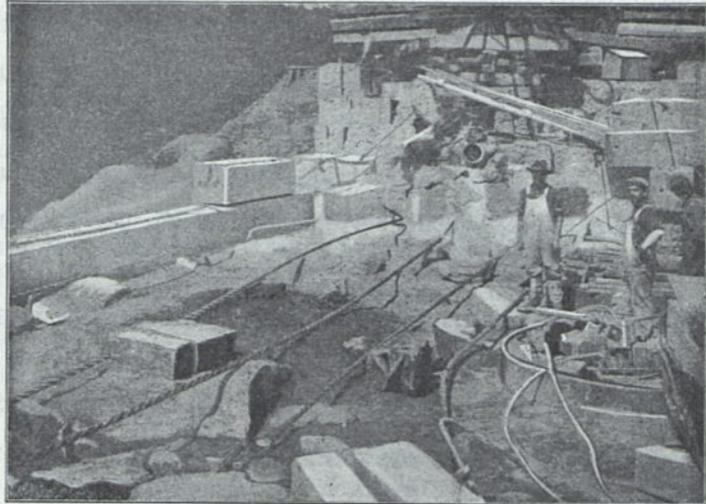


Abb. 73 a. Verankerung der Crossrivermauer durch Drahtseile von 32 mm Durchmesser.

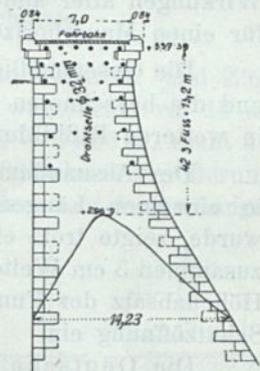


Abb. 73 b. Crossrivermauer. Querschnitt einer Rißfläche (Drahtseilverankerungen).

Aus der Zusammenstellung S. 80 ist meines Erachtens nur ein höchster Temperaturunterschied  $= 12,2^\circ$  für Thermophon 10 herauszulesen, wenn 5 und 9 als der Oberfläche benachbart ausgeschaltet werden. Es kommt übrigens nicht nur der absolute Wert der Temperaturunterschiede, sondern auch die Zeit des Übergangs in Betracht. Ein Glasgefäß springt bei plötzlicher Erwärmung, während bei allmählicher Temperaturzunahme ein Spannungsausgleich eintritt. Das Elastizitätsmaß, abhängig von der Spannung, Potenzgesetz, Hütte, 20. Aufl., I, S. 391, gilt jedenfalls nur innerhalb der Elastizitätsgrenze. Es ist nach Hütte, 20. Aufl., I, S. 402, für  $\sigma = 0$  bis  $39,5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E = 306\,000$  bis  $194\,000 \text{ kg/cm}^2$ , für Eisenbeton  $E$  Beton  $= \frac{1}{15} \cdot 2\,150\,000 = 143\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Nach Merriman wäre die durch Temperaturunterschied hervorgebrachte Längenänderung  $\frac{1 \cdot 40}{100\,000}$  auf die Längeneinheit. Dividiert man diese Zahl durch diejenige Längenänderung, welche bei einer Belastung der Längeneinheit von  $1 \text{ kg/cm}^2$  entsteht, das heißt durch  $\frac{1}{E}$  oder  $\frac{1}{175\,770}$ , so erhält man die Lastspannung, welche dieselbe Verlängerung wie die Temperaturspannung hervorbringt, nämlich ungefähr  $70 \text{ kg/cm}^2$ .

Bei freier Beweglichkeit der Boontonmauer von rd. 655 m Länge hätte die Längenänderung  $\frac{655 \cdot 40}{100\,000} = 26,2 \text{ cm}$  betragen. Da die Summe der Rißweiten rd. 9 cm beträgt (17 Hauptrisse von zusammen 63,5 mm, 16 kleinere, aber den ganzen Querschnitt noch durchsetzende Risse von zusammen 12,8 mm und 33 Teilrisse von zusammen 12,7 mm), so müßte noch eine Spannung im Mauerinneren übrigbleiben von

$$70 \cdot \left(1 - \frac{9}{26}\right) = 44 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Entdeckung aller Risse und die Richtigkeit der Messung der Rißweiten bei der höchsten eintretenden Öffnung, die Richtigkeit der Beiwerte, den Ausschluß der Wirkungen aller anderen Spannungen vorausgesetzt, kann diese Rechnung nicht einmal für einen Mauerhorizont, also beispielsweise die Mauerkrone, gelten.

Die Gesetzmäßigkeit der Längenänderungen hört nach Eintritt der Rißbildung auf, und die berechneten hohen Spannungen würden sich in Veränderung der Rißweiten oder in weiteren Rißbildungen Luft machen.

Der Assuandamm, welcher unter den ungünstigsten klimatischen Verhältnissen in einzelnen Längenabschnitten mit sehr verschiedenen Gründungstiefen ausgeführt wurde, zeigte trotz einer Länge von nahezu 2 km nur 6 bis 7 unbedenkliche Risse von zusammen 5 cm Weite. Der größte trat, nach unten enger werdend, an einem plötzlichen Höhenabsatz der Fundamentsohle, dicht bei einem Gruppenpfeiler, an der Seite einer Schützöffnung ein.

Die Deutsche Wasserwirtschaft 1924 bringt einen Aufsatz von Thürnau über Wärmemessungen in der Waldecker Sperrmauer. (Auszugsweise Bautechnik 1924, S. 248. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Vgl. auch 1923, Heft 12, und B. u. E. 1924, Heft 1. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.) Es sind in zwei Querschnitten in 115 m Abstand von der Mauermitte je fünf elektrische Widerstandsfernthermometer, Siemens & Halske, in etwa halber Mauerhöhe eingebaut.

Die Wärmewellen laufen zeitlich hintereinander her und sind in ihrer Form noch von der Wärmezufuhr aus der Luft, der Wasserbedeckung und der Sonnenbestrahlung abhängig.

Der stärkste Wärmewechsel findet in der äußeren Zone des Mauerkörpers und in den oberen schwächeren Mauerteilen statt. Der größte Wärmeunterschied in den Meßstellen der Waldecker Sperre darf zu  $35^{\circ}$  angenommen werden.

Beschädigungen des Mauerwerks sind nicht zu erwarten, wenn der Wechsel sich langsam vollzieht und „die Spannungen Zeit haben, sich auszugleichen“. Frostwirkung ist bei durchfeuchtetem Mauerwerk gefährlich. Daher ist Dichtung und Entwässerung auch auf der Luftseite der Mauer empfehlenswert.

#### d) Die Beobachtungen der Bewegungen in der Mauerkrone.

Die Einrichtung einer Visier- oder Sichtlinie ist nach dem Muster von Bouzey vom Oderstrombaudirektor Hamel für die Rheinisch-Westfälischen Talsperren eingeführt und seitdem Vorschrift geworden. Die Abb. 74, 74a zeigen die allgemeine Anordnung einer Sichtlinie für vier Mauerpunkte  $P$ , deren senkrechte Verschiebungen gegen diese Linie unmittelbar gemessen werden. Die Einzelheiten der Einrichtung gehen aus der nachfolgenden Beschreibung hervor, welche ich einem Aufsatz von Hülsemann, „Die Bewegung der Sperrmauer der Gothaer Talsperre“, Zeitschr. f. Vermessungswesen 1920, S. 209, entnehme.

Die Gothaer Mauer (Tambach) ist 27 m hoch, hat 4 m Kronen-, 19,28 m Grundfugenbreite,  $R=150$  m,  $l=125$  m. Sie ist in Porphybruchstein in Zementmörtel erbaut und liegt mit der Luftseite nach Norden.

Es wurden zwei Punkte auf der steinernen, nördlichen Geländerbrüstung, symmetrisch zum Entnahmeturm, in 7,24 m Abstand, je in einer Ziellinie zwischen Fernrohr und Zieltafel beobachtet. Die Sichten (Visierlinien) liegen nicht ganz wagerecht, rd. 16 cm über Grundplatte. Vom Fernrohr gemessen ist Sicht I:  $48,31 + 64,96$  m, Sicht II:  $48,32 + 80,40$  m lang. Das Fernrohr (Breithaupt, Cassel) hat 36fache Vergrößerung, Dreh- und Kippbewegung. Die Dreifußspitzen greifen stets in dieselben Ausdrehungen der Grundplatte. Die Zieltafeln sind unverschieblich verankert und tragen im schwarzen Felde ein weißes Kreuz von 8 mm Balkenstärke. Die Meßtafeln sind senkrecht zur Sichtlinie,<sup>1)</sup> wagerecht auf der Fundamentplatte, und der Meßschild mit weißem Kreuz von 3 mm Balkenstärke an der Meßtafel senkrecht verschieblich. Im Fernrohr erscheinen die Balkenstärken unter einem Winkel von 13 Sek. Die wagerechte oder senkrechte Verschiebung je zweier beliebiger fester Nullpunkte der Meßtafeln bzw. der Meßschilde (Abb. 75, 75a) nach Einweisen in die Ziellinie (Talsperrenwärter), wird an einer wagerechten Millimeterteilung der Fundamentplatte und einer senkrechten Millimeterteilung der Meßtafel durch den Beobachter allmonatlich abgelesen. Gleichzeitig werden Pegel und Luftthermometer beobachtet und zweimal wöchentlich die Temperatur

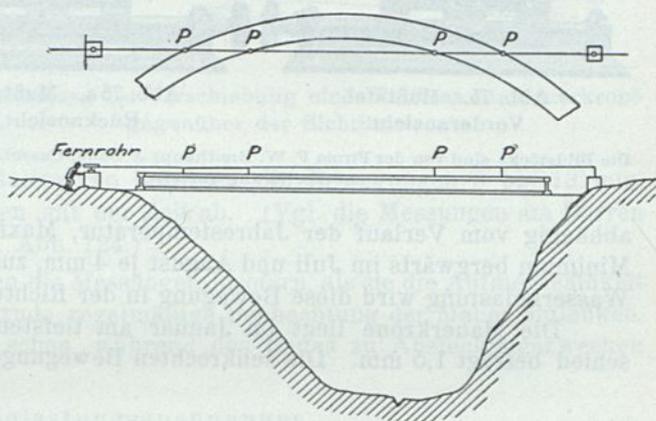


Abb. 74. Sichtlinie.

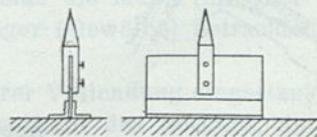


Abb. 74a. Sichtspitze.

<sup>1)</sup> Es würde rechnermäßig oder durch Anordnung der Meßtafel- und Visierlinie zu beachten sein, daß die Bewegung wahrscheinlich radial erfolgt.

des Wassers in Abständen von 4, 8, 12 m von der Beckensohle, sowie  $\frac{1}{2}$  m unter Spiegel gemessen (Maxima-Minima-Six-Thermometer der Firma Abt, Eberhardt und Jäger, Ilmenau).

Um die wagerechten Bewegungen, lediglich infolge Temperaturänderungen, zu erhalten, wurden die Messungen bei gleichen Wasserständen (20 m) herausgegriffen.

Man könnte auch umgekehrt die Messungen bei gleichen Temperaturen, aber verschiedenen Wasserständen herausgreifen.

Als Ergebnis der langjährigen Messungen ist anzusehen:

Die Hauptursache der Bewegung ist der Temperatureinfluß. Die wagerechte Bewegung beider Meßpunkte ist bei gefülltem Becken gleichmäßig und gleichgerichtet

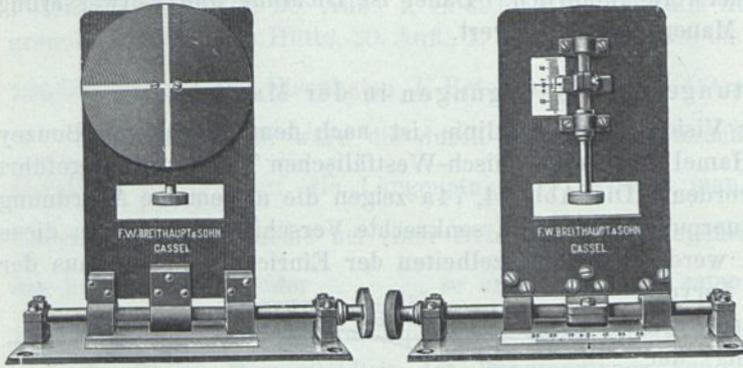


Abb. 75. Meßtafel. Vorderansicht.

Abb. 75 a. Meßtafel. Rückansicht.

Die Bildstücke sind von der Firma F. W. Breithaupt & Sohn, Cassel, freundlichst zur Verfügung gestellt.

abhängig vom Verlauf der Jahrestemperatur, Maximum talwärts im Februar und März, Minimum bergwärts im Juli und August je 4 mm, zusammen 8 mm. Durch Nachlassen der Wasserbelastung wird diese Bewegung in der Richtung bergwärts bis um 3 mm geändert.

Die Mauerkrone liegt im Januar am tiefsten, im Juli am höchsten. Der Unterschied beträgt 1,5 mm. Die senkrechten Bewegungen sind unabhängig vom Wasserstand.

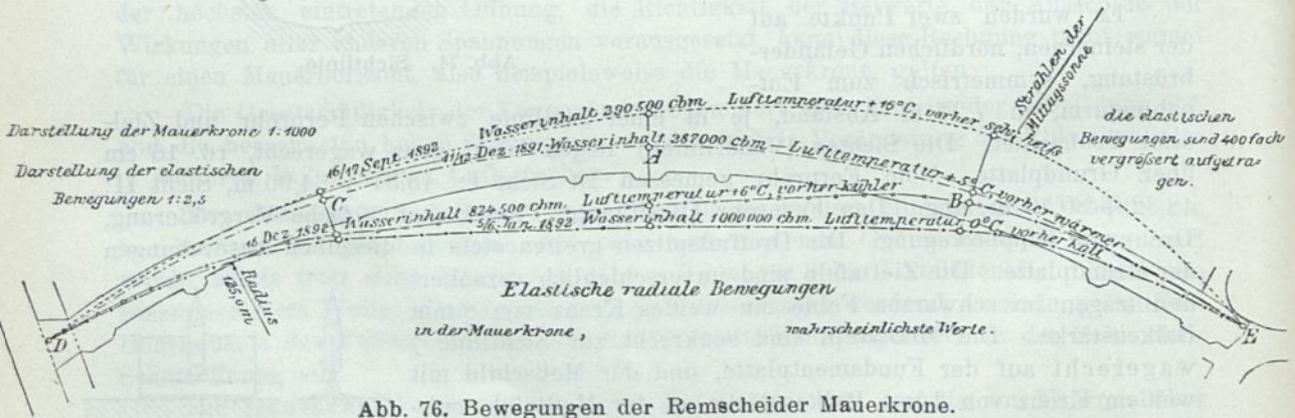


Abb. 76. Bewegungen der Remscheider Mauerkrone.

Die nebenstehende Skizze (Abb. 76) stellt die Bewegungen der Remscheider Mauer dar, welche ähnlich zur Himmelsrichtung liegt wie die Gothaer. Für beide Mauern wird der Wasserschutz der Südseite von ausschlaggebender Bedeutung für die Wärmeausdehnung sein. Für beide Mauern tritt dies indessen nicht in Erscheinung, da meines Wissens die Unterstützungspunkte der Zieltafeln nicht vollständig aus dem Geländerverbande herausgeschnitten sind.

Eine Vereinfachung der Bedienung und Vergrößerung der Ablesung ist dadurch zu erreichen, daß letztere durch Verschiebung des Fernrohrs gemessen wird, wie es

nebenstehende Abb. 77 zeigt. Der Ausschlag ist meist in der Mitte der Mauerlänge am größten und jedenfalls in der Krone am leichtesten zu beobachten. Das Fehlen von Fixpunkten und die Kleinheit der Bewegung erschweren Messungen an der luftseitigen Mauerfläche, die Wasserbedeckung an der wasserseitigen. Als Meßinstrument kann vielleicht das Ultra-Mikrometer des Professor Bazzoni, Pennsylvania Universität, beruhend auf Frequenzdifferenz des Radio, in Frage kommen.

Bei der Visierlinie ist deren Unverschieblichkeit die Hauptsache. Die Einrichtungen sind durch Blechhauben zu schützen. Geliefert werden dieselben von Breithaupt, Cassel, O. Fennel, Cassel, Hildebrandt, Freiberg in Sachsen, Chemisches Laboratorium für Tonindustrie, Berlin NW 21, u. a.

Theoretische Ergebnisse dieser Messungen sind mir nicht bekannt geworden. Die Natur der Bewegungen — elastisch, plastisch, zerstörend, und die Ursachen — Temperatur, Belastung, Quellen, Schwinden, sowie der Anteil der Ursachen werden nie genau festzustellen sein. Lage, Abmessungen, Material und Zustand der Mauer werden in jedem Falle anders reagieren. Bei den Wuppertalsperren betragen die Bewegungen 3 bis 13 mm, waren teilweise bleibend und nahmen mit der Zeit ab. (Vgl. die Messungen am Barren Jack, Abb. 112, und Salmon Creek, Abb. 124.)

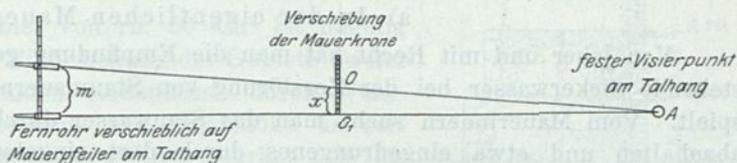


Abb. 77. Messung der Verschiebung eines Punktes der Mauerkrone gegenüber der Sichtlinie.

Einen praktischen Wert haben die Messungen insofern, als sie die Aufmerksamkeit des Aufsichtspersonals auf eine dauernde regelmäßige Beobachtung der Mauer hinlenken. Außerdem können die Sichtlinien schon während des Baues zu Absteckungszwecken Verwendung finden.

#### e) Die Belastungsspannungen.

In dem Maße, wie die Mauer in die Höhe wächst, kommen nach den üblichen Querschnitten die wasserseitigen Mauerteile allmählich unter den größten Druck, der ihnen überhaupt zugemutet wird. Durch den Einstau erfolgt unter Verschiebung der Druckverhältnisse ein allmähliches Überneigen der Mauer, dessen höchstes Maß in der Krone erkennbar wird. Die Einspannung im Fundament, die große Mauerstärke und die in der Regel geringere untere Längenerstreckung der Mauer nimmt in ihrer Gegenwirkung gegen die Deformationen nach oben ab, sei es, daß man die Mauer im Querschnitt als eingespannte Konsole oder im Grundriß als Träger (Gewölbe) betrachtet oder einen zusammengesetzten Widerstand annimmt.

Es ist in Deutschland nicht üblich, daß die Mauer vor ihrer Vollendung eingestaut wird, auch stehen dieser Absicht die Räumungsarbeiten innerhalb des Beckens, die Fertigstellung der wasserseitigen Abdichtung und der Hinterfüllung, vor allem der Einbau der Entnahmeverrichtungen und Leitungen, sowie die Kosten der Anlage eines provisorischen Überfalls entgegen.

Nach den Erfahrungen aber, die bei zahlreichen, während der Bauzeit eingestauten oder sogar überströmten Mauern gemacht sind, hat der Einstau für dieselben keine nachteiligen Folgen gehabt.<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Vgl. Sandrivermauer, Port Elizabeth, Afrika, Eng. News, Bd. 55, S. 137; Mercedesmauer, Mexiko, Eng. News, Bd. 56, S. 446; Cataractmauer und viele andere.

Die allmähliche, vorsichtige, mit der Mauerhöhe wachsende Hinterfüllung und der Einstau würde den technischen Vorteil haben, daß von Anfang an eine gleichmäßigere Verteilung der Pressungen, ein erheblicher Schutz gegen Temperatureinflüsse einträte und Undichtigkeiten frühzeitig bemerkt würden, und den wirtschaftlichen, daß die Anlage sehr bald in Betrieb genommen werden könnte. Die Hinterfüllung wirkt an sich dichtend und liefert das Material für die Selbstdichtung von Untergrund und Mauer. Ausgesprochen zum Zwecke des Schutzes und der Verminderung der Bewegung der Mauer ist auch an der Luftseite der Lauchensee-Mauer eine beinahe bis zur Krone reichende Anschüttung nachträglich erfolgt. Eine solche überführte einen Weg an der Luftseite der alten Lenneper Mauer.

## 16. Der Auftrieb,<sup>1)</sup> Unter- oder Sohlendruck.

### a) In der eigentlichen Mauer.

Von jeher und mit Recht hat man die Empfindung gehabt, daß das unter Druck stehende Sickerwasser bei der Zerstörung von Staumauern eine verhängnisvolle Rolle spielt. Vom Mauerinnern sucht man das Stauwasser durch Dichtung der Wasserseite abzuhalten und etwa eingedrungenes durch dort eingelegte senkrechte Drainstränge unschädlich zu entfernen.

Die Abflüsse der letzteren lassen erkennen, daß von Wasserdrücken, welche in statischer Beziehung irgendwelche Bedeutung besitzen, nicht die Rede sein kann. Aufbrüche im geschlossenen Mauerwerk der Virnwy-Lister-Möhne-Eder-Sperre haben dies bestätigt. Die Wasseraufnahme des Betons und Bruchsteinmauerwerks durch Haarröhrchenwirkung ist eine sehr geringe und erfolgt ohne Druck. Vgl. Sympher, Z. d. B. 1907, S. 167. Schäfer, Z. f. B. 1913, S. 108. Link, Z. f. B. 1919, S. 524.

Als älteste mir bekannte Beispiele von Mauer- und Sohlenentwässerung seien hier die Beschreibungen der Tytam- und Virnwymauer eingeschaltet.

Die Aufmauerung der Tytammauer für das Wasserwerk Hongkong um 1887 vollzog sich in schrägen Schichten von rd. 60 cm Höhe so, daß der luftseitige Rand der jeweiligen Maueroberfläche etwa 75 cm höher lag als der wasserseitige. Zahlreiche senkrechte Binder vermittelten den Zusammenhang mit der nächstfolgenden Schicht.

Es wurde luftseitig angefangen und die Fugen zwischen den einzelnen Steinen von  $\frac{1}{8}$  bis  $\frac{1}{4}$  m<sup>3</sup> Inhalt, deren Weite nicht unter 7,5 cm betragen durfte, mit „feinem Beton“ 1 Zement,  $3\frac{1}{2}$  Sand,  $4\frac{1}{2}$  Steinschlag ausgestampft. Das fertige Mauerwerk enthielt  $\frac{3}{5}$  Raumteile Beton und  $\frac{2}{5}$  Bruchsteine. Wasserseitig wurde die Schicht durch eine zwischen das Bruchsteinmauerwerk und eine Bohlenwand eingestampfte Schicht feinen Betons fortgesetzt, dann ist die wasserseitige Werksteinverblendung in Zementmörtel 1:2 hergestellt und endlich der Zwischenraum zwischen dieser und dem feinen Beton mit extrafeinem Beton  $2\frac{1}{2}$  Zement, 6 Sand, 4 Steinschlag ausgestampft.

Es scheint, als ob man bei dieser Ausführungsweise sich die Mauer als ein aufrechtstehendes Filter gedacht habe, mit der umgekehrten Bestimmung eines solchen. In diesem Sinne hat man auch in Abständen von 1,5 m gelochte Zinkrohre von 37 mm Durchm., welche in den oberen Teilen durch „Bambusrohre“ ersetzt wurden, zur Abführung des Sickerwassers eingemauert. Für diesen Zweck genügte, als der Stauspiegel sich bereits bis zur Höhe des vierten luftseitigen Absatzes erhoben hatte, noch ein Rohr von 25 mm Durchm., um das gesamte Sickerwasser abzuführen.

<sup>1)</sup> Unter Auftrieb sollen hier nur die senkrecht nach oben wirkenden Wasserdrücke verstanden werden.

Die Entnahme findet durch einen Brunnen in der Mitte der Mauer statt, welche an dieser Stelle durch einen Pfeiler verstärkt ist.

Eine gußeiserne Wand teilt den Brunnen in zwei Hälften, deren eine mit dem Becken in Verbindung steht, während die andere, trocken, in verschiedenen Höhenlagen die Entnahmeventile enthält.

Die Virnwy-Wasserversorgung für Liverpool (Engl.). Das Prescottsammelbecken, 13 km östlich von Liverpool, reichte mit rd. 100 l täglicher Abgabe für den Kopf nicht mehr für die Versorgung der Stadt. Es wurde daher in den Jahren 1882 bis 1888 der Virnwy, ein Nebenfluß des Severn, durch eine Staumauer abgesperrt und der neu gewonnene Vorrat in einer 100 km langen Leitung dem alten Becken zugeführt.

Das abgeschlossene Gebiet von rd. 66 km<sup>2</sup> ist hügelig und enthält Hochmoore. Die Einbeziehung der Gebiete zweier unterhalb der Sperre mündenden Nebenflüsse durch Wehr- und Stollenanlagen ist vorgesehen. Die Regenhöhe an verschiedenen Stellen des Niederschlagsgebiets beträgt 1,26 bis 3,01 m (in Liverpool rd. 0,85 m), die Meereshöhe zwischen 251,5 m (Stauspiegel) und 625 m.

Das Becken selbst, von 4,53 km<sup>2</sup> Oberfläche, gehört der silurischen Formation an und ist ein durch die Abspülungen der steilen Talhänge und Gletschermoränen angefüllter See. Die Spuren der letzteren fanden sich auf der freigelegten Felssohle, gleichlaufend dem Tale eingeschnitten. Der dunkelgraue Tonschiefer ist daselbst teilweise in großen Blöcken abgeschoren und in seinem Zusammenhang gelockert. Der Felsrücken, welcher den ehemaligen See abschloß und für die Staumauer als Fundament dient, mußte daher von diesen Trümmern bis zu Tiefen von über 18 m unter Flußbettsohle befreit werden.

Es ergab sich ein erheblich größerer Aushub, als nach den sorgfältigen Bodenuntersuchungen — durch 13 Schächte und 177 Bohrlöcher — zu erwarten war.

Die Längsachse der Mauer und die Streichungsrichtung der Schichten, welche nach dem See zu einfallen, weichen ungefähr um 35° voneinander ab.

Der Querschnitt der Talsperre (Abb. 79) ist, ihrer Bestimmung entsprechend, der kräftige eines Überfallwehrs. Trotzdem entstehen Pressungen von 9,5 kg/cm<sup>2</sup> wasserseitig bei leerem und von 7,5 kg/cm<sup>2</sup> luftseitig bei gefülltem Becken, während die Schlußkraft in jedem Falle  $\frac{4}{10}$  der Fundamentbreite von der betreffenden Kante entfernt bleibt.

Die sorgfältig abgebürsteten und abgespritzten Bruchsteine, aus welchen die Mauer hergestellt ist, wurden aus dem dunkelgrauen Tonschiefer des Tales selbst in 1,6 km Entfernung von der Baustelle gewonnen. Die Druckfestigkeit derselben betrug etwa 900 kg/cm<sup>2</sup>.

Es kamen zur Verwendung

Steine unter 2 t . . . . .	46%
„ von 2 bis 4 t . . . . .	21 „
„ über 4 t . . . . .	33 „

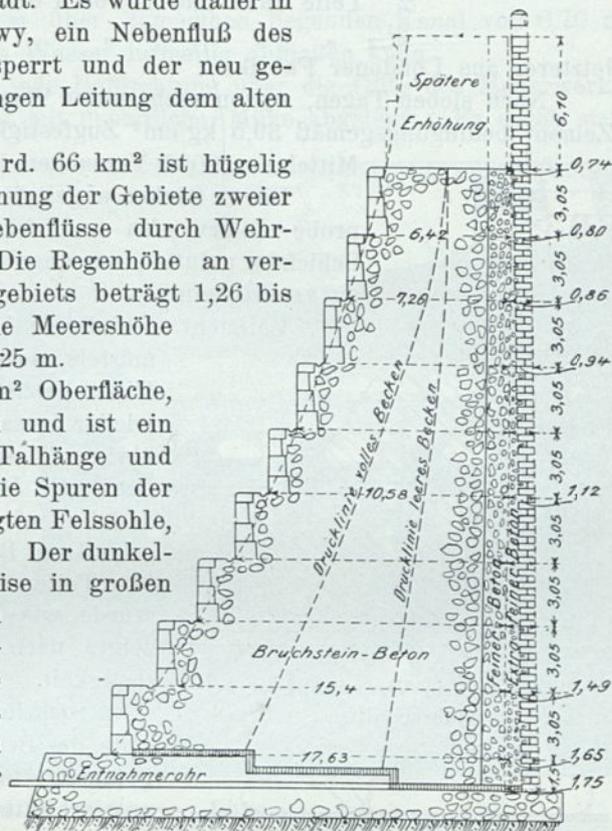


Abb. 78. Tytamdam, Hongkong. Querschnitt.

Die größten Steine wurden in die Außenflächen vermauert.

Nur die besten Bänke wurden mittels elektrischer Zündung durch Pulversprengungen gewonnen.

Als Mörtelsand verwendete man ein Gemenge von 2 Teilen zermalmter Bruchsteinabfälle und 1 Teil Flußsand, welches einen festeren und glatteren Mörtel ergab als reiner Flußsand.

Das Mischungsverhältnis des Mörtels war zuerst

2 Teile Sand und 1 Teil Portlandzement, später

$2\frac{1}{2}$  " " " 1 " "

letzterer aus Londoner Fabriken.

Nach sieben Tagen, wovon sechs unter Wasser, mußte der Probekörper aus reinem Zement bedingungsgemäß  $39,5 \text{ kg/cm}^2$  Zugfestigkeit ergeben. Tatsächlich hat sich im Mittel aus 9000 Versuchen  $50 \text{ kg/cm}^2$  Zugfestigkeit herausgestellt.

Der in Säcken angelieferte Zement wurde auch einer Feinheitprobe unterworfen und ferner im Schuppen in 15 cm starken Schichten gelüftet, um ungebundenen Kalk in unschädliches Hydrat zu verwandeln.

Vollzieht sich dieser Vorgang beim Anmachen des Zementmörtels, so erzeugt das Löschen der Kalkteilchen Hitze, letztere dehnen sich aus und ziehen sich wieder zusammen. Der Erhärtungsvorgang der übrigen Masse wird gestört und Ribbildungen begünstigt. Der Mörtel zeigte nach drei Wochen  $313 \text{ kg/cm}^2$  Druckfestigkeit.

Der Beton bestand aus 1 Teil Zement,  $3\frac{1}{2}$  Teilen Sand und 5 Teilen Steinschlag und wurde wie der Mörtel maschinell gemischt. Er zeigte nach Jahresfrist rund  $200 \text{ kg/cm}^2$  Druckfestigkeit.

Sämtliche Materialien wurden von der Innenseite des Beckens auf Gleisen an die Mauer herangefahren und, nachdem sie eine Brückenwage passiert hatten, von sieben auf der Mauer verteilten Dampfkränen auf die jeweilige Oberfläche gehoben.

Im Kranbereich wurde das Mauerwerk auf 1,8 bis 2,4 m Höhe in folgender Weise aufgeführt: Die Steine wurden auf der Lagerfläche annähernd eben bearbeitet, von mehr als 0,3 m überhängenden

und allzusehr hervorstehenden Spitzen befreit und in ein 5 cm starkes Mörtelbett verlegt. Die ebene Maueroberfläche entstand durch Ausgleichung mit Beton, in welchen möglichst viele kleine Steine eingedrückt wurden. Darauf folgte dann wieder das 5 cm starke Mörtelbett usw. (Abb. 79a).

Die Krangleise bestanden aus drei hintereinanderliegenden Rahmen, so daß der Kran sie in geneigter Ebene beim Vor- und In-die-Höhe-Rücken selbst zu verlegen vermochte. Es wurde zur Erzielung sorgfältigster Ausführung im Selbstbetrieb gearbeitet.

Je ein Kran mit 1 Aufseher, 1 Steinmesser (welcher die passenden Steine aussuchte) und 18 Arbeitern hat durchschnittlich  $30 \text{ m}^3$  Mauerwerk täglich geleistet.

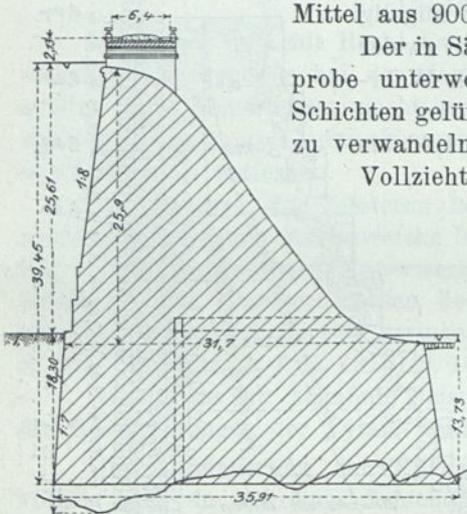


Abb. 79. Die Virnwy-Sperre. Querschnitt.

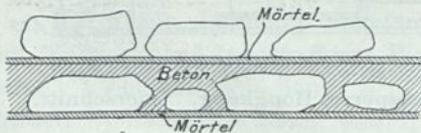


Abb. 79a. Virnwy-Sperre. Herstellung der Mauerschichten.

Dasselbe hatte, nach den vorstehend erwähnten Wägungen berechnet, ein Raumgewicht von 2,58, während dasjenige des Bruchsteins zu 2,72 ermittelt wurde.

Zur Erzielung einer möglichst hohen Dichtigkeit wurde in die 15 cm tief ausgekratzten Fugen der Mauer wasserseitig beinahe trockner Zementmörtel 1 : 1 eingetrieben und außerdem die Mauer mit  $1\frac{1}{2}$  bis 2 m starkem Tonschlag hinterstampft.

Trotzdem eindringendes Wasser und Quellen der Gründungsfläche finden im mittleren Teil der Mauer ihren unschädlichen Abfluß durch eine Entwässerung. Eine große Anzahl senkrechter Schächte von 23 bis 30 cm Quadratseite Querschnitt führen vom Untergrunde bis zu einem 14 m über demselben liegenden Kanal von 0,76 m Breite und 1,2 m Höhe, aus dem das Wasser luftseitig abfließen kann.

Von jenem Kanal aus ist, um jede Befürchtung über die Güte des Mauerwerks zu zerstreuen, ein 6,7 m tiefer Schacht mit unendlicher Mühe abgeteuft. Es ergab sich

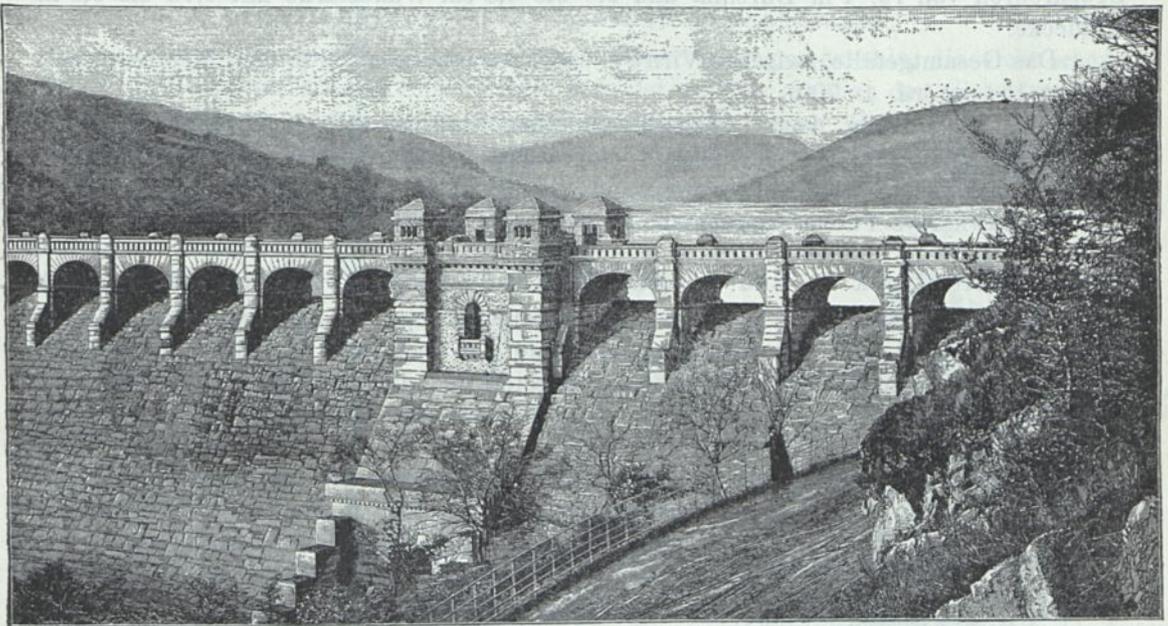


Abb. 79b. Die Virnwy-Sperre. Luftseite.

eine vorzügliche Beschaffenheit des Mauerwerks, eine kleinste Druckfestigkeit des  $1\frac{1}{2}$ jährigen Betons von  $218 \text{ kg/cm}^2$  und eine mittlere von  $307 \text{ kg/cm}^2$ .

Den Überlauf der Talsperre bildet, wie gesagt, die Mauerkrone, und es ist eine sehr schöne Wirkung dadurch erzielt, daß ein 6,4 m breiter Weg als gewölbter Viadukt über dieselbe geführt ist (Abb. 79b).

Zur Entnahme für die Stadt steht bei gefülltem Becken eine 15,2 m hohe Schicht, gleich  $54\frac{1}{2}$  Mill.  $\text{m}^3$ , zur Verfügung, welche durch einen Entnahmeturm in den anschließenden Hirnantunnel (im Mittel täglich  $182\,000 \text{ m}^3$  oder  $2,1 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ ) abfließt.

Hierbei ist schon das in das alte Flußbett abzulassende Wasser, dessen Menge viermal so groß ist als das geringste NW des Virnwy, eingerechnet. Letzteres fließt durch zwei mit Schiebern verschließbare Rohre von je 0,72 m Durchm. in Talsohlenhöhe durch die Mauer ab.

Für diese Rohre waren während der Bauzeit zwei Durchlässe von je 4,5 m Durchm. in der Mauer gelassen, welche gleichzeitig dem Flußwasser freien Ablauf gewährten

und den Transport der Baumaterialien nach dem wasserseitigen Fuß der Mauer ermöglichten. Nach Verlegung der Rohre wurden sie durch dichte Mauerwerkspfropfen geschlossen.

Das Bett des Virnwy unterhalb der Mauer ist mit Beton in regelmäßigem Querschnitt befestigt. Nachdem innerhalb desselben mittels Woltmannschen Flügels zahlreiche Geschwindigkeitsmessungen bei verschiedenen Wasserständen vorgenommen, genügt ein selbstaufzeichnender Pegel, um die abfließenden Wassermengen zu bestimmen.

Der Preis der Mauer betrug etwa 10 Mill. Mark. Außer dem 3,8 km langen Hirnanttunnel umfaßt die Leitung nach Liverpool noch zwei weitere Tunnel von 1,4 bzw. 1,6 km Länge und 2,1 m Durchm. und die Untertunnelung des Mersey. Nur wo loses Material dies erforderlich machte, sind die Wände der Tunnel mit Ziegeln verkleidet.

Der übrige Teil der Leitung besteht aus drei nebeneinanderlaufenden, gußeisernen Druckröhren von rd. 1 m Durchm. und 2,5 bis 4,5 cm Wandstärke mit 0,76 bis 0,9 m Erdecke.

Das Gesamtgefälle zwischen Virnwy- und Prescotbecken (82 m über Meeresspiegel) beträgt 154 m (rd. 1 : 700).

Zur Vermeidung von Druckschwankungen und zur Erleichterung von Ausbesserungen sind fünf Zwischenbecken eingeschaltet, außerdem an allen tiefliegenden Punkten Schieberventile (Entleerung) und an allen hochliegenden selbsttätige Luftventile (Hawksleys Patent) angebracht.

b) Der Unterdruck in und unterhalb Gründungsfuge, Messung desselben.

Für eine rechnerisch zu erfassende Kraftäußerung des Sickerwassers auf eine Sperrmauer bleibt nur die Gründungsfuge und der Baugrund in Betracht zu ziehen.

Das einzige zuverlässige Mittel, das Auftreten und die Pressung von Druckwasser festzustellen, wäre die Untersuchung durch Bohrlöcher oder Aufbrüche vom Innern der fertigen hinterstauten Mauer aus.

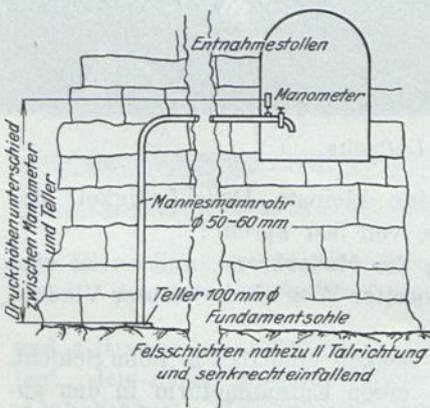
Da dies sehr unbequem, langwierig und kostspielig ist, hat man sich damit

begnügt, von vornherein an den beabsichtigten Meßstellen umgekehrte Teller je mit anschließendem hochgeführten, schmiedeeisernen Abflußrohr von 60 mm auf die Baugrubensohle zu setzen und zu ummauern.

In Höhe der Entnahmestollen sind die Rohre rechtwinklig umgebogen und gleichlaufend der Mauer nach diesen Beobachtungsstellen geführt. Die Rohrenden sind dort mit Manometer und Leerlaufbahn versehen.

Die Teller sind ohne Mörtelzwischenlage teils auf trockne, teils auf quellige Stellen der Baugrubensohle gesetzt und meist gruppenweise in Querschnittsebenen der Mauer angeordnet, um Druckkurven, entsprechend der gebräuchlichen Berechnungsweise, zu erhalten (Z. f. B. 1913, Bl. 13 und 1919, S. 518 u. f.). (Abb. 80.)

Abb. 80. Meßvorrichtung für Druck und Wassermenge von Sickeradern.



Der Druck in Gründungssohle ergibt sich, wenn man den beobachteten Manometerdruck um die Tiefe des Tellers unter Manometer vermehrt.

Auf diese Weise wurden an der Öster-, Neye-, Waldecker, Lister-, Möhnesperre Wasserdrücke festgestellt, welche im Meßquerschnitt etwa von Stauhöhe an der Wasser-

seite bis auf Höhe der Ausflußöffnung im Entnahmestollen und darunter in mehr oder weniger kontinuierlicher Kurve abnehmen.

Im Laufe der Zeit treten bei derselben Stauhöhe meist geringere, manchmal auch höhere Drücke an derselben Meßstelle auf.

Ebenso sind die Wassermengen, welche durch die Entleerungshähne der Beobachtungsrohre abfließen, an den einzelnen Meßstellen sehr verschieden und zeigen auch an derselben Meßstelle und bei demselben Sperrenstand im Laufe der Zeit Veränderungen.

Die meisten Hähne ergeben nach Öffnung einen kräftigen Strahl, der aber binnen wenigen Minuten versiegt. Andere fließen nachhaltig, wenn auch unter vermindertem Druck. Beim Schließen der Hähne stellt sich der ursprüngliche Druck ganz oder auch nur teilweise in längerer oder kürzerer Frist wieder her.

c) Würdigung der Unterdruckbeobachtungen.

Ein absolut dichter Baugrund und eine Talsperrenbaugrubensohle, die nicht schon infolge von Grundwasserdruck Sickerstellen aufweist, gehören wohl zu den allerseltensten Erscheinungen. In jedem Felsanschnitt (Steinbruch), auch des dichtesten Gesteins, machen sich Fugen, Risse und Klüfte bemerkbar, die, unter Staudruck gesetzt, zu Wasseradern werden.

Wenn man schon beim Beginn des Baues in der Gründungssohle Hohlräume schafft, wo sich die Baufeuchtigkeit und das Grundwasser sammeln können, so ist wohl anzunehmen, daß auch das unter hohem Druck stehende Stauwasser diese Sickeradern findet.

Wie sich die Druckverhältnisse gestalten hätten, wenn die Meßstellen dicht übermauert, vielleicht noch vorher mit Preßzement oder in anderer Weise gedichtet worden wären, läßt sich nicht beurteilen.

Die im Entnahmestollen mündenden Abflußrohre stellen unter hydraulischem Druckspiegel abgeschnittene Piezometerrohre dar.

Die beobachteten Druckabfallkurven

Öster- und Neyesperre (Z. f. B. 1913, S. 114 und Tafel 13) sowie Möhne-, Lister- und Waldecker Sperre (Z. f. B. 1919, S. 519 bis 522) zeigen den mehr oder weniger gestörten

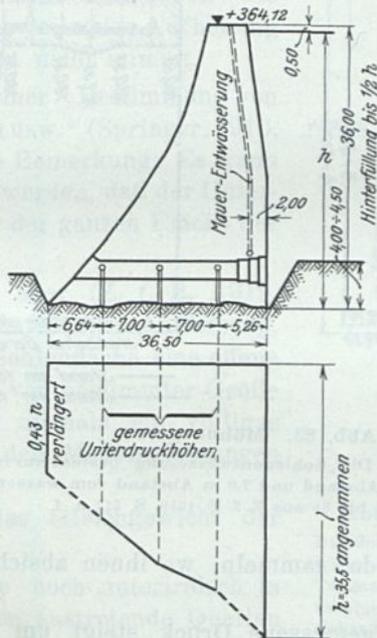


Abb. 81. Östersperre, Unterdruckmessungen.

Die senkrechten Rohre liegen nicht in einer Querschnittsebene, sondern an besonders klüftigen Stellen der Gründungsstufe.

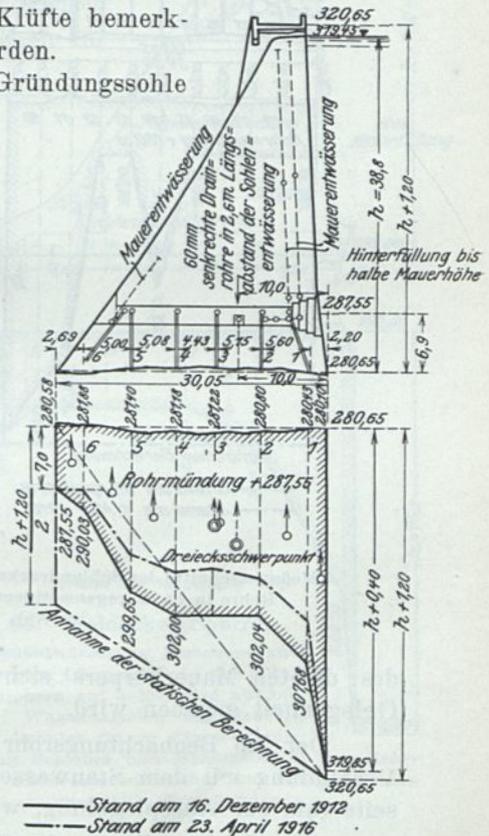


Abb. 82. Listersperre. Meßrohrsystem der Querschnittsebene.

— Stand am 16. Dezember 1912  
 - - - Stand am 23. April 1916

Verlauf, wie er der Unvollkommenheit der „Stammrohrleitungen“, nämlich der Sickeradern in und unterhalb der Gründungsfläche entspricht.

Die Quellen sind selten unabhängig vom Stau, sondern werden in der Regel von irgend einer Stelle der Beckensohle in der Nähe des wasserseitigen Mauerfußes gespeist. Sie suchen sich ihren Weg nach der Luftseite der Mauer in der Richtung des größten Gefälles und geringsten Widerstandes und werden an dem Hindernis der Unterfläche

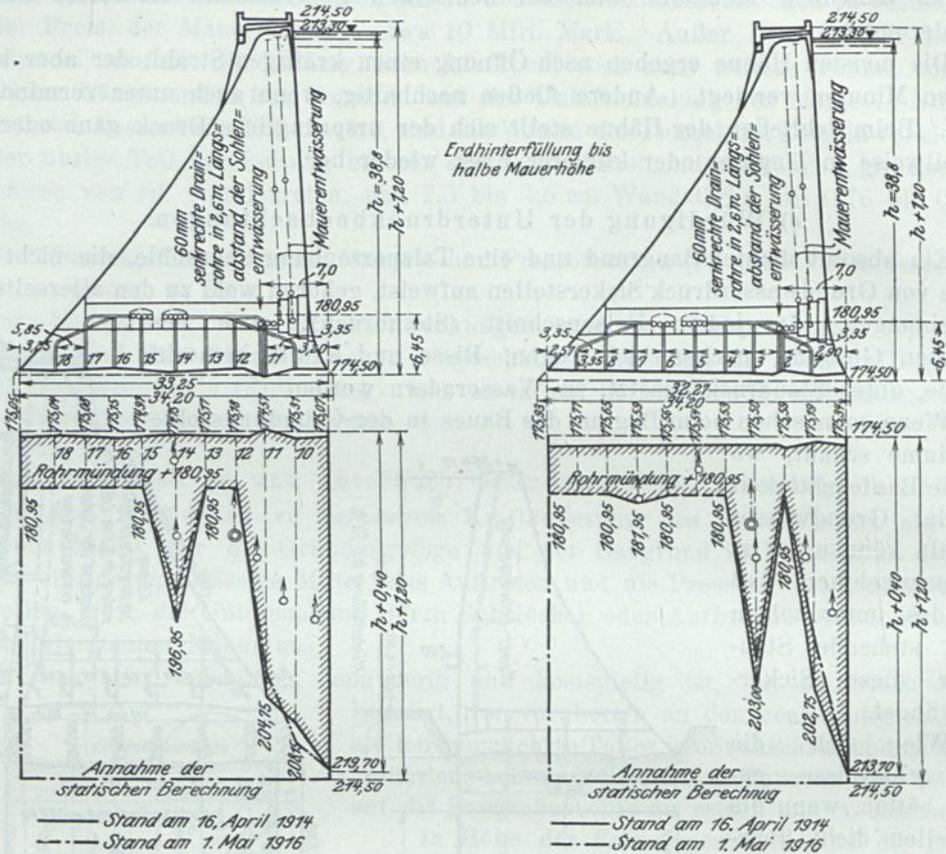


Abb. 83. Möhnesperre.

2 Meßquerschnitte des Sohlendrucks. Die „Sohlenentwässerung“ besteht nur in einer Reihe senkrechter Rohre in 2,6 m gegenseitigem Abstand und 7,0 m Abstand vom wasserseitigen Mauerfuß.  
Abb. 80 bis 84 aus Z. f. B. 1919, S. 517 u. f.

des dichten Mauerkörpers sich da sammeln, wo ihnen absichtlich oder unabsichtlich Gelegenheit gegeben wird.

Der im Beobachtungsrohr gemessene Druck steigt um so höher, je freier die Verbindung mit dem Stauwasser und je widerstandsreicher der Abfluß nach der Luftseite (bis zur Ausspiegelung, wenn der Abfluß geschlossen ist) und umgekehrt.

Das gleiche gilt für die Größe der Wassermengen. Die Größe der Wasserdrücke und Wassermengen hängt vom Verhältnis der Querschnitte und Widerstände in den Zu- und Abflußsickerkanälen ab (Abb. 81 bis 84).

Eine Verminderung der Drücke und Wassermengen derselben Meßstelle zu verschiedenen Zeiten bei gleichem Stauspiegel kann ebensowohl in einer Ver-

stopfung des Zuflusses als in einer Erweiterung des Abflußsystems ihre Ursache haben. Die vermehrten Sickerwassermengen treten unter Umständen unbemerkt am luftseitigen Mauerfuß ins Grundwasser über. Benachbarte Meßstellen können von vornherein oder im Laufe der Zeit miteinander in Verbindung treten und sich beeinflussen.

#### d) Gedrückte Fläche und Sickermenge.

Da die Wahrscheinlichkeit des Eintretens von Unterdrücken nicht zu leugnen ist, handelt es sich bei der Würdigung der Messungsergebnisse zunächst um die sehr wichtige Frage: Wie groß sind die gedrückten Flächen? 60 m Druck auf 1 m<sup>2</sup> Grundfläche ergeben denselben Gesamtdruck wie 6 m Druck auf 10 m<sup>2</sup>.

Schäfer, Z. f. B. 1913, S. 115, ist es nicht genug, wenn in der Fuge zwischen Ausgleichbeton und Felsuntergrund 40% Hohlräume angenommen werden. Es könnten in der darüberliegenden Schicht ebenfalls gegen die unteren versetzte Hohlräume vorhanden sein usw., deren Wirkungen sich addieren.

Abgesehen davon, daß Beton mit 40% Hohlräumen für Talsperren besser nicht verwendet wird, drückt das Wasser sowohl nach oben wie nach unten, so daß eine teilweise Aufhebung erfolgt und die Addition nicht stimmt.

Link macht in seiner „Bestimmung von Staumauerquerschnitten usw.“ (Springer, 1910, S. 31) die sehr richtige Bemerkung: Es kann als sicher angenommen werden, daß der Unterdruck keinesfalls unter der ganzen Fläche der Mauer wirkt.

Er bekehrt sich aber (Z. f. B. 1919, S. 525 [520]) zur Schäferschen Auffassung, daß unter der ganzen Sohlenfläche eine offene Fuge und Wasserdruck von bestimmter Größe anzunehmen sei, weil niemals ein völliges Fehlen desselben in den Meßvorrichtungen festgestellt ist.

Wo bleibt da das Gleichgewicht der Horizontalkräfte?

Weder über Tage noch unterirdisch in Bergwerken und Höhlen austretende Quellen lassen eine Lamellenform größerer Breite oder Auftriebwirkungen erkennen.

Macht man trotzdem diese Voraussetzung für Talsperrenbaugrund und nimmt eine Fließgeschwindigkeit von i. M. 100 cm/Sek. und eine Fugenhöhe von i. M. 1 cm an, so würde die Unterdruckfläche für 1 Sek./l:

$$\frac{1000 \text{ cm}^3}{100 \text{ cm}} = 10 \text{ cm Breite haben.}$$

Das würde nachfolgende Zusammenstellung ergeben:

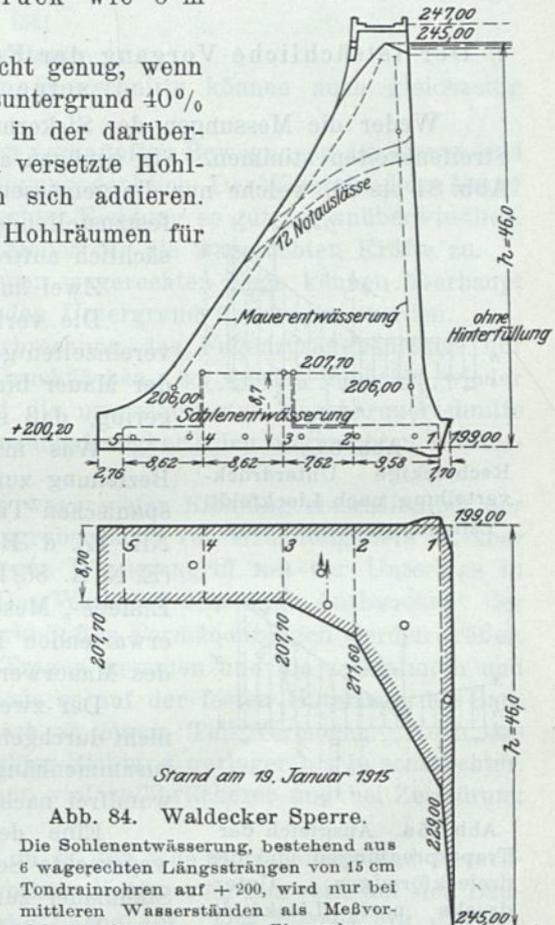


Abb. 84. Waldecker Sperre.

Die Sohlenentwässerung, bestehend aus 6 wagerechten Längsträngen von 15 cm Tondrainrohren auf +200, wird nur bei mittleren Wasserständen als Meßvorrichtung benutzt (10 cm Eisenrohrausgüsse mit Schieber und Manometer in den Rohrstollen). Außerdem sind noch 12 senkrechte Meßrohre nach Abb. 80 vorhanden.

Östersperre	232 m lang,	3,75 Sek./l Sickermenge = 37,5 cm Fugenbreite.
		(Z. f. B. 1913, S. 111.)
Neyesperre	260 m lang,	einige Tropfen = 0 cm Fugenbreite.
Listersperre	270 m lang,	0,75 Sek./l Sickermenge = 7,5 cm Fugenbreite.
		(Z. f. B. 1919, S. 523.)
Möhnesperre	650 m lang,	1,25 Sek./l Sickermenge = 12,5 cm Fugenbreite.
		(Z. f. B. 1919, S. 523.)
Waldecker Sperre (links)	} 420 m lang,	20,0 Sek./l Sickermenge = 200,0 cm Fugenbreite.
		(Z. f. B. 1919, S. 523.)
Waldecker Sperre (rechts)	} " " "	66,0 Sek./l Sickermenge = 660,0 cm Fugenbreite.
		(Z. f. B. 1919, S. 523.)

e) Der tatsächliche Vorgang der Fugenbildung unter einer Staumauer und seine Wirkungen.

Weder die Messungen der Sicker Mengen noch die schematische Berechnung der Streifenbreiten stimmen. Sie genügen aber, zu zeigen, daß die Unterdruckfiguren der Abb. 81 bis 84, welche nur die gemessenen Drücke, nicht die gedrückten und schwerlich festzustellenden Druckflächen darstellen, Zerrbilder der tatsächlich auftretenden Kräfte sind.

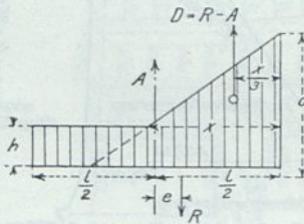


Abb. 85.

Rechteckige Unterdruckverteilung nach Lieckfeldt. Luftseitig geschlossene Fuge.

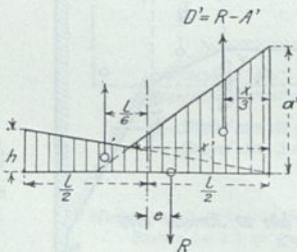


Abb. 85a. Ausgleich der Trapezpressungen und des dreieckförmigen Unterdrucks nach Lieckfeldt. Luftseitig offene Fuge.

Zwei äußerste Fälle sind denkbar:

Die verhältnismäßig geringen Sicker Mengen treten in vereinzelt geschlossenen und ergiebigen Wasseradern unter der Mauer hindurch: Dann ist die statische Einwirkung so gering, daß sie ohne weiteres vernachlässigt werden kann.

Was man einer gut ausgeführten Mauer in dieser Beziehung zumuten darf, zeigen die Spülkanäle der alten spanischen Talsperren, der Assuan- und Sennarsperre im Nil (Z. d. B. 1925, S. 295), der Kaverisperre, Indien (E. N. R. 86/1107), sowie die Notauslässe der Waldecker, Ennepe-, Mescheder, Diemelsperre ausgerechnet in der zu erwartenden Bruchfuge, der Abflußkurve des Wassers und des Mauerwerkes (vgl. Abb. 14, 44, 84).

Der zweite Fall, selbst dahin eingeschränkt, daß sich nicht durchgehende offene Fugen, sondern mehr oder weniger zusammenhängende Druckflächen bilden, ist nirgends einwandfrei nachgewiesen.

Eine derartige Unterhöhnung, allenfalls durch eine wagerechte Sohlenentwässerung vervollständigt, würde die Staumauer zur Ruine machen.

Es würde zu prüfen sein, ob die trapez- oder dreieckförmigen Unterdruckfiguren der für die Rechnung angenommenen offenen wagerechten Fuge als „Sicherheitsannahme“ Geltung beanspruchen dürfen, welche Widerstände die Mauer in diesem Zustande noch leistet, welches die gefährlichsten Beanspruchungen und ob und wie diese rechnermäßig festzustellen sind.

Die übliche Unterdruckberechnung (Abb. 85 u. 85a) — wenn ich sie recht verstanden habe — will die durch den wagerechten Wasserdruck verschobenen senkrechten Schlußkräfte des unterspülten Querschnitts durch den Unterdruck und einige Reste des trapezförmigen Auflagerwiderstandes aufnehmen. Unter den Felsauflagerflächen müßte

natürlich auch diejenige der luftseitigen Mauerkante erhalten sein, sonst könnte hier überhaupt keine Kantenpressung auftreten. (Man hat für diesen Punkt sogar Wasserdruck und Felsdruck als gleichartig wirkende zerstörende Pressungen zusammengerechnet).

In dieser Weise mag auch irgendwie ein Gleichgewichtszustand der senkrechten Kräfte zustande kommen, unter andern auch der, daß die Unterdruckfigur innerhalb der trapezförmigen Auflagerdruckfigur bleibt.<sup>1)</sup>

Sobald der Unterdruck nachläßt oder verschwindet, findet die dann etwas günstiger verteilte und um die Wasserauflast erleichterte Mauerlast des Querschnitts folgende Möglichkeiten der Unterstützung:

1. vereinzelte Ränder und Inseln der ursprünglichen Auflagerfläche;
2. größere Auflagerflächen beim Zurücksinken der Mauer in ihre Anfangslage, wenn die Auflagerfläche unzerstört geblieben ist;
3. Aufhängung an den Nachbarquerschnitten.

Diese Unterstützungen des unterspülten Querschnitts können auch gleichzeitig auftreten.

Die mit Formänderungen und Zerstörungen verknüpften Bewegungen der Mauer sind bis zum Wiedereintritt des Staus verhältnismäßig unbedenklich. Der Widerstand der Mauer sowohl als auch des Baugrundes sind in senkrechter Richtung so gut wie unüberwindlich.

Keineswegs trifft dies bei hinterstauter Mauer für die wagerechten Kräfte zu.

In der für den Unterdruck angenommenen wagerechten Fuge können überhaupt keine wagerechten Kräfte vom Bauwerk auf den Untergrund übertragen werden.

Geht man mit der Annahme der Unterbrechung des Fugenzusammenhangs nur bis zu fladen-, streifen- oder fleckenweisen Druckflächen, so würden zunächst wieder die noch zusammenhängenden Fugenteile und die unerschütterten Nachbarquerschnitte unter erhöhter Beanspruchung (Scher- und Biegezugfestigkeit) den wagerechten Wasserdruck auf den Baugrund übertragen müssen.

Der Widerstand der Gründungsfläche in wagerechter Richtung einschließlich der luftseitig vorgelagerten Untergrundsicht (Baugrubenrand) von Gründungstiefe ist aber nach Masse, Beschaffenheit und Sicherheit gegen Wasserangriff mit der Unterlage in senkrechter Richtung nicht zu vergleichen. Der Weg, auf dem das „Ausbauchen“ der Mauer zum Stillstand kommt, und die damit verknüpften Formänderungen werden größer, da nur in geringem Umfang neue Teile zum Tragen kommen und die zermalmten und erweichten nicht den Widerstand leisten, wie sie es auf der festen Unterlage des Baugrundes in senkrechter Richtung immerhin noch zu einem Teil vermögen. Auch das Widerstandsmoment der Mauer ist in wagerechter Richtung geringer als in senkrechter, der Belastungszustand — voller Stau — ist ein viel gefährlicherer und bei Zerstörung folgenschwerer als der unter Eigenlast.

Die offene ebene Fugenbildung scheidet m. E. für jede Betrachtung und Berechnung aus. Wo keine Übertragung der wagerechten Kräfte vom Bauwerk auf den Baugrund mehr möglich ist, hört sein Zweck und Bestand auf. Das gleiche gilt von der Lösung des Zusammenhangs durch Einzeldruckflächenbildung, ja schon von der Durchfeuchtung von Schichtenfugen.

Es ist anzunehmen, daß eine teilweise Lösung des Zusammenhangs nur einen Übergangszustand zur offenen Fuge bildet. Auch die Reibungswiderstände hören damit auf oder werden auf verschwindende Werte (Schmiermittel der Fugenfüllung) herabgezogen.

<sup>1)</sup> Die seltsamen und im höchsten Grade unwahrscheinlichen Unterdruckfiguren und die Berechnung der Kantenpressungen sind von mir zum Nachweis ihrer Unwahrscheinlichkeit in der Z. f. B. 1917, S. 159 zusammengestellt (vgl. auch Abb. 85 u. 85a). Ein tatsächlicher Ausgleich zwischen Lasten und Unterdrücken würde unter Heranziehung der Nachbarquerschnitte erfolgen.

Eine Fugenbildung, die nicht von vornherein oder binnen kurzer Frist die Standfähigkeit der Mauer illusorisch macht, wäre der mechanische Eingriff von Mauervorsprüngen in entsprechende Vertiefungen der Gründungsfläche — etwa so ähnlich wie die Schlagfläche eines Fleischklopfers — mit Wassertrennungsschicht der aufeinanderpassenden Flächen. Das Gleichgewicht der wagerechten Kräfte, die Bildung eines Moments oder Umsturzmoments wäre dann wenigstens gesichert.

Es bleibt unklar, ob man sich die wasserberührten Trennungsflächen durch nicht genügende Mörtelausfüllung der Vertiefungen, vor Einbringung der Fundamentschicht, zwischen gelagerte Tonhäutchen oder angefressene Mörtel- oder Felsoberflächen, entstanden denken soll.

Es bleibt ferner unklar, wie diese Flächen ohne dichte Berührung wagerechte und senkrechte Kräfte übertragen.

Man könnte einen so gelagerten und unterströmten Mauerquerschnitt leicht im Modell herstellen und würde ihn standfähig finden, solange er vom Unterdruck nicht herausgehoben wird.

Beim Dreiecksquerschnitt mit vollem Unterdruck  $b \cdot h$  ist ungerechnet Wasser-  
auflast für  $\gamma = 2,4$

$$\frac{b h}{2} \gamma = 1,2 b \cdot h > b h. ^1)$$

Für  $b = \frac{2}{3} h$  des rechteckigen Dreiecksquerschnitts vermehrt auch ein dreieckförmiger Unterdruck  $\frac{b h}{2}$  das Umsturzmoment nicht über das Stabilitätsmoment

$$\frac{b h}{2} \frac{2}{3} b + \frac{h^3}{6} < \frac{b h}{2} \gamma \cdot \frac{2}{3} b$$

$$8,5 < 9,6.$$

Für die oben beschriebene eigentümliche, künstlich konstruierte Eingriffsart des Bauwerks in den Felsen lohnt es sich kaum, die „zerstörenden“ Kantenpressungen zu berechnen. Das Trapezgesetz ist nicht dazu geeignet, nachdem durch Unterbrechung der Fuge die Lastverteilung eine ganz unregelmäßige geworden ist.

Es ist nicht folgerichtig, die Längeneinheit der unterspülten Mauer der rechnermäßigen Untersuchung zugrunde zu legen. Dies kann nur unter der Voraussetzung geschehen, daß die Belastungs- und Auflagerverhältnisse auf die Mauerlänge gleichartig sind. Da aber die Auflagerung in mehr oder minder großen Flächen unterbrochen ist und neue Angriffskräfte (Unterdrücke) hinzutreten, trifft diese Voraussetzung nicht zu.

Auf die tatsächlichen Gefahren des Unterdrucks wird man hingeführt, wenn man nicht nur den unterspülten Querschnitt von der Tiefe 1, sondern ein größeres Stück Mauerlänge untersucht (vgl. S. 54 unter g).

Es zeigt sich, daß für das fehlende Auflager der offenen Fuge (Druckfläche) sowohl in senkrecht als in wagerechtem Sinne andere Auflagerflächen unter erhöhter Beanspruchung eintreten müssen.

Zur Überanstrengung steigern sich in allererster Linie die Scherspannungen des Baugrundes. Nach Überwindung dieses Widerstandes wird der wagerechte Biege-  
widerstand des Mauerkörpers zur Übertragung auf mehr oder weniger große Länge in Anspruch genommen. Erst in allerletzter Linie treten zerstörende Kantenpressungen, und zwar weniger im unterspülten als in den Nachbarquerschnitten auf. Die Einleitung der Zerstörung durch Nachgeben der Gründungsfläche hat sich bisher bei allen Stau-

<sup>1)</sup> Dies ändert sich bei aufgelöster Bauweise (Abschn. IV).

mauerunfällen nachweisen lassen. Die Zerstörung pflanzte sich dann weiterhin in nach Bauweise oder Konstruktion schwache oder geschwächte Teile des Bauwerks fort.

So wünschenswert es wäre, die Zerstörungsvorgänge rechnermäßig zu verfolgen, so ist dies doch bisher nicht gelungen.

Die in Deutschland üblichen Unterdruckuntersuchungen beschäftigen sich viel zu einseitig mit dem Nachweis des Gleichgewichts der senkrechten Kräfte und im Banne des Trapezgesetzes mit der Höhe der Kantenpressungen, welche sie durch große Fugenbreiten zu mildern bestrebt sind (vgl. Anmerk. S. 49).

Es ist nicht daran zu zweifeln, daß eine größere Masse schwerer beweglich, gegen Biegung unnachgiebiger ist und in der größeren Grundfläche eine größere Anzahl Eingriffe vermuten läßt.

Aber nicht die errechnete, übermäßige Stärke,<sup>1)</sup> nur der wasserbeständige Baugrund, der vorzüglichste Verbindungsmörtel in sorgfältigster Ausführung, mechanische Eingriffe können auf die Dauer den Bestand einer Mauer gewährleisten.

Die Unterdruckberechnung hat aber nicht nur die unwirtschaftliche Mauerverstärkung, sondern Maßnahmen zur Folge gehabt, welche das größte Unheil anrichten können.

- f) Die auf die Sohlendruckberechnung gegründeten schädlichen Maßnahmen (das Entwässerungsnetz).

Dazu gehört z. B., daß bei der Solinger Sperre die wasserseitigen Quellen der Gründungsfläche vergossen wurden, die luftseitigen aber nicht: „weil dort ein Auftrieb für die Standsicherheit der Mauer günstig wirken muß“ (Z. f. B. 1904, S. 340, Hdb. d. I. 4. Aufl., 2. Bd., 2. Abt., S. 269).

Dazu gehören ferner alle wagerechten Entwässerungsnetze.

Die Entwässerung der Gründungssohle der eingestürzten Weserschleusenmauer bei Hemelingen (Z. d. B. 1914, S. 146 u. 159) hat aller Wahrscheinlichkeit die Hauptschuld an diesem Unfall.

Der Einsturz der Nordmauer der Südmole des Marinekohlenhafens bei Holtenau am 31. Januar 1913 auf 135 m Länge seeseitig (B. T. 1923, Heft 39).

Die Mauer ist in 13,5 m Meerestiefe unmittelbar auf Geschiebemergel gegründet, einem regellosen Durcheinander sandiger und toniger Bodenarten, entstanden unter der zermalmenden Wirkung eiszeitlicher Gletscher.

Der Zementtraßbeton wurde im tiefen Wasser, in großer Beschleunigung und in hohen Schichten mittels dreier 15 m langer Trichter geschüttet, welche auf einem Pfahlgerüst in einem gemeinsamen Wagen fahrbar waren. Unter dem Trichtersäulengerüst entstanden kegelförmige Körper besseren Betons, während sich dazwischen durchgehende senkrechte Fugen abgelagerten Schlammes und minderwertigen Betons bildeten.

Aber auch die Lagerfugen zeigten wenig Zusammenhang, muschel- und linsenförmige Ausspülungen und offene Fugenbildungen. Die Mauer übt auf den Baugrund eine Kantenpressung von 5,8 kg/cm<sup>2</sup> aus. Der obere Teil springt 11 m unter Krone, 3,7 m auf der Landseite zurück und wird in dieser 6,0 m starken Fuge wohl eine große Exzentrizität der Schlußkräfte aufweisen. Die Grundfuge konnte mit dem Steigen und Sinken des Ostseespiegels in wechselnder Richtung unterströmt werden.

Die Mauer wurde in frischem Zustande hinterfüllt und mit einer Überschüttung von 4,0 m Kohle belastet. Der Einsturz schließt unmittelbar an zwei Vorgänge an:

<sup>1)</sup> Zusammenstellung IV von  $\frac{b}{h}$  am Schlusse dieses Abschnitts.

das Ausziehen der seeseitigen Rüstpfähle und das plötzliche Sinken des Ostseespiegels um 1,0 m.

Man entspannte in dem Augenblick den wagerecht widerstehenden Baugrund und schuf etwaigen Sickeradern durch die Pfahllöcher Luft, als der landseitige Wasserüberdruck noch zu den hohen Belastungen des morschen Bauwerks hinzukam.

Dem Einsturz war ein Sacken der Mauer (bis zu 12 cm) und ein Ausbauchen (bis zu 38 cm) vorausgegangen. Er beweist die überwiegende Gefahr wagerechter Belastungen gegenüber einem geschwächten, schlüpfrigen Untergrundaufleger. Die Rücksprünge der Mauer hätten auf der Wasserseite liegen müssen (Strebenquerschnitt). Die Kaifläche war durch Gewölbe zwischen wasserseitigen vorspringenden Pfeilerköpfen zu bilden.

Der Apishapa-Erddamm, beschrieben Bd. I, S. 44 (vgl. E. N. R. 1921/1030 S. 357 u. 418 Nr. 30/VIII u. 13/IX 1923), fiel am 23. August 1923 einem Sohlendurchbruch

infolge zu reichlicher Entwässerung zum Opfer. Man kann sich den Vorgang so denken:

Der in 30 cm starken, ungleichmäßigen Schichten gewalzte Dammkörper war reichlich mit Wasser durchtränkt.

Die unzureichend aufgesattelte Stahlspundwand, im Grundriß etwas luftseitig unter Dammkrone liegend, stand bei rasch ansteigendem Wasser unter 30 bis 40 m Druck. Das durch die Spundwand gestaute und emporgeleitete Wasser floß über ihre Krone (etwas

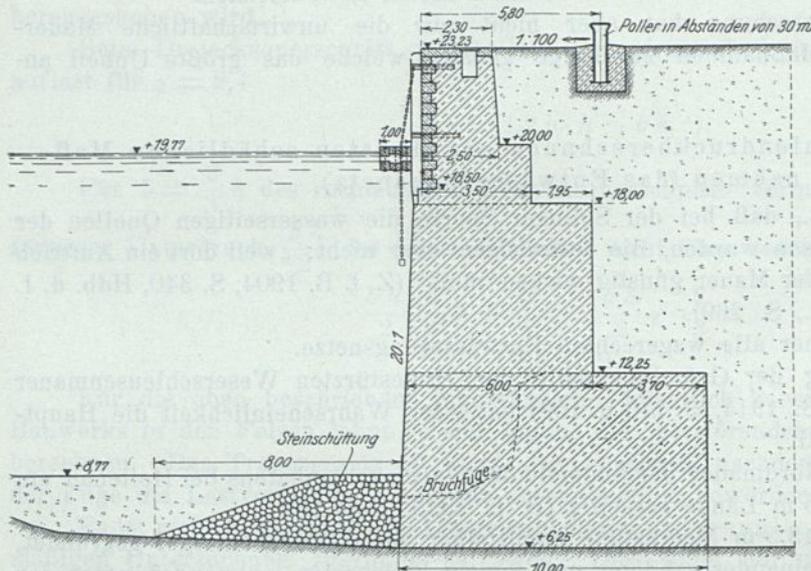


Abb. 86. Südmolenmauer Holtenau.

Die Bruchfuge zeigt den abfallenden Verlauf in der Richtung des größten Drucks — hier der durchtränkten Erdmassen — wie er den Biegungsspannungen in Sperren mit zu steiler Luftseite entspricht. Vgl. Abb. 2, S. 7.

über Geländeöhe, Abb. 26 in Bd. I) den nur etwa 12 m entfernten Entwässerungsanlagen zu. Schwerlich konnte das 30-cm-Stichdrain die ihm von beiden Seiten durch die Längsdrains und Sickerschichten zuströmenden Wassermassen fassen. Die Drains mögen zeitweise und teilweise auch versackt, verschoben und verstopft gewesen sein.

Auflast und Nachfall konnten den Untergrund gegen die von oben und unten in jähem Gefällsbruch — wenn auch innerhalb des Dammschnitts — auf ihn konzentrierten Wassermassen nicht festhalten.

Ein solch stürmischer Verlauf ist bei massiven Mauern nicht zu erwarten. Wohl aber kann durch das Entwässerungsnetz die Bildung von Gleitschichten und Hohlräumen infolge von Durchfeuchtung, Zersetzung und Lösung in angreifbarem Baugrund begünstigt werden.

Im Z. d. B. 1925 wird der Bruch auf einen hochliegenden, nahezu wagerechten Schrumpfriß zurückgeführt. Derselbe hatte sich, ein Zeichen starken Setzens, nebst einigen senkrechten Rissen schon 1921 gebildet und war nach Sinken des Spiegels gedichtet. Beim plötzlichen Wiedereinstau des „jungen“ Dammes nach längerer Trockenheit begann der Riß heftig Wasser zu schlucken. Auch diese Erscheinung und der Aufbruch auf der Luftseite ist durch die Entwässerung erleichtert.

In Deutschland leiteten wohl die Entwässerung des wasserseitigen Mauerquerschnitts und die Meßvorrichtung für den Sohlendruck, welche ja auch nichts weiter ist als eine Sohlenentwässerung kleinen Maßstabs, darauf hin, durch dieses Mittel die Gründungsfläche zu entlasten.

Der Zweck einer Verminderung der Druckhöhen wird, wie die Messungen zeigen (vgl. Abb. 81 bis 84), nur in höchst unvollkommener und unsicherer Weise und gerade an der Wasserseite, wo sie in statischer Beziehung am wichtigsten wäre, überhaupt nicht erreicht.

Man kann sich der Wasserseite mit den Entwässerungsrohren nicht nähern, ohne die Durchsickerungen beträchtlich zu erhöhen.

Die geringe Verminderung der Druckhöhe wird aber bei weitem aufgehoben durch die Ausbreitung der Druckfläche, des gleichwertigen Faktors des Gesamtsohlendrucks, welche eine wirksame Entwässerung unausbleiblich zur Folge hat. Nach den Druckfiguren (Abb. 81 bis 84) wird der Sohlendruck im äußersten Falle etwa auf  $\frac{1}{6}$  vermindert. Die besonders gut entwässerte Waldecker Sperre hat nach der schematischen Zusammenstellung S. 94 die 23fache Druckfläche gegenüber der Öster-, die 115fache gegenüber der Listersperre.

Das Entwässerungsnetz wird um so mehr zu einem Bewässerungsnetz, je weniger die tiefe Lage der Gründungsfläche und das Talsohlengefälle unterhalb der Sperrmauer einen natürlichen Abfluß gestattet. Der bis zur Höhe des Entnahmestollens zu überwindende Gegendruck der Abflußöffnungen beträgt bei der Virnwysperre 14 m, der Neye 8 m, der Möhne und Lister 7 m, der Waldecker 7,8 m.

Wenn es nur auf Verminderung des Druckes ankäme, so wären Ejektoren, wie sie bei der Lahontansperre (vgl. 1. Lieferung, S. 63) mit Talsperrenwasser betrieben werden, eine sehr zweckmäßige Vorrichtung zur Senkung des Gegendruckspiegels. Die Betriebskraft ist in dem Maße vorhanden, wie sie durch den erhöhten Druck und Zudrang des Sickerwassers unter dem Sperrstau erforderlich ist. Bei diesem Erddamm hat die Entwässerung vielleicht einen Sinn und Zweck, denn die Standfähigkeit des Dammaterials hängt von seiner Durchfeuchtung ab und das Austreten von kolkendem Sickerwasser auf der luftseitigen Böschung muß unter allen Umständen verhütet werden.

Der jähe Abfall der Druckkurve unter der Staumauer hat aber nicht nur eine Vermehrung der Angriffsflächen und Wassermengen, sondern auch der Fließgeschwindigkeit und Spülwirkung zur Folge.

In diesen beiden Umständen liegt die überwiegende Gefahr des Entwässerungsnetzes. Wenn die von der wirklichen wahrscheinlich erheblich übertroffene „gemessene“ Sickermenge der Waldecker Sperre in jedem der 86 Sekundenliter nur  $\frac{1}{100}$  g gelöster Bestandteile hinwegführt, so sind das im Jahre  $\frac{1}{100} \cdot 86 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 355 = 27121$  kg oder  $1 \cdot 7 \cdot 1000 \cdot 27121 = \text{rund } 16 \text{ m}^3$  (Tirsosperre umgekehrt 0,02 g/l Filterverlust).

Die Sohlenentwässerung vermehrt in angreifbarem Baugrund die Angriffs- zugleich Druckfläche und die Wassermenge, erleichtert die Durchweichung und Lösung von Einlagerungen und erschwert die Möglichkeit der Selbstdichtung.

In dieser Beziehung ist besonders ein wagerechtes Entwässerungsnetz bedenklich, unterhalb dessen Wirkungsbereich sich außerdem sehr wohl unter vollem Druck stehende Fugen denken lassen.

Die Gestaltung der Gründungsflächen gestattet glücklicherweise in den seltensten Fällen ein wagerechtes Entwässerungsnetz.

Senkrecht auf den Baugrund gesetzte Entwässerungsstränge sind unabhängig von den Unebenheiten desselben und können eine größere Tiefe beherrschen.

Sie sind für Quellfassungen erforderlich und werden zweckmäßig vergossen.

#### g) Zusammenfassung.

Zusammenfassend läßt sich sagen: Die Entwässerung dichter Fels- und Mauer-massen ist an und für sich ein wenig aussichtsreiches Unternehmen. Eine solche Entwässerung in die besonders gefährdete Fuge zwischen Gefäßwand (Mauerkörper) und Gefäßboden (Gründungsfläche) zu legen, muß mit Nachteilen für die Standfähigkeit, Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit der Mauer verknüpft sein, welche etwaige günstige statische Wirkungen bei weitem überwiegen. Die rechnerische Erfassung des Unterdrucks ist, wenigstens mit Hilfe des Trapezgesetzes, nicht möglich.

Die Anlage eines Entwässerungsnetzes ist mit Kosten und Zeitaufwand, Störung des Bauvorgangs, Schwächung des Mauerwerks und Baugrundes, Vermehrung der Wasserangriffsflächen verbunden. Verstopfungen sind denkbar.

Wenn durch das Netz selbst keine erheblicheren Veränderungen des Unterdrucks erreicht werden, als die Abb. 81 bis 84 erkennen lassen, dann hätte es schon aus diesem Grunde keine Berechtigung.

Es ist aber im Gegenteil zu vermuten, daß in den Teilen der Gründungsfuge, welche von dem Netz nicht berührt werden, viel geringere Drücke herrschen, und daß die gemessenen hohen Drücke ohne das Netz nicht vorhanden wären, ganz abgesehen von der Vermehrung der Druckfläche.

Ein Entwässerungsnetz ist bei wasserbeständigem Baugrund vielleicht unschädlich, aber überflüssig. In allen anderen Fällen ist es schädlich.

### 17. Schlußfolgerungen.

Aus der nachfolgenden Beschreibung zerstörter Mauern geht unwiderleglich hervor, wo die Ursachen der Zerstörung liegen, und daß sie nicht rechnermäßig und am allerwenigsten durch Ermittlung der senkrechten Pressungen der wagerechten Fuge erfaßt werden können.

Es ist Sache des Geologen, zu beurteilen, ob der Baugrund unter Einwirkung des Staudrucks unverändert steht, Sache des Ingenieurs, ihn künstlich zu sichern, Sache des Betriebes, für Leerung des Beckens zu sorgen, wenn sich trotzdem offene Fugen entwickeln sollten.

1. Es ist ausnahmslos das wagerechte und nicht das senkrechte Auflager, dessen Widerstandsfähigkeit für Schwerkraftmauern in Betracht kommt: die Zerstörung wird durch Abschieben eingeleitet.

2. Die senkrechten Pressungen der wagerechten Fuge haben mit der Zerstörung wenig zu tun, denn:

a) es werden Mauern von großem Verhältnis  $\frac{b}{h}$  der Grundfugenbreite  $b$  zur Mauerhöhe  $h$  von der Zerstörung betroffen und es widerstehen Mauern sehr kleinen Verhält-

nisses  $\frac{b}{h}$  noch jahrelang nach Eintritt von Bewegungen selbst bei Überströmung (St. Denis, du Sig, Abb. 92 u. Zusammenstellung IV).

b) es widerstehen Mauern, bei welchen die Drucklinie aus dem Querschnitt fällt, überhaupt (Voigtsbach  $\frac{b}{h}$  nach Hdb. d. I. S. 256 =  $\frac{11}{18} = 0,6$ ; Ternay Abb. 19 u. 19a oder nachdem sie sich ausgebaucht und übergeneigt haben.

c) Es sind bisher Zerstörungen am luftseitigen Mauerfuß, wo rechnungsmäßig die größten Pressungen zu erwarten sind, nicht wahrgenommen.

d) Bruchstücke schwacher Mauern werden nach Bildung senkrechter Fugen — wahrscheinlich infolge wagerechter Biegung — im ganzen Querschnitt verschoben, ein Beweis für deren Standfähigkeit. (Nashville, Austin Pennsylvanien, Z. d. V. D. I. 1911, S. 2154; Austin Texas, Z. d. V. D. I. 1913, S. 1189. Vgl. die Abb. 96, 98 u. 176.)

3. Die Zerstörung ist wohl vielfach mit luftseitigen Aufquellungen von Untergrund und Wasser verbunden. Es scheinen aber weniger Ausspülungen als die allmähliche Durchweichung schlüpfriger Schichten und Einlagerungen, welche sich selbstverständlich über die luftseitige Baugrubenwand hinaus erstrecken, Veranlassung, daß der Wasserdruck den Auflagerwiderstand überwindet.

4. Beinahe überall, wo eine Verstärkung der Mauer in Frage kam, haben die Ingenieure die richtige Empfindung gehabt, den wagerechten Widerstand zu erhöhen.

Sei es durch Strebepfeiler und Strebenmauerwerk (außer den in der Zusammenstellung IV angeführten, die neue Lenneper Mauer, Pont Abb. 156; Tillot Abb. 157; Mouche Abb. 158 u. a.), sei es durch Gegendämme und Gegendämmung (alte Lenneper Mauer, Poona, Wegmann S. 75; Mutha Abb. 90, Grosbois Abb. 91, die Lauchenseemauer).

Die gleiche Absicht ist in der gewölbten Grundrißanordnung und in den luftseitigen Vorlagen zwecks Erhöhung (Assuan, Spaulding, O'Shaugnessy u. a.) zu erkennen. An und für sich sind die üblichen Stau-mauerquerschnitte auch bei geradliniger Grundrißanordnung ausreichend.

Kein Baugrund ist gegen Druckwasser gänzlich unangreifbar. Er ist daher mit allen Mitteln zu dichten und zu schützen.

Dazu gehört:

1. Ausräumen des verwitterten Felsens und dichter Anschluß des Mauerwerks besonderer Güte an entsprechend ausgearbeitete und aufgeraute Untergrundflächen. Schleunige Wiederherstellung des etwa gestörten Schichtenverbandes (Talhänge).

2. Ein tiefer Eingriff der Mauer auf ihrer ganzen Längserstreckung in den Felsen, aber nur so weit, als die schlechte Beschaffenheit und Undichtigkeit desselben dies nötig macht.

3. Starke Herdmauerschlitze (Sporen) allenfalls mit eingehängter Eisenblechschürze.

4. Die Erfahrungen bei Druckstollen haben gezeigt, daß die Felsoberfläche durch die Sprengwirkung in ihrer Dichtigkeit und Festigkeit bis zu 1,0 m Tiefe und mehr beeinträchtigt wird. Es empfiehlt sich, diese wichtigste und gefährdetste Zone, nach

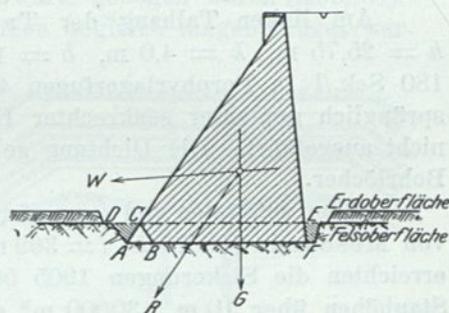


Abb. 87. Die Anmauerung an einigemmaßen widerstandsfähigen Felsen in der Linie  $CB$  oder  $DA$  ist besser als die nachträgliche Ausfüllung des Zwischenraumes  $ADC$  und  $EF$ .

Freilegung, durch Bohrlöcher und Druckwasser nochmals gründlich zu untersuchen. Die Bohrlöcher können dann gleichzeitig, allenfalls nach erfolgter Übermauerung, durch Zementeinpressungen gedichtet und verfestigt werden.

5. Volle Ausfüllung der Baugrube mit Mauermaße bis zur Felsoberfläche (Abb. 87).

6. Eine schützende Hinterfüllung, welche die Masse der Mauer vermehrt, den Weg der Sickerungen verlängert und erschwert, das Material zur Selbstdichtung hergibt, den Anschluß an die unverletzte Erdecke der Beckensohle vermittelt.

7. Der Schutz der Talhänge gegen Verwitterung, Versickerung und Abrutschen in der Nähe der Maueranschlüsse.

### 18. Die Zerstörung von Schwerkraftmauern.<sup>1)</sup>

Die Erforschung der Ursachen und des Verlaufs der Zerstörung von Sperrmauern ist die Quelle der Erkenntnis für die Regeln, welche bei Entwurf, Berechnung, Bau und Betrieb zu beobachten sind.

Es geht daraus hervor, daß die unbedingt nötige Sorgfalt in allen diesen Punkten, Querschnittstärke und Grundrißform an Wichtigkeit von einer sicheren Gründung auf wasserbeständigem Felsen übertroffen wird.

Die Beachtung dieses Umstandes hat Deutschland bisher vor Katastrophen bewahrt, wenn auch kleinere „Unannehmlichkeiten“ zu verzeichnen sind.

An der Lingesesperre (1898—99;  $l = 185$  m,  $h = 25,5$  m,  $k = 4,0$  m,  $b = 16,7$  m,  $R = 200$  m) war die Sohle einiger Grauwacken-Steinbrüche im Becken unter Stauspiegel gelegt. Es zeigten sich Sickerungen bis 100 Sek./l, welche durch Ausfüllung der Steinbrüche nur wenig vermindert wurden.

Am linken Talhang der Tambacher Sperre (Gotha) (1903—05;  $l = 125$  m,  $h = 25,75$  m,  $k = 4,0$  m,  $b = 19,28$  m,  $R = 150$  m) umflossen Sickerungen bis 180 Sek./l in Porphyrlagerfugen 4 bis 6 m über Talsohle das Mauerende. Ein ursprünglich geplanter senkrechter Dichtungsschlitz, der sie abschneiden sollte, wurde nicht ausgeführt. Die Dichtung gelang mittels zahlreicher durch Preßzement gefüllter Bohrlöcher.

In den gefalteten und verworfenen Untergrundschichten der Grauwacke der Talsperre von Meschede (1901—5;  $l = 369$  m,  $h = 37,9$  m,  $k = 5,0$  m,  $b = 28,0$  m,  $R = 350$  m) erreichten die Sickerungen 1905 500 Sek./l, 1906 nahmen sie auf 300 Sek./l ab bei Stauhöhen über 10 m. 30000 m<sup>3</sup> einer Lehmdecke von 1 bis 2 m Stärke wurden an den Hängen und im Bachbett aufgebracht und durch Steinüberdeckung geschützt. Das scheint aber nicht viel geholfen zu haben, denn die weit unterhalb der Mauer sich erstreckende Versumpfung mußte durch Parallelstollen abgefangen werden.

Nach einer Auseinandersetzung zwischen Link und Bachmann (Z. d. B. 1920, S. 211) ist die Verblendung von 70 cm Stärke einer 350 m langen Mauer und noch einer andern ungenannten Mauer Westfalens abgeklappt. Bei den Sperrern von Marklissa und Mauer wurden die Verblendmauerlängen durch die Entnahmetürme begrenzt und gehalten.

#### a) Die Macdonaltonsperrre.

Eine Mauer von nur 5 m Höhe und 130 m Länge (Engin Rec. vom Nov. 1911, S. 581) in Macdonalton Pa. stand, trotzdem der Kies- und Schieferuntergrund 1½ Monate nach ihrem Einstau am 15. September 1911 unter ihr hinweggedrückt wurde. Vielfach gerissen, bauchte sie wagerecht auf größere Länge um 20 cm aus und sackte allmählich, von 7,5 bis auf 15 cm größte Tiefe.

<sup>1)</sup> Vgl. auch die Zerstörung des Austinwehres Colorado (Z. d. V. d. I. 1911, S. 1773 und Abb. 176 und der aufgelösten Sperrmauern Abb. 153 u. 178 bis 181.

Von zwei kleineren Mauern wird im Engin. Rec. Bd. 65, S. 94 und S. 179 behauptet, der Eisdruck (Eisstau?) habe sie hinweggeschoben.

b) Die Sperre am Saranacfluß N. Y. und am Connedogwinetbach Pa.

Die eine am Saranacfluß N. Y., bestehend aus zwei Verblendmauern mit einer Beton- und Steinausfüllung, 45 m lang und 14 m hoch, bewegte sich nach 17jährigem Bestand am 16. Januar 1912 im Überfall auf 25 m Länge und 1,4 m Höhe etwas talabwärts. Eine Durchsickerung am Dammfuß wurde an der Stelle der ärgsten Risse nach Ablassen des Wassers entdeckt.

Die andere am Connedogwinetbach Pa. war im September 1911 in Betrieb genommen. Eine  $\Gamma$ -förmige 900 m lange und 4 m hohe Mauer von 61 cm Kronen- und 1,22 m Fußbreite auf einer Platte mit luftseitiger Herdmauer ist teils auf Schiefer, teils in Kies und Steinen gegründet und mit Erde hinterfüllt. Der erste Einsturz Ende 1911 entstand durch Sickerungen an einer Stelle, wo die Mauer ein ehemaliges Gefluter kreuzt. In der Nacht vom 17. Januar wurden etwa 90 m Länge hinweggeschoben und umgekippt.

c) Die alte und neue Puentessperre (Abb. 88 bis 88f).

Die Mauer war in Bruchsteinen mit Werksteinverblendung in den Jahren 1785 bis 1791 in einem engen Felsentale unterhalb der Vereinigung der Bäche Velez, Turilla und Luchena zum Guadalantinfluß erbaut.

Ihre geradlinige Grundrißbegrenzung näherte sich der Gewölbeform insofern, als die beiden Enden der Hauptmauer stumpfwinklig talabwärts gebogen waren (Abb. 88).

Die Kronenlänge der Mauer einschließlich der beiden ungleich langen Flügel war 282 m, die größte Höhe 50 m.

Ein gewölbter Grundablaß von 6,7 m lichter Weite und 7,53 m Höhe, wasserseitig durch eine kurze Trennungsmauer in zwei Öffnungen zerlegt, um die Stützweite des Dammbalkenverschlusses zu vermindern, durchdrang die Mauer im tiefsten Punkt des Tales (Abb. 88a u. 88b).

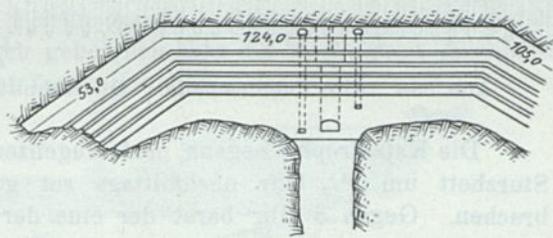


Abb. 88. Alte Puentesmauer, Grundriß.

Die Entnahme erfolgte mittels zweier rechteckiger, wasserseitig vorgelegter Brunnen, an welche sich je ein durch die Mauer geführter Kanal von 1,66 m Breite und 1,95 m Höhe anschloß.

Die Wände des engen Tales bestehen aus dichtem Kalkfelsen, dessen Festigkeit außer Zweifel steht.

Bei den unzureichenden Mitteln der Wasserhaltung der damaligen Zeit entschloß man sich unglücklicherweise, nachdem das Geröll und der Sand des Flußbetts bis zu 7,5 m Tiefe freigelegt, ohne daß man auf den Zusammenschluß der Felswände gestoßen wäre, die Fundamente auf einen Pfahlrost zu setzen. Die Pfähle waren nur 6,7 m lang und ihre Köpfe durch Riegel gleichlaufend und senkrecht zur Talrichtung verbunden. Der Rost erstreckte sich nicht nur unter der Fundamentfläche der 46 m starken Mauer, sondern als Sturzbett für den Spül- oder Entnahmestrom noch etwa 40 m talabwärts.

Der Rost und die Pfahlköpfe waren durchweg in eine 2,5 m starke Mauerplatte eingebettet, welche außerhalb der Mauer noch durch eine auf den Pfahlköpfen verlegte Beplankung geschützt wurde.

Dieses Fundament hielt sich in den ersten elf Jahren, während welcher Zeit die Niederschläge nicht hinreichten, das Becken zu füllen. Als sich aber am 30. April 1802 der Wasserspiegel bis zu 47 m erhob, wurden die Kiesmassen des ehemaligen Flußbetts samt Pfahlrost und Sturzbett wie ein Pfropfen herausgedrückt und durch die Gewalt

der Wassermassen eine torartige Bresche von 17 m Breite und 33 m Höhe aus dem unteren Teil der Mauer herausgerissen (Abb. 88c u. 88d).

Schon gleich nach Vollendung der Mauer im Jahre 1792 zeigten sich bei 12 m Stauhöhe an dem geräumigen Spülkanal, der offenbar einen schwachen Punkt der Mauer bildete, Undichtigkeiten. Es wurden Befürchtungen laut, welche sich im Jahre 1797, als infolge eines Wasserstandes im Becken von 39,3 m im Flußbett Quellen auftraten, vermehrten. Nachdem aber letztere allmählich verschwanden, wuchs das Vertrauen wieder, da man annahm, daß die Schlammablagerungen eine Dichtung bewirkten. Freilich hätte man unter diesen Umständen auf jede Spülung verzichten und das Becken der Verschlammung anheimfallen lassen müssen.

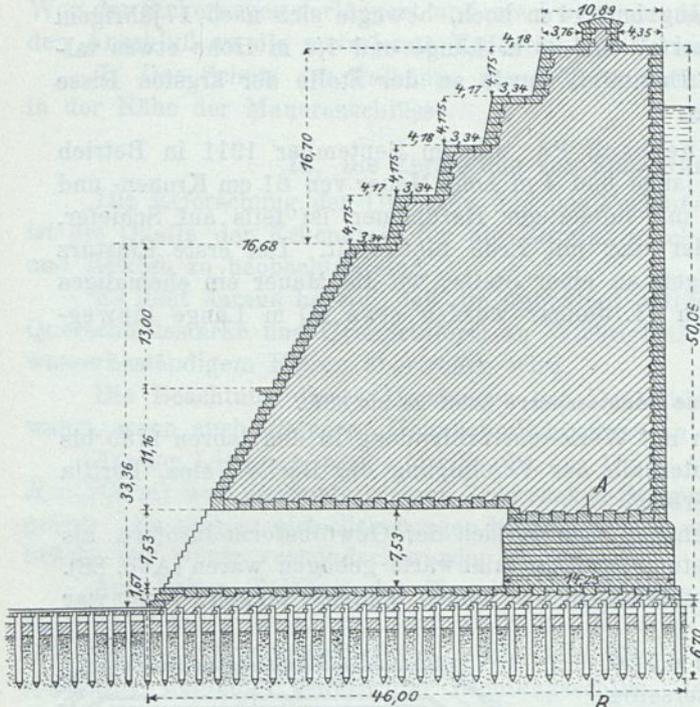


Abb. 88a. Alte Puentesmauer. Querschnitt.

Die Katastrophe begann nach Augenzeugen damit, daß aus dem oben beschriebenen Sturzbett um 2½ Uhr nachmittags rot gefärbte Wassermengen geräuschvoll hervorbrachen. Gegen 3 Uhr barst der eine der Entnahmebrunnen, und die Wassermengen vermehrten sich. Dann erfolgte eine zweite Explosion, welche die Erde erzittern machte, und Pfähle, Anker und andere Teile des Pfahlrostes erschienen in dem Strudel, bis endlich nach einer dritten Explosion die Tore des Spülkanals und das umgebende Mauerwerk in einer ungeheuren, rot leuchtenden Woge hinweggerissen wurden.

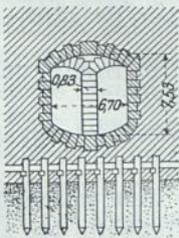


Abb. 88b.  
Alte Puentesmauer.  
Querschnitt des Spülkanals nach A B.

Die 52 Mill. m<sup>3</sup> des Beckeninhalts liefen binnen einer Stunde ab. Der Bote, welcher die 11 km unterhalb gelegene Stadt Lorca warnen sollte, mußte sich, von den Fluten eingeholt, auf die Berge flüchten.

Nach einem im Sommer des Unglücksjahrs erstatteten offiziellen Bericht kamen 650 Menschen um und wurden 809 Häuser zerstört.

Die Ablagerungen hinter der Mauer hatten zur Zeit der Katastrophe eine Höhe von 13,4 m erreicht und trotzdem dem gewaltigen Wasserdruck nicht widerstehen können.

Nach Aymard muß sich die Kritik nicht gegen die Widerstandsfähigkeit der Mauer und die geringe Tiefe und Schwäche der Pfahlrostfundierung, sondern gegen diese Art

der Gründung überhaupt richten. Er schließt fälschlich aus dem Vorgang der Zerstörung, daß Erddämme unter einem Staudruck von über 30 m, welches auch die auf ihre Ausführung verwandte Sorgfalt sei, nicht stehen können.

In den Grundriß der Mauer läßt sich zwanglos ein Gewölbe von rd. 160 m Halbmesser beinahe gleich der vollen Mauerstärke hineinzeichnen. Diese Form hat also nicht zu verhindern vermocht, daß gerade der Gewölbescheitel in so bedeutendem Umfang vom Wasser mit fortgenommen wurde.

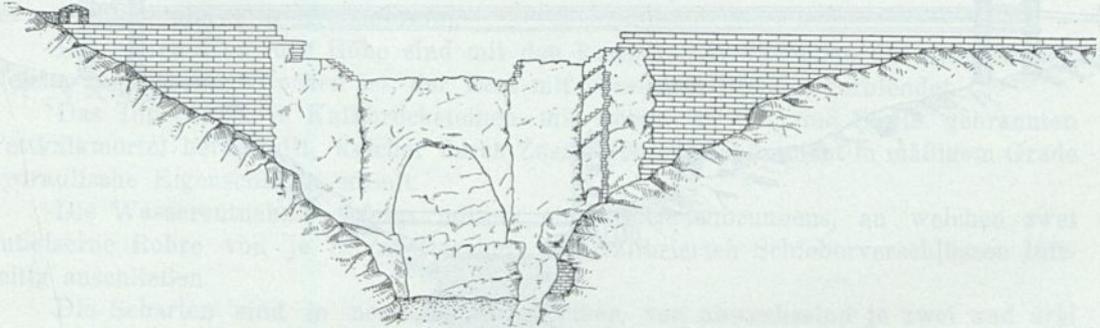


Abb. 88c. Alte Puentesmauer. Wasserseitige Ansicht der Bruchstelle.  
Reste des Entnahmeturms rechts.

Erst im Jahre 1861 wurde der Entschluß gefaßt, die Mauer wiederherzustellen (Abb. 88e u. 88f).

Indem man dem Mergel durch zuerst kiesige, dann allmählich in reinen Ton übergehende Ablagerungen des Flusses nachging, fand man, daß sich wider Erwarten die Felswände in 24 m Tiefe unter Flußsohle vereinigten.

Das Fundament konnte also auf den Felsen gesetzt werden, wenn sich auch bei dem großen Wasserandrang und der dadurch gebotenen Eile die Mächtigkeit desselben über dem darunter vermuteten Mergel nicht feststellen ließ.

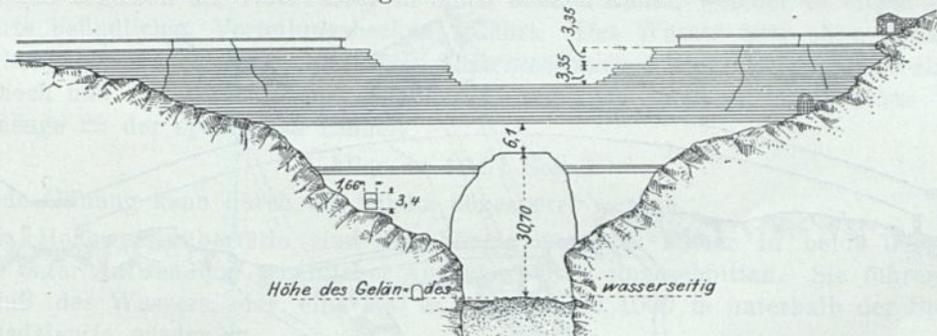


Abb. 88d. Alte Puentesmauer. Luftseitige Ansicht nach der Zerstörung.

Für die Ableitung des Flusses stand ein noch vom alten Bauwerk herrührender Stollen, welcher in der rechten Felswand des Tales die Baustelle umging, zur Verfügung. Derselbe war trotz der rasenden Strömung, welche ihn durchspült hatte, unversehrt geblieben. Ihm gleichlaufend wurde ein zweiter Stollen durch den rechten Talhang getrieben und ein dritter durch den linken Talhang. Es sei vorausgeschickt, daß diese ohne jede Ausmauerung im Gefälle 1:100 durchgeführten Stollen — der längste ist 80 m lang — später als Spülkanäle benutzt und durch wasserseitig angeordnete, hydraulisch bewegte eiserne Schützen geschlossen wurden.

Der Gesamtquerschnitt der drei Stollen beträgt  $14 \text{ m}^2$ . Nur einer derselben wurde für gewöhnlich zur Wasserabführung ausgenutzt, die beiden anderen konnten dem Materialtransport (auf Schmalspurgleisen) überlassen bleiben.

Außer einem kleinen Erddamm, welcher das Wasser den Spülkanälen zuführte, wurde talaufwärts ein zweites Abschlußwerk errichtet zur Bildung eines Beckens von etwa  $1 \text{ Mill. m}^3$  Inhalt.

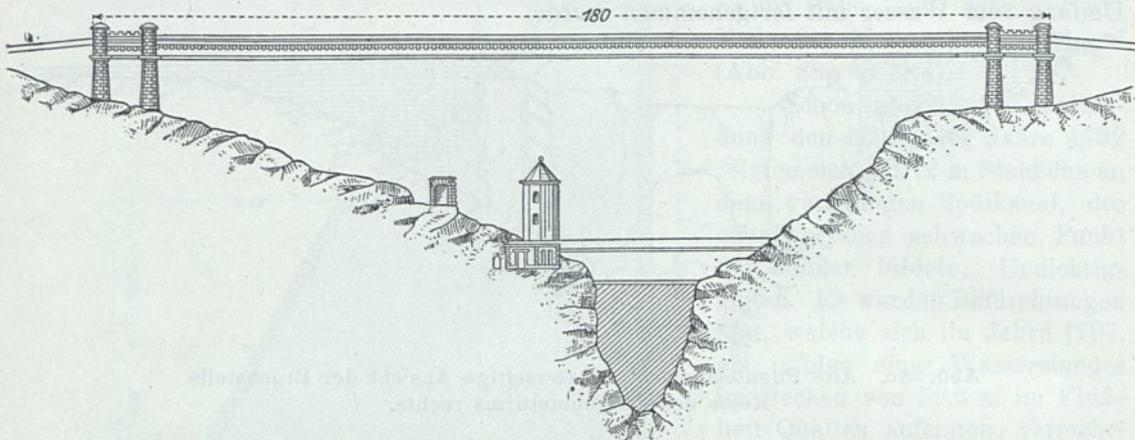


Abb. 88e. Neue Puentesmauer. Luftseitige Ansicht (Schnitt C-D).

Dasselbe hatte den Zweck, plötzlich eintretende Hochwasser aufzuspeichern, um sie später ohne Gefährdung der Baugrube allmählich durch die Stollen ablassen zu können. Gegen den Rückstau talseitig der Baustelle schützte man sich durch Ablagerung des Aushubs zwischen Quermauern.

Der Aushub betrug über  $16\,000 \text{ m}^3$ . Die Anzahl der zur Wasserhaltung mittels Zentrifugalpumpen erforderlichen Pferdestärken stieg bis zu 50. Außerdem fanden

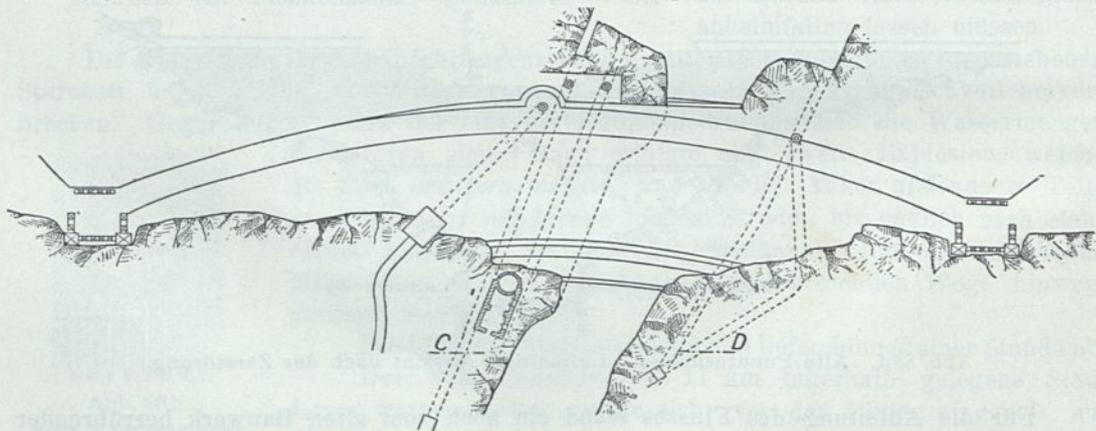


Abb. 88f. Neue Puentesmauer. Grundriß.

noch Pulsometer Verwendung. Die Baugrube wurde berg- und talseitig durch je ein Gewölbe von  $2 \text{ m}$  Dicke abgesperrt, welches dem Aushub voraneilte.

Dreimal wurde der obere Erddamm durch Hochfluten zerstört und die Baugrube überschwemmt, ungerechnet verschiedener kleinerer Einbrüche des Wassers. Der Grundwasserandrang war groß, da außer dem berg- und talseitig zuströmenden Wasser sich

in den Felswänden drei ergiebige Quellen zeigten. Nachdem der gesunde Fels bloßgelegt, gereinigt, abgetrepppt und aufgerauht war, wurde der Fundamentmauerklotz in Gestalt eines Keiles von 4 m Schneide, rd. 18 m Rückenbreite, 72 m Länge und von 15 000 m<sup>3</sup> Inhalt in raschbindendem Portlandzementmörtel (200 kg auf 1 m<sup>3</sup> Mörtel) hergestellt.

Diese Arbeiten nahmen die Zeit vom Januar 1880 bis dahin 1882 in Anspruch.

Auf dem Fundamentkörper erhebt sich die eigentliche Mauer 48 m hoch mit 39 m Sohlen- und 4 m Kronenbreite.

Die ersten 20 m der Höhe sind mit den kostbaren Werksteinen der alten Mauer, welche gänzlich abgebrochen ist, der Rest mit bossierten Steinen verblendet.

Das Innere ist in Kalkbruchsteinen mit einem an Ort und Stelle gebrannten Fettkalkmörtel hergestellt, welcher durch Zusatz von Portlandzement in mäßigem Grade hydraulische Eigenschaften erhielt.

Die Wasserentnahme erfolgt mittels eines Schartenbrunnens, an welchen zwei gußeiserne Rohre von je 70 cm Durchm. mit kalibrierten Schieberverschlüssen luftseitig anschließen.

Die Scharten sind in neun Horizontalreihen von abwechselnd je zwei und drei Öffnungen über die Höhe des Turmes verteilt. Jede der Öffnungen von 10 cm Breite und 20 cm Höhe wird für gewöhnlich mit gußeisernem Schütz verschlossen gehalten, mit Ausnahme derjenigen, welche dicht unter dem jeweiligen Wasserspiegel zur Entnahme dienen.

Die beiden Rohrleitungen liegen in einem 19 m hoch über Flußbett durch den rechtsseitigen Talhang getriebenen Stollen.

Der unterhalb liegende Raum des Beckens ist zur Aufnahme von etwa 3 Mill. m<sup>3</sup> Schlammassen bestimmt, deren Ablagerung in einem Zeitraum von 20 Jahren zu erwarten ist, wenn man nach den Erfahrungen im alten Becken schließen darf, wo sie in 10 Jahren 13,4 m Höhe erreichten.<sup>1)</sup> Die Verschlussschieber werden hydraulisch betätigt und ergießen das Nutzwasser in einen offenen Kanal, welcher es einem 400 m talabwärts befindlichen Verteilungsbecken zuführt. Das Wasser tritt ohne merkliche Geschwindigkeit ein. Die rechteckigen Austrittsöffnungen einer Bronzeplatte sind je 20 cm hoch und von verschiedener Breite. 21 mm der letzteren entsprechen einer Abflußmenge = der spanischen Einheit

$$1 \text{ hilas} = 10,61 \text{ Sek./l.}$$

Jede Öffnung kann durch ein Schütz abgesperrt werden.

Die Hochwasserüberfälle sind unabhängig von der Mauer in beide Ufer des Beckens unter Aufwendung erheblicher Aushubarbeiten eingeschnitten. Sie führen den Überschuß des Wassers, der eine 200 m, der andere 1000 m unterhalb der Sperre, dem Guadalantín wieder zu.

Ihre Breite ist mit 40 m so ausgiebig bemessen, daß die vorgesehene Stauhöhe von 45,5 m nicht überschritten wird.

Ein bemerkenswerter Unfall trug sich zu, als die Spülschützen im Vollendungsjahr 1887 zum ersten Male geöffnet werden sollten.

Es steht zu dem Zwecke eine Dampfmaschine von 15 nominellen PS mit einer Pumpe und einem Akkumulator auf dem linken Ufer am Fuße der Mauer zur Verfügung.

Die stark konstruierten Schützstangen sind mit den Kolbenstangen der hydraulischen Zylinder unmittelbar verbunden.

<sup>1)</sup> Tatsächlich soll in den Jahren 1884 bis 1887 das Becken bereits bis auf 19 m Höhe verschlammte gewesen sein.

Eine der ersteren brach beim Anhub, und man war gezwungen, durch talseitig eingebaute Schützen und in den Zwischenraum eingelassenes Wasser die Schütztafel zu entlasten, um sie herausziehen und ausbessern zu können.

So sehr also der Ersatz des spanischen Tores durch andere Vorrichtungen, welche die Arbeiter weniger gefährden, zu empfehlen ist, so schwierig ist es, diese selten benutzten Verschlüsse zweckmäßig einzurichten.

Die Ingenieure Zoppi und Torricelli behaupten ferner, daß der Querschnitt der hier vorhandenen drei Spülkanäle, in einen einzigen vereinigt, eine viel wirksamere Spülung gestatten würde (Schützverschlüsse wären für einen so großen Querschnitt —  $14 \text{ m}^2$  — unter dem hohen Wasserdruck noch weniger empfehlenswert).

$1 \text{ m}^3$  Mauerwerk, dessen Gesamtinhalt oberhalb des Fundaments  $110\,000 \text{ m}^3$  beträgt, kostete nur 11,20 Mark.

Der geringe Preis erklärt sich aus der Heranziehung billiger (italienischer) Arbeitskräfte, der Verwendung der Steine der alten Mauer, an Ort und Stelle gebrannten Kalkes und des daselbst gefundenen Flußsand. Ein hoher Preis mußte nur für den Portlandzement gezahlt werden.

Das Niederschlagsgebiet des Beckens hat eine Größe von  $1500 \text{ km}^2$ , und es ist auf eine unregelmäßig über das Jahr verteilte Regenhöhe von im Mittel  $0,334 \text{ m}$  zu rechnen.

Ein Fünftel davon (rd.  $100 \text{ Mill. m}^3$ ) gelangt zum Abfluß. Das Becken hat  $40 \text{ Mill. m}^3$  Inhalt.

Die Baukosten, der Erwerb der alten Sperrmauer, die Enteignung der Ländereien, die Zinsen während der Bauzeit und die Aufwendungen für alles Zubehör (Telegraphenleitung und Zufuhrweg nach Lorca) verschlangen eine Summe von 3 Mill. Mark.  $1 \text{ m}^3$  nutzbaren Beckeninhalts kostet daher etwa 7,5 Pf. Das Bewässerungskonsortium rechnet nur auf wenig mehr als einmalige Füllung des Sees, nämlich auf eine das ganze Jahr hindurch während Abgabe von  $1500 \text{ Sek./l.}$  Der Einheitspreis beträgt für  $1 \text{ Sek./l.}$  400 Mark, so daß eine hohe Verzinsung gesichert ist. Es ist zu bemerken, daß auch während des Winters möglichst sinkstoffreiches Wasser zur Befruchtung der Felder abgegeben wird und wahrscheinlich beinahe der doppelte Beckeninhalt nutzbar gemacht werden kann.

#### d) Die Sperre von Gasco oder Guadarrama.

Dieses Bauwerk würde damals die größte Sperrmauer der Welt gewesen sein. Sie sollte unweit Madrid den Guadarrama, einen Nebenfluß des Jarama, geradlinig mit einer größten Höhe von  $93,33 \text{ m}$  absperren. Die Kronenlänge würde  $250,77 \text{ m}$  erreicht haben. Die Basis hatte  $72,45 \text{ m}$ , die Krone sollte nur  $4,08 \text{ m}$  breit sein. Als wasserseitige Querschnittsbegrenzung war eine unter  $60^\circ$  geneigte Gerade angenommen. Die Mauer bildete, im Grundriß gesehen, einen Rost, bestehend aus zwei äußeren Verblendmauern von je  $2,78 \text{ m}$  Stärke, verbunden durch eine Anzahl Quermauern gleichlaufend der Talachse. Die so entstehenden Fächer wurden mit Steinen und Ton ausgefüllt. Ein gewaltiger Spülkanal von  $8,36 \text{ m}$  Breite war vorgesehen. Im Jahre 1788 begann der Bau. Aber schon am 14. Mai des folgenden Jahres, nachdem er  $57,12 \text{ m}$  Höhe erreicht hatte, blähten ungeheure Regengüsse die Füllmassen auf und führten die Zerstörung eines großen Teiles der äußeren Mauer herbei. Man überzeugte sich von der Unhaltbarkeit des Systems und gab die Arbeit auf. Auch der angelegte Derivationskanal verlor in den quartären Sanden der Umgebung von Madrid vollständig seinen Inhalt.

e) Die Sperre des Val de Inferno (Abb. 89).

Nicht ganz so großartig, in einem Engpaß des Flusses Luchena, mit polygonalem Grundriß im Jahre 1792, 13 km oberhalb von Puentes angelegt, blieb diese Sperrmauer ein Torso, weil erst während der Ausführung eine durchlässige Bank in 35,5 m Höhe über Talsohle entdeckt wurde. Der Entnahmebrunnen hatte zu große Abmessungen erhalten, und der bedeutende Höhenabstand der Scharten erschwerte die Spülung und Entnahme noch mehr. Im übrigen gleicht der Bau den beschriebenen spanischen Talsperren.

Das Becken ist gegenwärtig gänzlich verschlammt, und die Mauerkrone wird in prächtiger Kaskade von dem Fließchen überströmt.

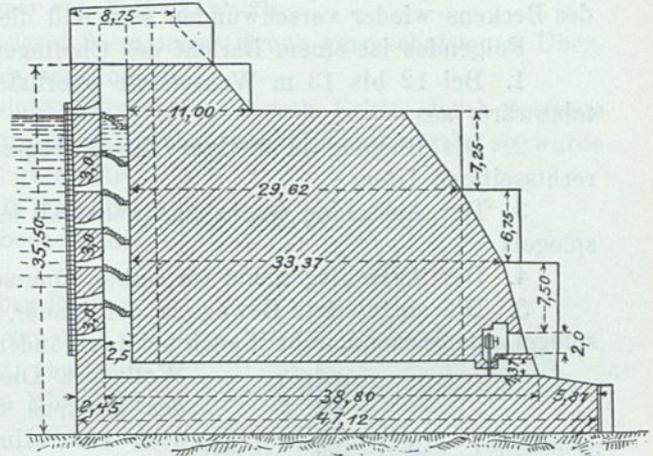


Abb. 89. Val de Inferno (Spanien) im Rio Luchena.

Aufgegeben wegen einer durchlässigen Bank in Höhe 35,50. Gegenwärtig bis zur Krone verschlammt.

f) Die Sperren von Grosbois und Chazilly (Abb. 90 u. 90a).

Die Mauer von Grosbois sei an dieser Stelle deshalb erwähnt, weil sie eigentümliche Bewegungs- und Zerstörungserscheinungen gezeigt hat. Sie sperrt noch heute eines der Becken, welche für die Speisung des Kanals von Burgund in den Jahren 1830 bis 1838 erbaut wurden, ab (Pont, Tillot, Chazilly, Cercey, Panthier, Remilly). Sie ist im Grundriß geradlinig, hat 550 m Kronenlänge und 28,3 m größte Höhe.

Ihr Querschnitt (Abb. 90) würde, in umgekehrter Richtung vom Wasserdruk beansprucht, zweckmäßiger ausgenutzt werden.

Auf einem Fundamentklotz von 16 m Stärke, mit je einer luft- und wasserseitigen Herdmauer, erhebt sich die Mauer, wasserseitig abgetrept, luftseitig schwach dossiert ( $1/20$ ).

Die Mauer steht auf 2 bis 10 m starken Bänken des Liastons, welche von zahlreichen, regellosen Spaltflächen durchzogen sind.

Der an und für sich widerstandsfähige Tonboden ließ schon, nachdem die Fundamente erst 4 m Höhe erreicht hatten, Durchsickerungen erkennen.

Der zur Verstopfung der Fugen und Risse in den wasserseitigen Schlitz geworfene Kalk war von geringer Wirkung.

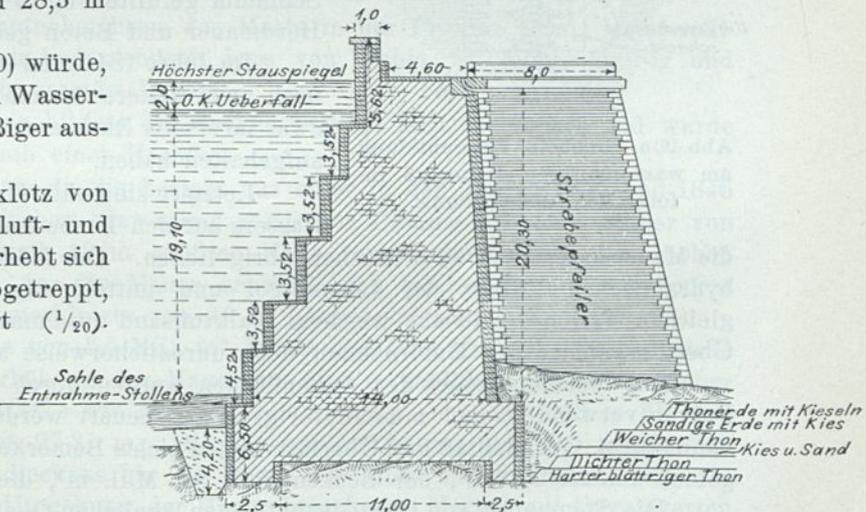


Abb. 90. Grosbois. Querschnitt.

Als im Jahre 1838 das Wasser 17,5 m hoch im Becken stand — die größte zulässige Stauhöhe ist 21,10 m —, bildete sich zwischen Entnahmeturm und Mauer ein Riß. Es scheint, daß der Turm der Bewegung der Mauer nicht gefolgt ist.

Der Ausschlag der Mauer von einigen Zentimetern talabwärts soll nach Leerung des Beckens wieder verschwunden sein und die Trennungsfuge sich geschlossen haben.

Folgendes ist einem Bericht des Chefingenieurs aus dem Jahre 1841 entnommen:

1. Bei 12 bis 13 m Wassertiefe oberhalb des Entleerungskanals bog die Mauer talabwärts aus.

2. Die Biegung in stetiger Kurve begann am Entnahmeturm und endigte am rechtsseitigen Ufer.

3. Der Ausschlag wuchs und nahm ab mit dem Steigen und Sinken des Wasserspiegels.

4. Der Ausschlag nahm im selben Querschnitt von unten nach oben zu.

5. Die eingeleitete Bewegung der Mauer, dem steigenden oder fallenden Wasserspiegel entsprechend, schritt auch bei unveränderlich erhaltenem Wasserspiegel noch eine

Weile fort. Die Mauer kam auch nach gänzlicher Leerung des Beckens nicht gleich zur Ruhe, sondern zeigte noch eine allmähliche Verminderung der Ausbiegung.

6. Nach jeder solchen Vor- oder Rückwärtsbewegung war eine verstärkte dauernde Erhöhung des Ausschlags zu bemerken: Die Mauer war eben nur unvollkommen elastisch.

Eine bis zur Sohle der Herdmauer in die Beton- ausfüllung des wasserseitigen Baugrubenschlitzes getriebene Schürfung ließ erkennen, daß sich eine mit Schlamm gefüllte Fuge *sb* von 45 mm Weite zwischen Herdmauer und Beton gebildet hatte (Abb. 90a).

Im Jahre 1842 sind sieben Strebepfeiler und später noch zwei weitere der Mauer vorgelegt worden, welche zwar ihrerseits Risse aufweisen, jedoch die Bewegungen aufgehalten haben.

Letztere sind ohne Zweifel dem Einfluß des Druckwassers auf den Tonboden zuzuschreiben, obgleich auch

die Mauermaterialien zu wünschen übrig ließen. Der Mörtel, aus einer Mischung stark hydraulischen Kalkes der Liasmergel und mittelmäßig hydraulischem Jurakalk zu gleichen Teilen sowie aus weichem Kalktuffsand zusammengesetzt, war minderwertig. Überdies sparte der Unternehmer noch unredlicherweise an Kalk.

Die Verblendsteine der Außenflächen werden durch den Frost nach und nach in Pulver verwandelt und müssen fortgesetzt erneuert werden. Die Nebenanlagen, Entnahmeturm, Grundablaß und Überfall, bieten nichts Bemerkenswertes. Das Niederschlagsgebiet umfaßt 27 km<sup>2</sup>, der Beckeninhalt 9,2 Mill. m<sup>3</sup>, die Beckenoberfläche 0,38 km<sup>2</sup>.

Die Staumauer von Chazilly hat einen ähnlichen Querschnitt wie die von Grosbois. Auch sie mußte durch Strebepfeiler, sechs an der Zahl, verstärkt werden.

Das eigene Niederschlagsgebiet des Beckens von 5,2 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt reicht zur Füllung nicht aus, diese erfolgt vielmehr künstlich durch Kanäle von zwei anderen Becken aus.

Die Mauer von Grosbois hat auch später noch zu Bedenken Veranlassung gegeben. Von mancherlei Verbesserungs- und Verstärkungsvorschlägen wurde abgesehen und ein

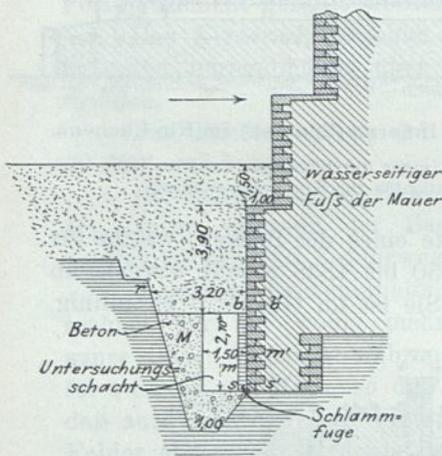


Abb. 90a. Grosbois. Fugenbildung am wasserseitigen Mauerfuß infolge der Ausbauchung.

Stück talabwärts ein „Gegendamm“ aus gestampftem Letten (terre corroyée) von 17,3 m Höhe errichtet, welcher außer dem Gegendruck noch einen Gewinn von 800 000 m<sup>3</sup> nutzbarem Stauraum ergab (Ann. d. Ponts et Chauss. 1905, III).

g) Die Staumauer von Mutha (Abb. 91)

ist 1868 erbaut und hat einschließlich des 3,25 m unter Krone eingeschnittenen Überfalls von 440 m Länge eine Erstreckung von 1560 m.

Im Grundriß bildet die Mauer einen Polygonzug, dessen Ecken durch schwere Strebepfeiler verstärkt sind. Da sie trotzdem Zeichen von Schwäche gab, so wurde ein Erddamm luftseitig dagegen geschüttet.

Das Niederschlagsgebiet umfaßt 508 km<sup>2</sup>. Bei einem Beckeninhalte von 146 Mill. m<sup>3</sup> bedeckt die Seeoberfläche 14 km<sup>2</sup>.

Da jedoch die Entnahme 8,7 m über Beckensohle liegt, so bleibt nur eine Schicht von 17,8 m Höhe und 90 Mill. m<sup>3</sup> Nutzinhalt übrig, von dem noch eine Verdunstungsschicht von 1,2 m Höhe und 12 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt abzuziehen ist.

Von dem Becken aus führt je ein Bewässerungskanal an jedem Rande des Tales entlang. Derjenige des rechten Ufers ist 115 km lang und auf die ersten 16 km bis zur Stadt Poona schiffbar. Der linksufrige ist nur 22 km lang.

Die bewässerte Fläche beläuft sich auf 270 km<sup>2</sup>.

Die Baukosten für die Herstellung der Mauer erreichten annähernd 5 Mill. Mark.

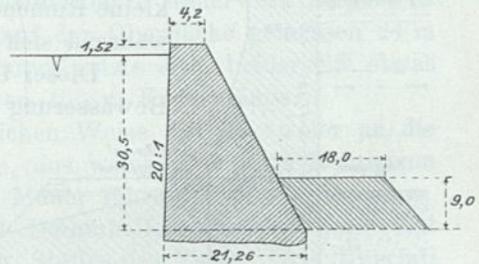


Abb. 91. Mutha Indien. Querschnitt mit Gegenschüttung.

h) Die Staudämme des Sig, St. Denis du Sig und Grands Cheurfas (Abb. 92 u. 92a).

Der Sig, einer der Hauptnebenflüsse des Macta in der Provinz Oran, weist zahlreiche Staudämme auf, deren bedeutendste, jene von Tabia, St. Denis du Sig und Grands Cheurfas, gegenwärtig zerstört liegen.

Der Erddamm von Tabia bildete ein Becken von 3,5 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt und wurde schon im Jahre 1856 der Raub einer Hochflut.

Der Damm von St. Denis du Sig besteht aus einer in den Jahren 1845 und 1846 auf den Resten uralter türkischer oder sogar römischer Dämme erbauten Mauer von 30 m Länge, 9 m Stärke und 10 m größter Höhe, ungerechnet einen 4 m hohen Fundamentklotz aus Beton. An die Mauer schließt sich talabwärts ein ungeheures Sturzbett in Gestalt eines Mauerklotzes von 49 m Längenerstreckung an (Abb. 92).

Ein eigentlicher Stausee von 3,5 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt und 0,54 km<sup>2</sup> Oberfläche wurde erst im Jahre 1858 durch Erhöhung der Mauer um 17,5 m gebildet. Die neue Mauer hatte am Fuße die gleiche Stärke wie die alte, nimmt nach oben auf 5,43 m ab und erreicht eine Kronenlänge von 97,37 m. Die Wassertiefe betrug nur 16,5 m, da sich die Flußsohle innerhalb des Beckens bis zur Krone der alten Mauer erhöht hatte.

Der Untergrund in der Umgebung der Mauer besteht aus Mergel mit eingelagerten Tonschichten. Die Mauer selbst steht auf einem Rücken festeren, aber klüftigen Kalksandsteins, dessen Risse auszementiert wurden.

Anfangs zeigte die Mauer nur unbedeutende Durchsickerungen, welche aber nach einigen Jahren, nachdem die den Mergel bedeckende Tonschicht aufgeweicht und hinweggespült war, namentlich am rechten Hang zu beträchtlichen Wasserverlusten Veranlassung gaben.

Der Ingenieur Petit bekämpfte die Wasserverluste wirksam, indem er die Schichtungs-fugen der gefährdeten Stelle im Jahre 1868 mit einer 0,5 m starken Mauer bis auf 40 m talaufwärts zudecken ließ. Die Decke wurde später bis auf 200 m verlängert.

Ein Nachteil dieser ersten größeren algerischen Talsperre zeigte sich in der raschen Verschlammung.

Aus einem Niederschlagsgebiet von 3500 km<sup>2</sup> gelangten innerhalb acht Jahren etwa 750 000 m<sup>3</sup> Schlamm Massen im Becken zur Ablagerung.

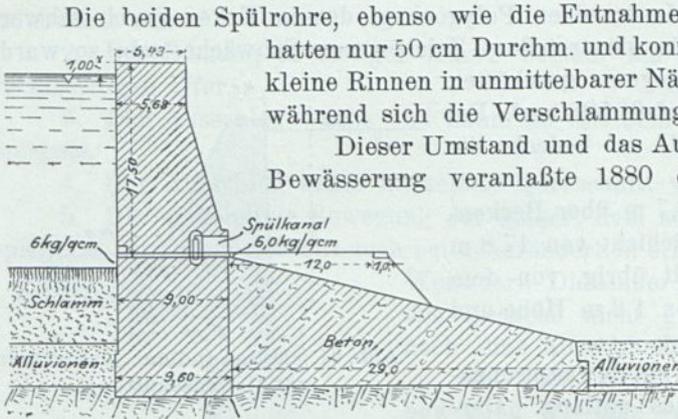


Abb. 92. St. Denis du Sig-Mauer mit luftseitiger Betonverstärkung.

Die beiden Spülrohre, ebenso wie die Entnahmeröhre durch die Mauer geführt, hatten nur 50 cm Durchm. und konnten trotz Nachhilfe von Hand nur kleine Rinnen in unmittelbarer Nähe ihrer Mündungen offen halten, während sich die Verschlammung 1900 m talaufwärts erstreckte.

Dieser Umstand und das Aufblühen der Kolonie infolge der Bewässerung veranlaßte 1880 den Bau einer zweiten Mauer 22 km oberhalb bei Grands Cheurfas (Abb. 92a).

Der höchsten Stauhöhe von 30 m entsprach ein Beckenin-halt von 16 Mill. m<sup>3</sup>.

An der Baustelle besteht der Untergrund aus Kalkstein des Miozän mit abwechselnd mergeligen und tonigen Schichten von geringer Festigkeit.

Festere Bänke weiter flußaufwärts, welche das Bruchsteinmaterial lieferten, konnten nicht zur Gründung benutzt werden, weil das Tal daselbst eine zu große Breite hatte.

So wurde der Damm auf den Rücken einer antiklinalen Falte gesetzt, welche namentlich am rechten Ufer gestörte Schichtungen und sandgefüllte Spalten aufwies.

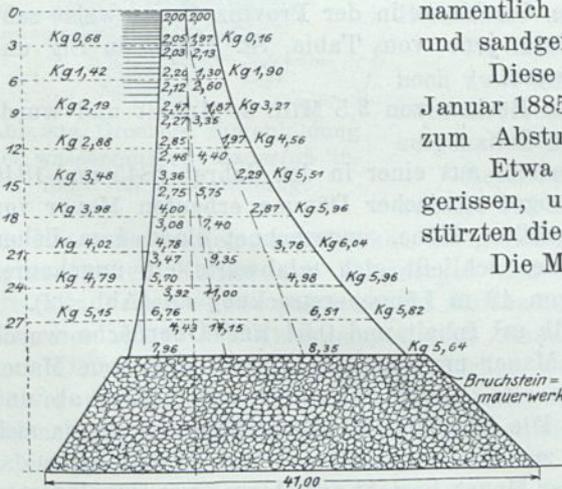


Abb. 92a. Grands Cheurfas. Querschnitt mit den ursprünglich berechneten Kantenpressungen.

Diese gaben gleich bei der ersten Füllung im Januar 1885 zu Durchsickerungen und am 8. Februar zum Absturz der ganzen Bergwand Veranlassung.

Etwa 10 m der Mauer wurden mit hinweggerissen, und durch eine Bresche von 40 m Weite stürzten die Wassermassen zunächst dem Sigbecken zu.

Die Mauer des letzteren brach erst, nachdem die überstürzende Schicht eine Höhe von 5,4 m über der Mauerkrone erreicht hatte. Die Bruchfuge lag ungefähr in Höhe der Verbindungsstelle der alten und der neuen Mauer, rund 16 m unter Mauerkrone.

Pelletreau zeigt, daß die Schlußkraft daselbst 0,96 m luftseitig der Mauer-kante die wagerechte Fuge schneidet und (nach Delocre) eine Druckspannung luft-

seitig von 14,25 kg/cm<sup>2</sup>, wasserseitig eine Zugspannung von 8,25 kg/cm<sup>2</sup> entsteht.

Glücklicherweise waren bei dem Unfall nur wenige Menschenleben zu beklagen, da das Aufquellen und Sprudeln des Wassers bei Cheurfas die bevor-

stehende Katastrophe rechtzeitig angezeigt hatte. Dagegen war der Materialschaden außerordentlich.

Der Einsturz von Grands Cheurfas lehrt uns die Wichtigkeit einer genauen Kenntnis der geologischen Verhältnisse dieser ungeheuren künstlichen Becken schätzen.

Die Zerstörung der Mauer von St. Denis du Sig war einfach eine Folge der ersten Katastrophe, und es ist zu verwundern, welchen großen Widerstand sie derselben entgegensetzte.

Der Querschnitt der Mauer von Cheurfas ist beiderseitig parabolisch begrenzt. Wie für die übrigen algerischen Sperrmauern war zunächst eine Betonausgleichung des Felsens projektiert gewesen, welche aber bei der Ausführung in Mauerwerk hergestellt wurde. Dieser Fuß hatte auf der Felssohle 41 m, auf der Oberfläche gemessen 24 m größte Breite und eine mittlere Höhe von 10 m. Darauf setzte sich, beiderseits etwas zurückspringend, der eigentliche Mauerquerschnitt von 155 m Kronenlänge.

Die Wasserentnahme erfolgte in der gewöhnlichen Weise mittels zweier an die Wasserseite der Mauer angebauten Schartenbrunnen, aus welchen je zwei Rohre von 50 cm Durchm. etwa 5 m über Flußbett durch die Mauer führten.

Ein einziger Spülkanal von 1,8 m Weite mit Dammbalkenverschluß nach Art des spanischen Tores befand sich an der tiefsten Stelle des Tales. Als Überfall dienten 84 m der Mauerkrone, welche gegen die übrige Maueroberfläche um 1 m absetzten, ferner eine Lücke von gleicher Tiefe und 16 m Länge am linken Ufer. Es war beabsichtigt, die Lücken durch einen Steg zu überbrücken, dessen Böcke gleichzeitig einem beweglichen Aufsatz zur Erhöhung der Stauhöhe auf 25 m über die Mündung der Entnahmerohre als Stütze dienen sollten.

#### i) Die Habrasperre in Algier (Abb. 93 bis 93 d und Abb. 61 u. 61 a).

Die außerordentlichen Erfolge, welche in Spanien durch Stauweiher für Bewässerungszwecke erzielt waren, veranlaßten die französische Regierung, ähnliche Unternehmungen durch die Überlassung von Ländereien in Algier zu begünstigen.

Einer sich bildenden Genossenschaft wurden 240 km<sup>2</sup> bebaubares Gelände im Habratale unter der Bedingung überlassen, diese und noch weitere 120 km<sup>2</sup> dem Staate gehöriges Land mit Sperrenwasser zu versorgen.

Der Habrafluß hat ein Niederschlagsgebiet von rd. 8000 km<sup>2</sup>, liefert aber infolge der ungünstigen klimatischen und Bodenverhältnisse nur eine jährliche Abflußmenge von durchschnittlich 108 Mill. m<sup>3</sup>.

Diese verteilt sich zeitlich sehr ungleichmäßig, denn sie schwankt von  $\frac{1}{2}$  m<sup>3</sup>/Sek. bis 700 m<sup>3</sup>/Sek. und darüber. Die Hochfluten treten plötzlich auf und werden von reichlichen Niederschlägen, deren Gebiet indessen ziemlich eng begrenzt ist, erzeugt.

Nachdem am Sig bei Tabia und am Téletfluß in Oran je ein Erddamm durch Hochfluten zerstört war, entschied man sich dafür, den Habrafluß durch einen Mauerwerksdamm abzusperren.

Der Beckeninhalt wurde auf 30 Mill. m<sup>3</sup> bemessen.

Die Arbeiten begannen im November 1865 — vollendet 1871.

Der Fels des Baugrundes bestand aus tertiären Kalk- und Sandsteinbänken von wechselnder Festigkeit mit eingelagerten Tonschichten, welche teilweise bis zu großer Tiefe entfernt werden mußten. Der Sandstein besaß eine geringe Mächtigkeit, überlagerte eine Schicht miozänen Tonschiefers und fiel mit 30° nach dem Tal zu ein, während der Tonschiefer den höheren Einfallwinkel von 45° in derselben Richtung bildete.

Die Unebenheiten der Felsoberfläche in der Baugrube wurden zunächst durch ein im Mittel 5 m starkes Betonbett ausgeglichen (Abb. 93a). Darauf erhob sich eine Art Sockel aus Bruchsteinmauerwerk von 2 m Höhe, gegen welchen die eigentliche Mauer luftseitig um 2 m zurückspringt.

Die Hauptmauer (Abb. 93) ist, abgesehen von dem am rechten Ufer zurückbiegenden kurzen Flügel, auf 325 m annähernd geradlinig. An das linke Ende schließt sich, unter  $35^\circ$  gleichfalls talaufwärts zurückbiegend, der niedrige Querschnitt des Überfalls an und stellt auf 125 m Länge die Verbindung mit dem linken Talhang her.

Die Krone des Überfalls liegt 1,6 m unter der Krone der Hauptmauer und ist mit einem Steg überbrückt.

Zwei Spülkanäle durchdringen den Hauptmauerkörper in der Talsohle in 35,7 m Achsabstand voneinander. Der lichte Querschnitt ist wasserseitig nur je  $1,2 \times 2$  m, erweitert sich indessen luftseitig trichterförmig, mit einem Sohlengefälle von 11,3 cm für 1 m, auf  $1,5 \times 4$  m.

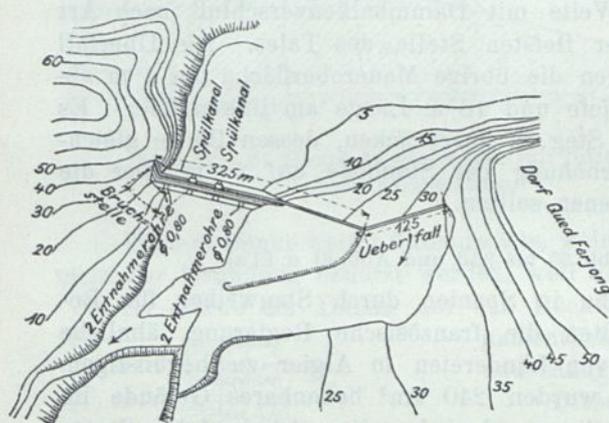


Abb. 93. Habra. Lageplan.

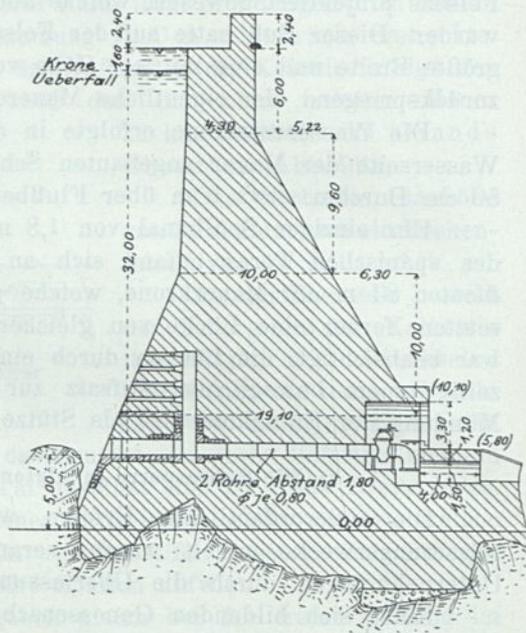


Abb. 93a. Habra. Querschnitt durch die Entnahme. Vergl. Abb. 61 u. 61a.

Der Verschuß besteht in Metallschützen, welche von der Mauerkrone aus betätigt werden.

Fast alljährlich machen die sich anhäufenden Sinkstoffe die Benutzung der Spülkanäle erforderlich.

Die Wasserentnahme (Abb. 93a) erfolgt aus zwei mit Scharten versehenen Brunnen, welche vollständig innerhalb des Mauerquerschnitts liegen. An jeden schließen sich zwei gußeiserne, in 1,8 m Achsabstand eingemauerte Rohre von 0,8 m lichte Durchm. mit Schieberverschlüssen luftseitig an.

Die Gewalt des ausströmenden Wassers wird durch die nach unten gekrümmte Mündung auf einem Wasserpolster gebrochen.

Die beiden linksseitigen Entnahmerohre waren nicht im Gebrauch.

Das für die Mauer verwendete Material entstammt der Umgebung derselben, weil bei einem Verbrauch an Mauerwerk von rd.  $500 \text{ m}^3$  für 1 lfd. m der Sperrmauer anderes nicht wohl in Betracht kommen konnte.

Man war also auf den Tertiärsandstein angewiesen, und die Oberleitung hatte streng den Ausschluß der weicheren Schichten, namentlich derjenigen von ausgeprägt

schiefriger Struktur, vorgeschrieben. Ob diese Vorsicht immer beachtet wurde, ist nicht mit Sicherheit anzugeben.

Der Sand wurde aus dem Habrabet flüßaufwärts der Mauer entnommen, bis das sich aufstauende Wasser eine Verschlämmung desselben herbeiführte. Darauf mußte er aus größerer Entfernung von unterhalb herangeschafft werden und zeigte zwar keine Verunreinigungen, aber eine zu große Feinheit.

Außerdem hatte die Oberleitung die Verwendung einer „roten Erde“ statt Sand für das Innere der Mauer zugelassen, welche 22 bis 24 Gewichtsteile Ton enthielt.

Der hydraulische Kalk wurde aus einem Kalkstein mit 1 bis 10% Sand- und 16 bis 31% Tongehalt an Ort und Stelle bereitet.

Das Mischungsverhältnis des Mörtels war 1 Teil Kalk auf 2 Teile Sand. Für ein Bauwerk, welches bestimmt war, 32 m Wasserdruck zurückzuhalten, hätten die

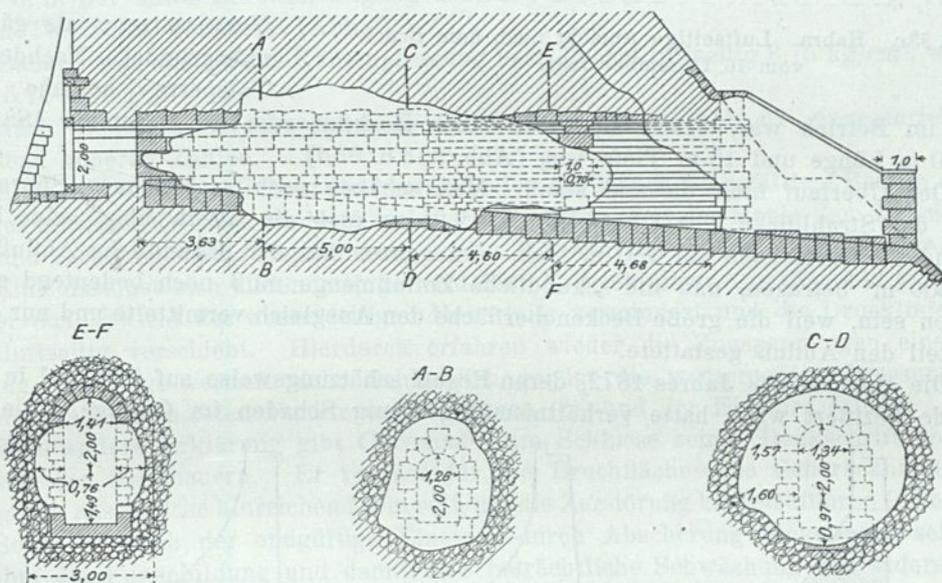


Abb. 93b. Habra. Längs- und Querschnitte durch den zerstörten Spülkanal.

hydraulischen Eigenschaften des Kalkes vorzüglich sein, auch den ungebundenen Kalkstückchen Zeit gegeben werden müssen, durch längeres Lagern und Aufnahme von Feuchtigkeit unschädlich zu treiben.

Nach dem französischen Ingenieur Minard dauert es ein bis zwei Jahre, bis dieser Prozeß gänzlich beendet ist.

Es ist noch zu erwähnen, daß die Cholera unter den Bauarbeitern wütete und ihre gelichteten Reihen nur mit Mühe wieder gefüllt werden konnten.

Schon bei dem ersten Einstau zeigten sich zahlreiche Durchsickerungen und nahmen beim weiteren Steigen so zu, daß die Mauer wie ein ungeheures Filter erschien.

Allmählich bedeckte sich die Luftseite mit einer glänzenden Kalksinterschicht, und die Durchsickerungen ließen nach. Diese Sinterungen sind das Zeichen eines Auslaugens (appauvrissement) des Mörtels. Am 10. März 1872 wurde infolge einer Hochflut, welche den mangelhaft gegründeten und schwachen Überfall 2 m hoch überströmte, der letztere zerstört.

Man hatte bei der Bemessung des Überfalls nur auf  
 $125 \cdot 1,8 \cdot 1,3^{3/2} = 437 \text{ m}^3/\text{Sek.}$

gerechnet. Es müssen aber zuzüglich des durch die Entnahmeöffnung abströmenden Wassers an  $700 \text{ m}^3$  tatsächlich abgestürzt sein.

Die Wiederkehr einer ähnlichen Hochflut wurde für so unwahrscheinlich gehalten, daß bei der Wiederherstellung der Überfallmauer die Krone derselben nicht tiefer als

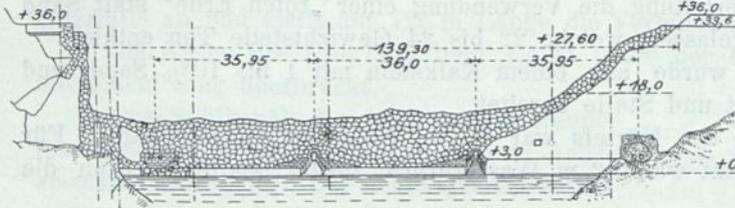


Abb. 93c. Habra. Luftseitige Ansicht nach dem Bruch vom 16. Dezember 1881.

bisher (1,6 m), unter den äußerst zulässigen Stau ( $33,6 \text{ m}$ ) gelegt wurde. Ja, man dachte sogar daran, sie durch einen beweglichen Aufsatz zu erhöhen.

Leider erwies sich die Voraussetzung als gänzlich unbegründet. Nachdem die Talsperre beinahe neun

Jahre im Betrieb war, brach sie unter einer Hochflut vom 16. Dezember 1881 auf rd.  $140 \text{ m}$  Länge und  $18 \text{ m}$  Tiefe weg (Abb. 93c u. 93d).

Der Überlauf hielt diesmal stand. Man schätzte nach vorhandenen Spuren die Stärke der Strahldicke des Überfalls auf  $2,25 \text{ m}$  und die allein über seine Krone stürzende Wassermenge auf  $750 \text{ m}^3/\text{Sek.}$  Im ganzen hat der sekundliche Abfluß weit über  $800 \text{ m}^3$  betragen, und die sekundliche Zuflußmenge muß noch bedeutend größer gewesen sein, weil die große Beckenoberfläche den Ausgleich vermittelte und nur einem Bruchteil den Abfluß gestattete.

Die Bresche des Jahres 1872, deren Erguß schätzungsweise auf  $5600 \text{ m}^3$  in einer Sekunde beziffert wird, hatte verhältnismäßig wenig Schaden im Gefolge. Die neun

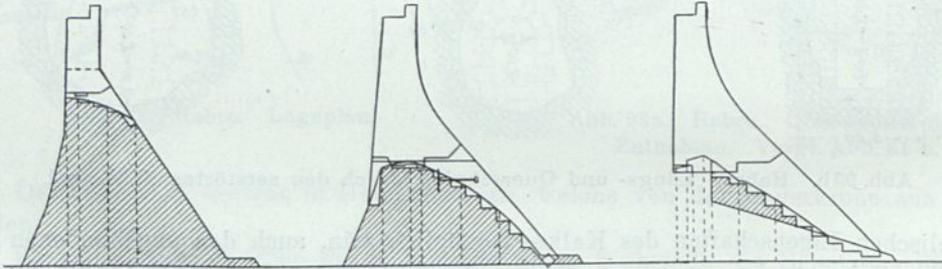


Abb. 93d. Habra. Bruchfugen. Vgl. Abb. 61 u. 61a.

Jahre der Bewässerung hatten indes genügt, aus dem unfruchtbaren und unbewohnten Tale ein blühendes, eng besiedeltes Kulturland zu schaffen.

Ogleich die Bewohner benachrichtigt waren, fielen der Katastrophe von 1881 an  $400$  Menschenleben zum Opfer. Das Dorf Perrégaux, welches unterhalb der Mauer lag, wurde samt seinem Bahnhof hinweggeschwemmt, die Gleise des letzteren auf  $1700 \text{ m}$  aufgerissen und jede Verbindung unterbrochen.

Der Landwirtschaftsminister entsandte eine Kommission zur Untersuchung des Unglücksfalls.

Über die Ergebnisse der Nachforschungen hat jedoch nie offiziell etwas verlautet.

Nach Guillemain soll das Mauerwerk nicht imstande gewesen sein, im Punkte B (Abb. 61) eine Pressung von  $10 \text{ kg/cm}^2$  zu ertragen. Das wäre kaum glaublich, wenn

nicht die Tatsache feststände, daß gelegentlich einer Spülung, während welcher sich das Schütz festgeklemmt und welche die Entleerung des Beckens zur Folge hatte, die Wände des betreffenden Spülkanals geradezu ausgewaschen wurden (Abb. 93b).<sup>1)</sup>

Die Wiederherstellung des Spülkanals erfolgte in schweren Hausteinen, um die kleinen Steine und den schlechten Mörtel des eigentlichen Mauerwerks zu schützen. — Die Spülung unter Verwendung von Schützverschlüssen — sei hier eingeschaltet — bewährte sich wenig. Das Ziehen des Schützes dauerte bei vier Mann Bedienung der Winden fünf Stunden, so daß die volle Wirkung des Spülstroms erst nach großen Wasserverlusten eintrat. Gerade um letztere zu vermeiden, hatte man statt des spanischen Tores, bei welchem nach Lösung des Dammbalkenverschlusses der ganze Beckeninhalte preisgegeben wird, die Anordnung von Schützen vorgezogen.

Der ursprüngliche Querschnitt der Habra ist nach der Delocreschen Berechnungsweise, d. h. nur unter Berücksichtigung der auf die wagerechte Fuge wirkenden senkrechten Teilkräfte, berechnet (Abb. 93).

Danach war die größte Kantenpressung nach Pochet luftseitig  $6,75 \text{ kg/cm}^2$ , wasserseitig  $5,10 \text{ kg/cm}^2$ .

Nach Bouviers Berechnungsweise erhält man die in Abb. 61 eingeschriebenen, bedeutend höheren Zahlen.

Auch fällt die Drucklinie in den oberen Teilen der Mauer bei gefülltem Becken außerhalb des mittleren Drittels, wodurch sich der schraffierte Teil der Mauer dem Drucke entzieht und rechnermäßig Zugspannungen von  $1 \text{ kg/cm}^2$  im Punkte *A* zu erwarten sind.

Eine daselbst sich bildende Fuge wird dem Auftrieb einen Angriffspunkt gewähren, welcher das Gewicht des wasserseitigen Mauerteils vermindert und die Drucklinie noch mehr luftseitig verschiebt. Hierdurch erfahren wieder die Zugspannungen eine Vermehrung, die Fuge vertieft sich: Schließlich genügt die wasserseitige Pressung, um die am meisten belasteten Punkte zu zermalmen (?), und der Einsturz erfolgt.

Eine andere Erklärung gibt Clavenad<sup>2)</sup> am Schlusse seiner Denkschrift über die Stabilität der Staumauern. Er rechnet für die Bruchfläche eine Scherspannung von  $0,44 \text{ kg/cm}^2$  aus, welche hinreichend sein soll, um die Zerstörung herbeizuführen (Abb. 61a).

Sollte wirklich der endgültige Einsturz durch Abscherung eingetreten sein, so wird ihm die Fugenbildung und damit eine beträchtliche Schwächung des widerstandsfähigen Querschnitts vorausgegangen sein.

Dem Querschnitt wird mit Recht der Vorwurf gemacht, daß der einspringende Winkel bei *A* (Abb. 61) den geschilderten Vorgang begünstigt.

Theorie und Praxis sind darüber einig, daß eine derartige Diskontinuität des Querschnitts gewissermaßen die Kimme bildet, wo die Zerstörung einsetzen wird, wie denn auch tatsächlich die Bruchfuge dicht oberhalb *A* begann.

M. E. ist es nicht ausgeschlossen, daß trotz der unzulänglichen Materialien und des rechnermäßig schwachen, unzuverlässigen Querschnitts die Mauer die Überströmung ausgehalten hätte, wenn nicht noch andere, äußere Ursachen mitgewirkt hätten. Beträchtliche Durchsickerungen am rechten Talhang, welche den Felsen selbst angriffen, verursachten eine Lockerung und ein Nachgeben der Mauer in der Gründungsfläche. Dieser Umstand ist, wenn nicht als Ursache, doch als die Einleitung des Bruches einer zu schwachen, überanstrengten Konstruktion zu betrachten.

Gerade am Zusammenstoß der eigentlichen Mauer mit der kurzen Flügelmauer schwächten ferner zwei Verwerfungsspalten die Verbindung. Die ohnehin nicht sehr

<sup>1)</sup> Das Wasser verlor durch die plötzliche Querschnittsänderung hinter dem festgeklemmten Schütz und die Erweiterung des Spülkanals Abb. 93 b die Führung.

<sup>2)</sup> Clavenad war Sekretär der vorerwähnten Untersuchungskommission.

widerstandsfähigen Sandstein- und Tonschieferschichten wiesen daselbst eine Verschiebung von rd. 6 m in senkrechter Richtung gegeneinander auf. Die Flügelmauer war nicht wie die Hauptmauer in den festen Sandstein eingelassen, sondern ruhte auf den wechsellagernden Ton- und Sandsteinschichten.

Der Ton erweichte in Berührung mit dem Sperrenwasser, blähte sich und wurde allmählich von den reichlichen Quellen hinweggeführt. Die beiden Mauern trennten sich in sichtbaren Rissen, denen auch die Bruchfuge gefolgt ist. Die talseitig stehengebliebene Wand zeigte eine beinahe senkrechte Begrenzung. Die Querschnitte durch die Bresche ähneln denen von Bouzey in ihren Umrissen und in ihrer Höhenlage im Verhältnis zur Mauer (Abb. 93c u. 93d).

Drei große Blöcke, deren größter etwa 1000 m<sup>3</sup> Inhalt besitzt, sind durch die Strömung etwa 400 m talabwärts geführt. Das Mauerwerk der letzteren sowie die stehengebliebenen Teile zeigten eine gute Beschaffenheit. Die Kosten der 150 000 m<sup>3</sup> haltenden Sperrmauer betragen 3,2 Mill. Mark, rd. 10 Pf. für 1 m<sup>3</sup> Beckeninhalte. Die Wiederherstellungsarbeiten nach dem Bruche, welche die Jahre 1883 bis 1887 in Anspruch nahmen, verschlangen rd. 1,1 Mill. Mark.

Der neue Querschnitt vermeidet den einspringenden Winkel wenigstens an der gefährdeten Stelle und ist luftseitig durch eine Parabel und deren Tangente begrenzt. Die Drucklinie bleibt im mittleren Drittel, und die Pressungen vermindern sich. Das beim Einsturz stehengebliebene Mauerwerk wurde in Stufen von 1,8 m Höhe ausgearbeitet und darauf zunächst in Zementmörtel, weiter oberhalb in hydraulischem Kalkmörtel von Theil das neue Mauerwerk aufgesetzt. Altes und neues Mauerwerk sind außerdem noch durch eiserne Anker verbunden (Abb. 93d). Die rechtsseitige Flügelmauer ist in die Verlängerung der Hauptmauer gelegt und nunmehr bis auf feste Bänke herabgeführt.

Auch nach der Wiederherstellung zeigten sich Durchsickerungen im Gesamtbetrage von etwa 1 l/Sek., welche die Befürchtung erweckten, daß sich die Tonmassen ausdehnen und aufweichen würden. Es ist daher vorgesehen, den Felsen in der Nähe des Abschlußwerks mit Mauerwerk zu bedecken und durch ein Entwässerungsnetz das Wasser unschädlich abzuführen.

#### k) Die Sperrmauer von Bouzey (Abb. 94 bis 94c).<sup>1)</sup>

Die Talsperre ist für die Speisung des Ostkanals, welcher das Maasbecken mit der Saône verbindet und die gelegentlich der Abtretung Elsaß-Lothringens verlorenen Wasserstraßen ersetzen soll, errichtet.

Der Avièrebach, dessen Tal die Mauer 2 km unterhalb seiner Quellen abschließt, ist ein Nebenflüßchen der Mosel und besitzt nur ein ganz unbedeutendes Niederschlagsgebiet. Das Becken hatte beim höchsten Füllungsgrade eine schwalbenschwanzförmige Oberfläche von 1,278 km<sup>2</sup> und einen Inhalt von 7 Mill. m<sup>3</sup>. Die Speisung erfolgte daher von einem Stauwehr in der Mosel aus, welches bei St. Etienne-Remiremont lag und durch einen Kanal von 42,87 km Länge mit dem Becken verbunden war.

Die Kosten des Kanals einschließlich der Anlage von 3 Stollen und 4 Dükern sowie des Grunderwerbs betragen über 3 Mill. Mark. Sie wurden sehr bald durch Dichtungs- und Ausbesserungsarbeiten und durch hohe Entschädigungszahlungen für Verwüstungen von Ländereien infolge von Dammbrochen im Zuleitungskanal beträchtlich vermehrt.

<sup>1)</sup> Die Staumauer von Bouzey ist 1901/02 an gleicher Stelle in stärkerem Querschnitt mit nur um 6,4 m niedrigerer Stauhöhe neu erbaut. Inhalt 1,5 Mill. m<sup>3</sup>.

Das Gefälle des Kanals ist im Mittel 1:5000. Die Zuflußmenge an der Einmündung in das Becken blieb, namentlich vor Ausführung der Ton- und Betonabdichtungen, erheblich hinter dem beabsichtigten Maß von 2 m<sup>3</sup>/Sek. zurück.

Kurz vor der Einmündung des Speisekanals in das Becken, welche in unmittelbarer Nähe der Mauer erfolgt, führt eine Abzweigung in mehreren Absätzen unmittelbar nach der Scheitelhaltung des Ostkanals. Das Ausgleichbecken kann daher in Notfällen ausgeschaltet werden. Der Fels des Tales besteht aus den quarzigen Sandsteinen der Trias mit einem nicht sehr widerstandsfähigen Bindemittel. Der Stein hat eine Druckfestigkeit von 300 bis 600 kg/cm<sup>2</sup> und eine Zugfestigkeit von 11 kg/cm<sup>2</sup>; zwei mit Zement aneinandergelittete Steine rissen nicht in der Fuge, sondern in der Steinfläche.

Die Schichten liegen annähernd wagerecht und sind an der Oberfläche gänzlich zersetzt, in größerer Tiefe widerstandsfähiger, aber von Spalten und Toneinlagerungen durchzogen.

Am rechten Ufer lag der Fels 3 bis 6 m, im Talweg bis zu 10 m und am linken Hang bis zu 17 m unter der Erdoberfläche. Die ursprüngliche Mauer ist nach Entfernung des Torfes, Mutterbodens und Gerölls und einer dünnschiefrigen Sandsteinlage auf dem Buntsandstein gegründet (siehe die von links nach rechts abfallende Schraffur in der Ansicht Abb. 94).

Derselbe war in den oberen Schichten weich, klüftig und wasserdurchlässig, wurde von zahlreichen Toneinlagerungen und auf dem rechten Ufer von einer tiefen, mit Ton und Geröll ausgefüllten Kluft durchsetzt.

Eine Herdmauer von 2 m Stärke erreichte festere Schichten des Buntsandsteins in 2 bis 6 m Tiefe unter der eigentlichen Gründungssohle (siehe die von rechts nach links abfallende Schraffur in der Ansicht Abb. 94).

Die Stauhöhe der Mauer oberhalb der Sohle des Entleerungskanals ist nur 15 m, während die größte Höhe der eigentlichen Mauer 23,7 m beträgt. Die Grundrißform ist geradlinig. Die sichtbare Kronenlänge beträgt 432 m, die Kronenlänge bis zum Anschluß an den Felsen gemessen 520 m. Eine Krümmung der Mauer wurde wegen dieser großen Länge, der Verkleinerung des Beckeninhalts und der Vermehrung der Kosten nicht für angezeigt gehalten.

Zoppi und Torricelli machen schon 1886 darauf aufmerksam, daß man sehr wohl künstliche Widerlager von je 150 m Länge hätte schaffen und dazwischen eine gewölbeartige Mauer schlagen können. Auch heben sie hervor, daß die Drucklinie aus dem mittleren Drittel des sehr schlanken Querschnitts fällt.

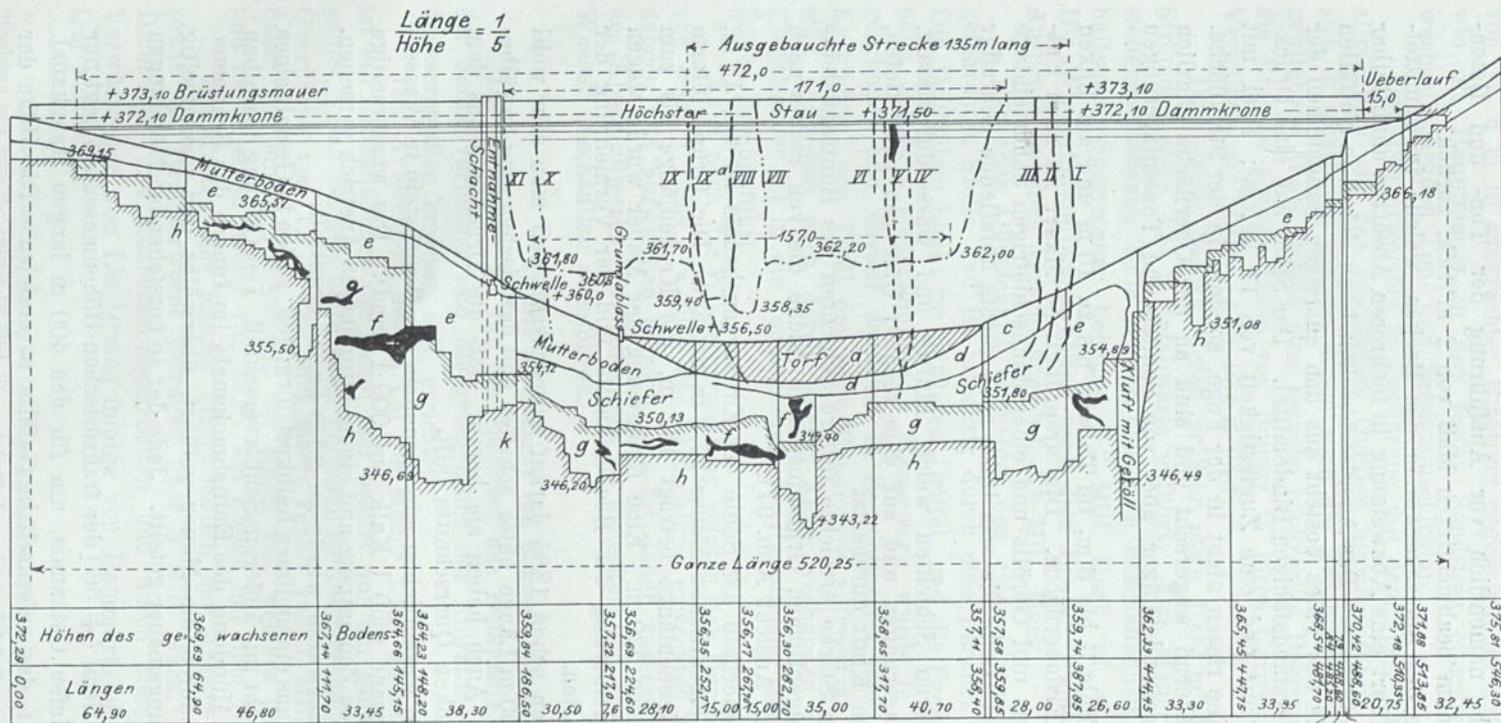
Das Mauerwerk bestand im wesentlichen aus gesundem Sandbruchstein in Wasserkalkmörtel von Theil mit Quarzsand (350 l Kalk auf 900 l Sand). Die wasserseitige Mauerfläche war mit einem starken Zementputz und einem bituminösen Anstrich versehen.

Das Raumgewicht des Mauerwerks wurde zu 2000 kg/m<sup>3</sup> ermittelt.

Der Entnahmeturm besteht aus einem innen halbkreisförmigen, außen in Gestalt eines halben Zehnecks begrenzten Schacht mit äußerem Schützverschluß. Der Öffnung desselben entspricht in der Höhenlage die Mündung des Entnahmekanals im Innern des Brunnens.

Der Kanal ist wagerecht durch die Mauer geführt, überwölbt und wasserseitig auf 3 m Länge durch eine Trennungsmauer geteilt. Jede der so entstehenden Mündungen ist durch ein Schütz geschlossen.

Die Sohle des Entnahmestollens (+ 360 der französischen Höhenmessung) liegt nur 1 m über der Sohle des 2 m tiefen Ostkanals, um für den 400 m langen Hangkanal, welcher die Verbindung herstellt, das erforderliche Gefälle zu erzielen. Die Höhe der nutzbaren Schicht wird dadurch auf 11,5 m beschränkt.



----- Temperatur-Risse vom Jahre 1881

----- Bruchfuge vom 27. IV. 1895

- - - - - wasserseitig  
 - - - - - luftseitig  
 } Ausbauchungs-Risse vom 15. III. 1884

Tongallen



----- Ursprüngliche Fundamentssole

----- Sohle der Herdmauer

Abb. 94. Die Sperrmauer von Bouzey. Wasserseitige Ansicht, darunter schematisch die durch wagerechte Biegespannungen verursachten Ausbauchungsrisse.

a = Torf, b = Mutterboden, c = Sandige Erde mit Ton u. Geröll, e = Schiefer, f = Tongallen, g = Buntsandstein weich u. klüftig, h = Buntsandstein hart u. dicht.

Der Grundablaß, teils flach überwölbt, teils mit schweren Platten überdeckt, ist nicht ganz an der tiefsten Stelle des Tales (15 m unter höchstem Stauspiegel) angeordnet. Der wasserseitige Schützverschluss ist durch keinen Turm gedeckt. Die Gestänge der Schütze führen sämtlich bis zur Mauerkrone.

Den Überfall bildet eine 1,6 m tiefe Lücke von 15 m Länge in der 1 m hohen Brüstungsmauer und der Mauerkrone am rechten Talhang. Die Speisung des Beckens durch einen Kanal ließ weder eine Verschlammung noch eine Hochwassergefahr befürchten.

Die vorbeschriebene lange, gerade Mauer zeigte gleich nach ihrer Vollendung im Jahre 1881 zwei Temperaturrisse (VII u. X, Abb. 94), welche wegen der entstehenden Wasserverluste mit Holzkeilen und Teerstricken gedichtet wurden, nachdem sich Zementmörtel für diesen Zweck als wirkungslos erwiesen. Man füllte den Behälter nur zur Hälfte. Als aber am 15. März 1884 der Stau sich bis auf 2,7 m dem höchsten zulässigen (+ 371,5) näherte, trennte sich die Hauptmauer von der Herdmauer und bauchte, auf der Sohle gleitend, mit einem Pfeil von 0,28 m auf 135 m Länge im mittleren Teile aus. Es entstanden an den Enden dieser Ausbauchung je weitere drei Risse (I II III bis VIII IX IXa), welche sich wasserseitig, und in der Mitte deren vier (IV V VI), welche sich luftseitig öffneten, jedoch nicht die ganze Mauer durchsetzten (siehe den unter Abb. 94 gezeichneten Grundriß). Die Durchsickerungen infolgedessen beliefen sich anfangs auf rund 30 000 m<sup>3</sup> in 24 Stunden. Man begnügte sich auch jetzt zunächst damit, die Risse in der vorbeschriebenen Art und Weise zu dichten und die Stauhöhe so zu beschränken, daß der nutzbare Beckeninhalte auf 4 Mill. m<sup>3</sup> zurückgeführt wurde. Erst in den Jahren 1888 und 1889 schritt man zu umfassenderen Ausbesserungen.

An der Luftseite der Mauer wurde eine 6 m hohe gemauerte Schwelle, bis tief unter die Gründungssohle reichend, eingelassen (Abb. 94a). Dieselbe lehnte sich mit ihrer senkrechten, talseitigen Begrenzung fest gegen den Felsen und bot auf der anderen Seite einem Strebenmauerwerk, welches die Sperrmauer verstärken sollte, ein schräges Widerlager von 5 m Seite.

Der Querschnitt des Strebenmauerwerks gleicht annähernd einem rechtwinkligen Dreieck.

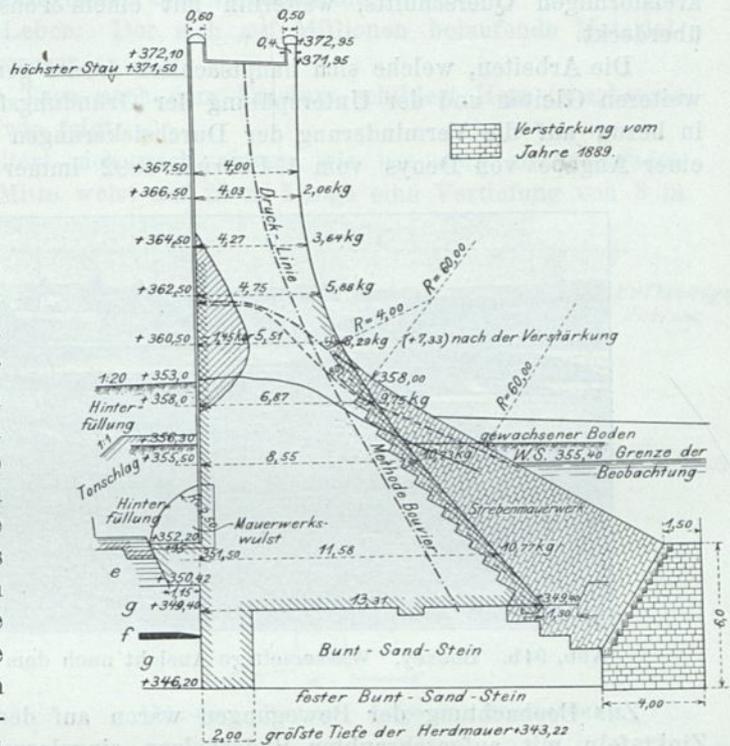


Abb. 94a. Die Sperrmauer von Bouzey.

Querschnitt mit Verstärkungs-Strebenmauerwerk und Bruch'ugen. (Bedeutung der Buchstaben siehe Abb. 94 unten.)

Die Hypotenuse greift mit sägeförmigen Absätzen in die entsprechend ausgeklinkte Vorderfläche des alten Mauerwerks ein.

Der zwischen Gründungsfläche des letzteren und der Schwelle gebildete Wassersack erhielt durch kleine Kanäle eine Ableitung nach luftseitigen Brunnen.

Alle Teile des Felsgrundes unter der alten Mauer, welche infolge der Verschiebung oder andauernder Durchsickerungen gelitten hatten, wurden sorgfältig durch Zementmauerwerk ersetzt.

Am wasserseitigen Fuße der Mauer ist die zwischen Herd- und Hauptmauer entstandene Fuge ausgestemmt und mit Zementmörtel verstrichen.

Darauf wurde sie zunächst mit einem einbindenden Mauerwerkswulst viertelkreisförmigen Querschnitts, weiterhin mit einem Tonschlag von 3 m Mindeststärke überdeckt.

Die Arbeiten, welche sich hauptsächlich darauf gerichtet zu haben scheinen, einem weiteren Gleiten und der Unterspülung der Gründungsfläche entgegenzuwirken, hatten in bezug auf die Verminderung der Durchsickerungen Erfolg — sie betrug nach einer Angabe von Denys vom 1. Februar 1892 immer noch 8000 m<sup>3</sup> in 24 Stunden.



Abb. 94b. Bouzey. Wasserseitige Ansicht nach dem Bruch am 27. April 1895.

Zur Beobachtung der Bewegungen waren auf den Brüstungsmauern senkrechte Zinktafeln mit aufgeschraubten Visierbolzen eingelassen. Die scharfen Spitzen der letzteren, genau nach einer Geraden ausgerichtet, überhöhten sich von einem Mauerende zum anderen, so daß man sie alle gleichzeitig sehen konnte (Abb. 74 bis 76).

Der Wächter ging dreimal täglich am Fuße des Dammes entlang, um etwaigen Rissen und Durchsickerungen auf die Spur zu kommen, und stieg dann auf die Mauerkrone, um die Bolzen einzuzufichten.

Er war so geübt, daß ihm die Verschiebung eines derselben um wenige Millimeter nicht entging. Der aufsichtführende Ingenieur Hausser hat ihn öfter dadurch kontrolliert, daß er ohne sein Wissen einen Bolzen verschob.

Bei diesen Beobachtungen wurde eine Vergrößerung der bereits bestehenden Ausbauchung von 0,29 m nicht wahrgenommen.

Am 24. April 1895 besichtigte M. Hausser die Mauer zum letzten Male. Am 27. April, etwas nach 5 Uhr vormittags, machte der zufällig gerettete Wärter seinen letzten Rundgang. Beide ohne irgend etwas Verdächtiges zu bemerken. 20 Minuten vor 6 Uhr, eine halbe Stunde nach dem Rundgang des Wärters, bei einem Stau von

0,6 m unter Mauerkrone<sup>1)</sup> klappte die Mauer auf 171 m Länge und 12 m Höhe in einem Stücke um (Abb. 94b).

Ihr nach stürzte das Verderben in Gestalt der Wassermassen des bis zum Rande gefüllten Beckens. Ihr erstes Opfer war die am Fuß der Mauer liegende Fischbrutanstalt und die Meierei Bouzey. Der das Tal durchquerende Damm des Ostkanals wurde im Nu durchbrochen. Mit dem Inhalt der 11 km langen Scheitelhaltung desselben (700000 m<sup>3</sup>) vereinigt, folgte das Wasser dem Avièrebach, verschiedene Eisenbahn- und Chausseedämme hinwegreißend und alles auf dem 20 km langen Wege bis zu dem geräumigen Bett der Mosel vernichtend.

Der herbeieilende Herr Hausser fand zwei Stunden nach der Katastrophe das Becken fast geleert, das Tal wie abgemäht und verschlammt.

90 Menschen kamen ums Leben. Der sich auf Millionen belaufende Materialschaden ist nicht festzustellen gewesen.

Den Zustand der Mauer 8 Tage nach dem Einsturz schildert Herr Oberbaurat Hamel aus eigener Anschauung wie folgt:

Die Breschenöffnung erweitert sich nach außen, wie um dem ausströmenden Wasser Platz zu machen. Die Mitte weist auf 25 m Länge eine Vertiefung von 3 m auf. Die voll ausgezogene Begrenzung des stehengebliebenen Mauerwerks der Bresche in der Lücke (Abb. 94a) geht unvermittelt in die punktierte über und diese nach den Enden zu allmählich in die strichpunktierte Linie. Die Trennung daselbst hat sich in verhältnismäßig ebenen Flächen durch die Abscherung der Steine vollzogen, während die senkrechten Endflächen der Bresche den Fugen gefolgt sind. An letzteren waren die Spuren früherer Dichtungsarbeiten (geteerte Holzkeile, Stricke, Zementvermauerung u. dgl.) zu bemerken. Die Zerstörung ist in der Lücke dem Temperaturriß VII und den Rutschungsrissen IX und IXa (Abb. 94) gefolgt. Die Risse I bis III waren bergseitig freigelegt, von den übrigen senkrechten Rissen keine Spur, also nicht etwa eine Fortsetzung in das stehengebliebene Mauerwerk mehr zu sehen.

Dagegen hat sich die wagerechte Bruchfuge seitlich fortgesetzt, westlich auf 30 bis 40 m, östlich nur ein kleines Stück.

Die Trennungsflächen zeigen die Eigenschaften frischer Brüche, ohne Ablagerungen, Algen u. dgl.)

Vor der Lücke liegen, als ob sie unmittelbar durch Umkanten in diese Lage gekommen wären, vier offenbar zusammengehörige Blöcke, welcher ihrer Form nach genau in diesen mittleren, tieferen Teil der Bresche passen (Abb. 94c).

Dieselben zeigen an den senkrechten Fugen  $l-f$ ,  $k-e$  und  $i-d$  die Spuren früherer Dichtungsarbeiten.

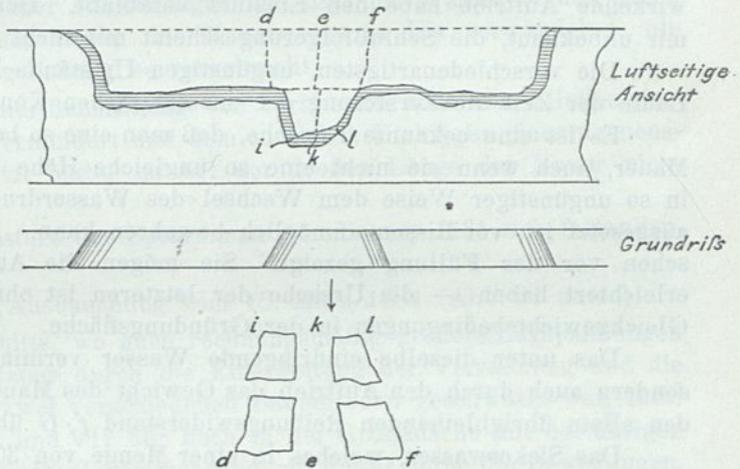


Abb. 94c. Bouzey. Lage der Bruchstücke.

<sup>1)</sup> 10 cm unter höchstem zulässigen Stau.

Ebenfalls dicht an der Mauer liegen die an beiden Enden herausgebrochenen Mauerteile. Die übrigen Blöcke sind durch die Strömung auf erheblich größere Entfernungen (bis zu 200 m) fortgeführt.

Die Mauerwerksklötze, von denen einzelne bis zu 300 m<sup>3</sup> Inhalt haben mochten, zeigten festen Zusammenhang, harten Mörtel und gesunde Sandbruchsteine.

Hervorzuheben ist, daß der Bruch zwar dicht an dem seeseitig angebauten Entnahmebrunnen, aber im vollen Mauerwerk erfolgte und den Brunnen nicht in Mitleidenschaft zog.

An den Bericht über die Ursachen der Katastrophe knüpft die Untersuchungskommission, deren Spruch sich der Conseil général des ponts et chaussées in der Sitzung vom 31. Juli 1895 anschloß, die Folgerung:

Das Mauerwerk ist Zugspannungen ausgesetzt gewesen, denen es aus Mangel an Zusammenhang zwischen dem 1880 ausgeführten Mauerwerk mit den älteren, den vorhergehenden Bauperioden angehörigen, nicht gewachsen gewesen ist.

Die Folge einer Zugspannung von im Minimum 0,565 kg/cm<sup>2</sup> und im Maximum 1,13 kg/cm<sup>2</sup> sei an der Verbindungsstelle (in ungefährer Höhe der Bruchfuge) eine lange, durch den Temperaturriß IX begrenzte, wagerechte Fuge gewesen. Der hier wirkende Auftrieb habe den Einsturz veranlaßt. Der Inhalt des Berichts selbst ist mir unbekannt, die Schlußfolgerung scheint mir nicht erschöpfend.

Die verschiedenartigsten, ungünstigen Umstände haben zusammengewirkt, um im Laufe der Zeit die Zerstörung der unzulänglichen Konstruktion vorzubereiten.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß man eine so lange (520 m), zusammenhängende Mauer, auch wenn sie nicht eine so ungleiche Höhe und Gründungsart besitzt, nicht in so ungünstiger Weise dem Wechsel des Wasserdrucks und der Witterungseinflüsse ausgesetzt ist, vor Rissen unmöglich bewahren kann. Dieselben haben sich denn auch schon vor der Füllung gezeigt. Sie mögen die Ausbauchung vom 15. März 1884 erleichtert haben — die Ursache der letzteren ist ohne Zweifel die Veränderung der Gleichgewichtsbedingungen in der Gründungsfläche.

Das unter dieselbe eindringende Wasser verminderte nicht nur die Reibung  $f$ , sondern auch durch den Auftrieb das Gewicht des Mauerwerks  $G$ , bis der Wasserdruck den allein übrigbleibenden Reibungswiderstand  $f \cdot G$  überwog.

Das Sickerwasser, welches in einer Menge von 30 000 m<sup>3</sup> täglich trotz der Herdmauer, größtenteils unter den Fundamenten hindurchdrang, hatte eine um so nachteiligere Wirkung, als das Mauerwerk oberhalb, abgesehen von den senkrechten Rissen, dicht war.

An der tiefsten Stelle, in der Mitte des Tales, wo der Wasserdruck, die Unterspülungen und der Auftrieb am größten, gab die unzulänglich gegen den Felsen abgestützte Mauer nach, bis ihr der passive Erddruck und die Wand der ehemaligen Baugrube genügenden Widerstand entgegensetzten.

Der Bekämpfung der Sickerungen und Bewegungen waren die Verstärkungsarbeiten von 1888 bis 1889 gewidmet. Nach Vollendung derselben führte aber der Avièrebach lediglich infolge der Undichtigkeiten und Quellen noch immer Wasser genug, um unmittelbar unterhalb der Mauer eine Mühle zu treiben.

Die Ingenieure, welche die Ausbesserungsarbeiten planten und leiteten, haben wohl auch übersehen, daß eine Mauer nicht, ohne ihr Gefüge und ihren Zusammenhang zu lockern, eine so große Bewegung machen kann. Die Möglichkeit lag nicht vor, die entstandenen Fugen und Haarrisse derart zu dichten, daß nunmehr der Eintritt des alles zerstörenden Wassers mit Sicherheit ausgeschlossen war.

Die für das Strebenmauerwerk eingearbeitete Verzahnung, selbst die sorgfältigste Ausführung vorausgesetzt, bedeutete ferner einen ganz unberechenbaren Eingriff in die Spannungsverhältnisse und die Gleichartigkeit des Mauerwerks.

Dieser Eingriff war gerade an der Stelle, wo später die Bruchfuge entstand, von weittragender Bedeutung.

Dort entzog sich wasserseitig der schraffierte Teil des Querschnitts rechnermäßig der Druckspannung. Nun wurde er auch noch von der Luftseite her durch eine Einklinkung geschwächt. Gern mag auch, wie der Spruch vom 31. Juli 1895 andeutet, der geringe Zusammenhang des in zwei durch den Winter getrennten Bauperioden hergestellten Mauerwerks unterhalb und oberhalb der Bruchfuge eine Rolle gespielt haben.

Die so mißhandelte Mauer hatte im Jahre 1894 bis 1895 in der an und für sich rauhen Gegend einen Winter mit Kältegraden bis zu  $30^{\circ}$  unter vollem Stau zu überstehen. Wenn nun auch die Behauptung, man habe versäumt, das Eis längs der Mauer aufzuhacken, mit Entschiedenheit zurückzuweisen und der Schub desselben außer Betracht zu lassen ist, so ist doch der Frost gewiß bis zu großer Tiefe — es wird berichtet bis zu 1 m — in die Mauer eingedrungen und hat, das Wasser in den durch die Kälte erweiterten Fugen und Poren des Mauerwerks in Eis verwandelnd, die bekannte unwiderstehliche Sprengwirkung hervorgebracht.

Daß eine kreisförmige Grundrißanordnung von vornherein sich dem Gleiten entgegengestemmt, die Rißbildung vermindert und dem endlichen Umkippen einen nennenswerten Widerstand entgegengesetzt hätte, ist bei der großen Länge der Mauer nicht anzunehmen.

Die Erklärung für den Einsturz der Sperrmauer von Bouzey läßt sich folgendermaßen zusammenfassen:

Die Grundursache war die Ausbauchung vom 15. März 1884 (Abb. 94 unten).

An der Stelle des Querschnitts, wo auch rechnermäßig größere Zugspannungen eintreten mußten und wo die Mauer durch die Einarbeitung der Verzahnung und die Verbindung von Mauerwerk aus zwei verschiedenen Bauperioden geschwächt war, löste sich das zwischen den Rissen IX und VII nur noch in der Grundfläche mit der übrigen Mauer verbundene Stück — in seinem Zusammenhang mit dieser durch die Bewegungen, das eindringende Wasser und den Frost gelockert und an Gewicht erleichtert — in einer wasserseitigen Horizontalfuge und stürzte erst gleitend, dann kantend um. Weiterhin riß die riesenschnell sich vermehrende lebendige Kraft des Wassers die ebenso geschwächten und durch den ersten Einsturz in Bewegung gesetzten benachbarten Mauerteile hinweg.

So erklärt sich die Lage der Trümmer, die ungefähr gleiche Länge der seitlich der tiefen Lücke eingestürzten Mauerteile, die Verlängerung der unteren Trennungsfläche in das in ganzer Höhe stehengebliebene Mauerwerk, die Unversehrtheit des unterhalb der Bruchfläche liegenden, verstärkten Fundamentklotzes.

Die Zeitfolge der Ausbreitung des Einsturzes ist eine so blitzschnelle gewesen, daß Augenzeugen den Eindruck gehabt haben, als ob die ganze Mauerlänge wie eine Theaterkulisse umgefallen sei.

Der Einsturz der Mauer von Bouzey hat eine unverkennbare Ähnlichkeit mit dem der Habmauer, auf welche bei der Beschreibung der letzteren bereits hingewiesen ist. Nur ist dort der erste Einbruch von der rechten Flanke, dem Vereinigungspunkte der Hauptmauer mit der zurückgebogenen Flügelmauer, aus erfolgt.

1) Der Bruch des Réservoirs von Sonzier (Abb. 95 u. 95a).

Am 6. November 1888, morgens 5 Uhr, brach die südliche Wand des auf allen Seiten von einer Mauer umschlossenen Behälters zur Hälfte durch und ergoß den Inhalt des bis zum Rande gefüllten Beckens — etwa 5000 m<sup>3</sup> — in den Genfer See.

Der Schaden war trotz der verhältnismäßig unbedeutenden Wassermasse ein großer, weil dieselbe den Weg von 1250 m Länge in etwa 15 Minuten zurücklegte und der Höhenunterschied des Becken- und des Seespiegels annähernd 300 m betrug.

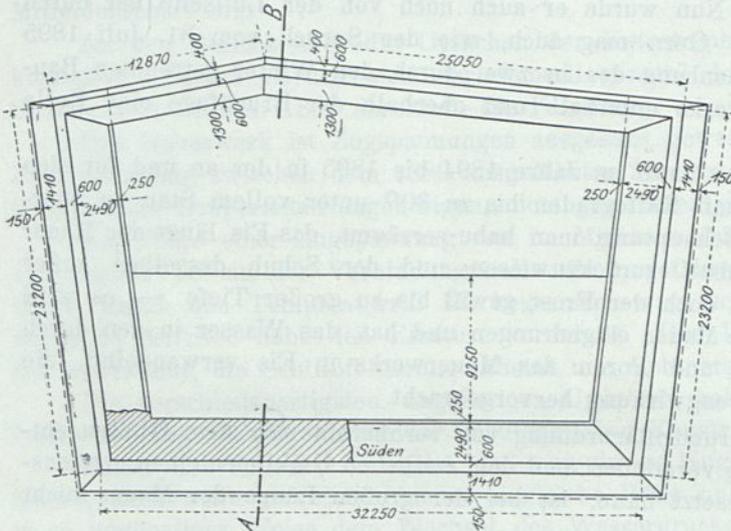


Abb. 95. Réservoir von Sonzier. Grundriß.

Der Wasserbehälter ist in den Jahren 1886 bis 1887 in unregelmäßigen Bruchsteinen erbaut, außen mit lagerhaften Bruchsteinen verblendet und innen mit Zementmörtel verputzt. — Er bildet im Grundriß ein Fünfeck von etwa 31 m größter Länge und 21 m Breite.

Die Behörden scheinen der Standfähigkeit der Mauer von vornherein nicht getraut zu haben, denn sie verboten die Überschreitung einer

größten Stauhöhe von 6,2 m und schrieben die Anlage eines neuen Überlaufs zur Sicherung derselben vor. Der letztere ist indessen nicht ausgeführt worden.

Durch eine mißverständene telephonische Anweisung soll angeblich, nachdem sich in einjährigem Betrieb bedenkliche Erscheinungen nicht gezeigt, der Behälter bis zu 8,2 m größter Höhe, d. h. bis beinahe zum Rand, gefüllt und dadurch die Katastrophe veranlaßt worden sein. Die Bruchfuge lag etwa 1 m über der Sohle des Beckens und setzte sich in den stehengebliebenen Teil der südlichen Wand fort.

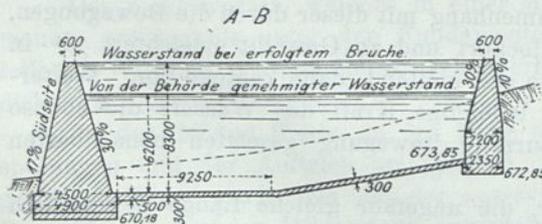


Abb. 95a. Réservoir von Sonzier. Querschnitt A-B.

Wie bei Bouzey ist ein Teil der Trümmer, aber in sehr zerkleinertem Zustande, im Schutz der erhaltenen Mauer liegengeblieben, während die anderen mit hinweggeführt wurden. Die südliche Mauer

soll auf Erdgrund, der Rest der Umfassung auf Fels gestanden haben. Außerdem ist an der Bruchstelle der Querschnitt nicht in der projektierten Stärke von 4 m, in der Basis gemessen, sondern nur in 3,3 m Stärke ausgeführt worden.

Geheimrat Intze weist nach, daß schon bei der behördlich zugelassenen Wassertiefe sich die Mauer an der Grenze des Gleichgewichtszustandes befunden habe, wobei er der Erdanfüllung einen günstigen Einfluß beimißt.

Auf den Einsturz seien, außer den Druck- und Zugspannungen, der Auftrieb des in die entstandene Fuge eindringenden Wassers, der Untergrund und die örtliche Be-

schaffenheit und Schwächung des Querschnitts von Einfluß gewesen. Die Grundursache waren aber wohl Sackungen infolge der Gründung auf Erde an der Südseite, wo der Bruch erfolgte.

m) Der Bruch des Nashville-Behälters (Abb. 96 bis 96f).

Der Behälter, Abb. 96a u. b, faßt in jeder der durch eine Mittelmauer gebildeten Hälften etwa 95 000 m<sup>3</sup> und versorgt seit 1889 die Stadt Nashville Tenn. mit Trinkwasser.

Der Bau ist 1887 damit begonnen, daß durch Abtragen einer Bergkuppel eine Abflachung geschaffen wurde. Die gewonnenen Kalksteine sind mit Louisville-Zement zum Bau der Mauern verbraucht. Die Sohle wurde aus Beton hergestellt. Ob und in welcher Stärke dieser die ganze Fläche bedeckt, ist zweifelhaft. An der Bruchstelle war die Sohle etwa 30 cm stark. Der Querschnitt der Umfassungsmauern ist durch Kreisbogen begrenzt, der wasserseitige flacher,  $R = 23,26$  m, als der äußere,  $R = 19,66$  m, Abb. 96. Die Scheidewand des im Grundriß eiförmigen Behälters hat beiderseitig dieselbe Begrenzung wie die Umfassungsmauer wasserseitig,  $R = 23,26$  m.

Nach der Intzeschen Skizze ist in der Querschnittsmitte der Mauern ein senkrechter Betonkern von 55 cm Stärke vorhanden, der indessen in den Abbildungen 96 u. 96c nicht zu erkennen ist. Das Mauergewicht oberhalb der Behältersohle in 1 m Tiefe des Querschnittes beträgt bei einem Raumgewicht von 2,3 etwa 100 t. Der Wasserdruck steigt bei vollem Becken (9,5 m über Sohle) auf rd. 45 t. Ohne Berücksichtigung der Wasserauflast fällt die Resultierende der wagenrechten Fuge in Sohlenhöhe aus dem Kern. Die Mauer ist also nicht besonders standfähig.

In der Mauer und unterhalb des Mauerfußes sollen sich von Anfang an viele Sickerstellen gezeigt haben und von Zeit zu Zeit neue aufgetreten sein, nachdem sich die älteren von selbst oder durch Zementierung verstopften. Eine solche Ausbesserung zahlreicher Sickerstellen fand nach Leerung des Beckens einige Tage vor Eintritt des Bruches statt, nachdem gerade an der späteren Bruchstelle das Wasser in besorgniserregender Weise an der Luftseite der Mauer herabgeströmt war.

Das Becken wurde wieder gefüllt und war gefüllt, als um Mitternacht des 4. November 1912 rd. 50 m der südöstlichen Umfassung herausgedrückt wurden. Durch zwei getrennte Wasserströme wurden fünf Wohnhäuser zerstört und eine Anzahl anderer

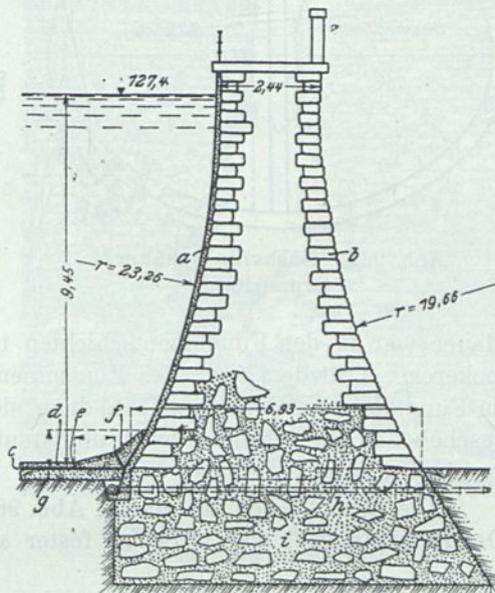


Abb. 96. Nashville-Behälter. Querschnitt der Wandung. Keilfuge zwischen Sohle und Mauer nach der Wiederherstellung.

- |   |                             |
|---|-----------------------------|
| a mit der Zementkanone aufgetragener Patz | e Asphalt                   |
| b Kalkstein-Verblendung                   | f Keilfuge                  |
| c Filzdichtung                            | g vorhandene Sohle          |
| d neue 10 cm-Sohle                        | h Entwässerungsrohr (10 cm) |
|   | i zyklopisches Mauerwerk    |

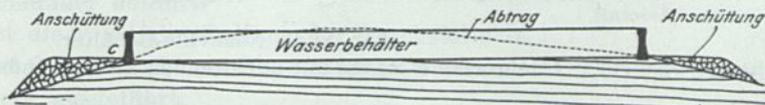


Abb. 96a. Nashville-Behälter. Querschnitt. Der Bruch entstand bei c.

beschädigt, Menschenleben indessen nicht gefährdet. Die Hauptbruchstelle liegt in dem am weitesten — rd. 7 m — hinausgeschobenen und umgekanteten Mauerteil von 12,79 m Länge, die andern Bruchstellen, eine auf jeder Seite, waren Folgeerscheinungen. Die Mauer ist nicht auf einer einheitlichen Schicht gegründet und an vielen Stellen nur 30 cm unter der ursprünglichen Oberfläche eingelassen. Gegenüber der aufgehenden

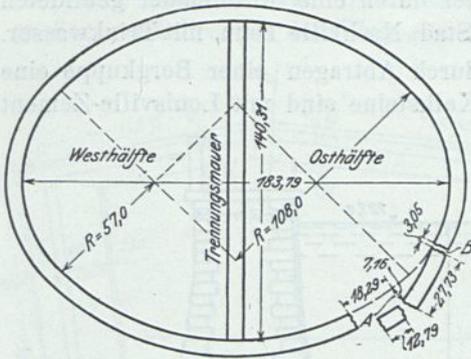


Abb. 96b. Nashville-Behälter.  
Grundriß.

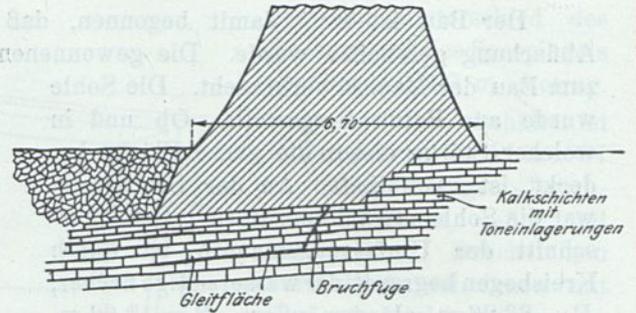


Abb. 96c. Nashville-Behälter.  
Querschnitt durch die Bruchstelle.

Mauer war in den Fundamentschichten teilweise an Mörtel gespart und das Mauerwerk lockerer. Trotzdem war der Zusammenhang mit den Untergrundschichten inniger als im Fundamentmauerwerk selbst, denn sie hafteten in rd. 1,20 m Stärke an den herausgeschobenen Mauerbruchstücken und stauten die in der Schubrichtung liegenden Schichten zu einer Falte.

Die Bruchflächen der Mauer, Abb. 96d u. 96e, zeigten gutes, unverwittertes Material. Der Zementmörtel war teilweise fester als der Kalkstein, teilweise aber ziemlich porig

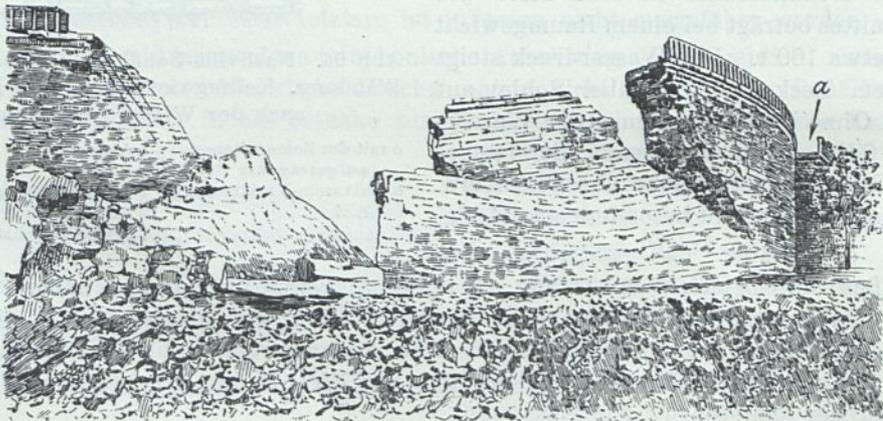


Abb. 96d. Nashville-Behälter.  
Gebrochene Mauer mit anhaftenden Untergrundschichten.

und konnte mit den Fingern zerkrümelnd werden. Obiger Befund, die zahlreichen Sickerstellen und der wenig standfähige Querschnitt könnten zur Erklärung der Zerstörung hinreichen. Tatsächlich haben die Mauern gehalten, und die Ursache liegt in den Verhältnissen des Untergrundes. Dieser besteht aus ganz dünnen Kalksteinschichten von 3 bis 150 mm Stärke mit zwischengelagertem Tonschiefer, der sich in-

folge von Verwitterung oder unter dem Einfluß des eingedrungenen Wassers teilweise in eine schlüpfrige tonige Masse verwandelt hatte.

Dieser Vorgang wird sich aller Wahrscheinlichkeit nach am Fuß der Umfassungsmauern am stärksten vollzogen haben; denn hier sind die Schichten durch die Fundamentgrube durchschnitten und gelockert worden. Hier am Rande fand auch das durchsickernde Wasser keinen Widerstand und Gegendruck beim Austritt aus den durch die Böschung der Bergkuppe abgeschnittenen Schichtenköpfen und ebenso der luftseitige Mauerfuß keinen Halt in dem stehengebliebenen Rest gewachsenen Bodens dreieckförmigen Querschnittes und dem angeschütteten Abraum der Bergkuppe.

Die Schichten fallen mit etwa 3 bis 4° nach Norden und etwa 25° nach Westen ein, Abb. 96a u. 96c. Aber nicht an der Stelle des stärksten Einfalles ist der Bruch erfolgt, sondern im Südosten, wo die ansteigenden Schichten gerade unter der Mauer in einer kleinen Falte in entgegengesetzter Neigung zum Gesamteinfallen unter einem Winkel von 8° nach dem Berghang abfallen, Abb. 96a u. 96c.

Dr. Rudolph Heering macht für die beabsichtigte Ausbesserung Vorschläge. Er sieht mit Recht die Ursache des Bruches in der Aufweichung und Zersetzung der Tonschichten durch eingedrungenes Sickerwasser. Er hält die Standfähigkeit der Mauer

durch ihre 23jährige Dauer für erwiesen und behauptet: Wenn es gelingt, das Becken zu dichten, so sind die Ursachen eines zukünftigen Bruches beseitigt. Er will die Mauerflächen durch Sandstrahlgebläse und Abwaschen reinigen und mittels der Zementkanone<sup>1)</sup> eine einzöllige Dichtungsschicht aus Zementmörtel aufbringen. Die Behältersohle soll gereinigt, abgeglichen, mit einer 5fachen Asphaltfilzschicht in Stücken von 4,88 m Quadratseite belegt (Kompensationsfugen) und mit einer 10 cm starken Mörtelschicht überdeckt werden. Der Abschluß zwischen Behältersohle und Mauer soll nachgiebig, wegen möglicher Sackungen der letzteren, durch Asphaltfilzstreifen, überdeckt durch einen Zementkeil, hergestellt werden, s. Abb. 96f. Unter dem Dichtungskeil, etwas unter Beckensohle, liegt ein Entwässerungsrohr, das Sickerungen durch die Mauer abführt.

Nach E. N. 73/849 ist die Wiederherstellung der Bruchstelle in 2,5 m tiefer Baugrube (statt 0,90 früher) mit Bleidichtungsstreifen von C-Form zwischen altem und neuem Mauerwerk ausgeführt.

#### n) Die Elwhamauer (Abb. 97 bis 97b).

Die Unterspülung der Elwhamauer Port Angeles Wash. am 30. Oktober 1912 (Abb. 97 bis 97b) (Engin. Rec. vom 30. November 1912, S. 600 und 28. März 1914,



Abb. 96e. Nashville-Behälter.  
Bruchstelle a in Abb. 96d.

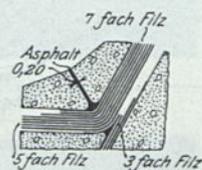


Abb. 96f.  
Nashville-Behälter.  
Wiederherstellung.  
Einzelheiten der  
Keilfuge.

Maßstab 1 : 175.

<sup>1)</sup> Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 192; Engineering Record 1912, S. 713.

S. 372) zeigte ein ähnliches Durchdrücken der Untergrundmassen wie bei der Puentesmauer, Hauserlake, Pittsfield. Der Mauerkörper hielt sich freitragend über der Durchbruchöffnung. Die Mauer von rd. 30 m Fußbreite und 40 m Höhe ist in eine tief eingeschnittene Felskluft, wegen des Wasserzudrangs nur wenige Fuß unter Flußbett-

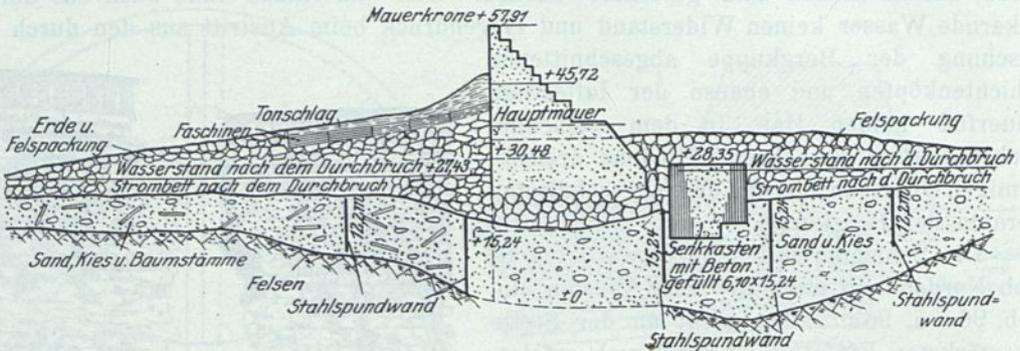


Abb. 97. Elwha. Tal-Längsschnitt.

sohle eingelassen. Die letztere besteht aus ausgewaschenem Kies mit Baumstämmen und Felsblöcken und ist nur 10 m breit. Schon während des Baues im Sommer 1912 zeigten sich Durchströmungen, und es wurde versucht, innerhalb der Mauer einen Senk-

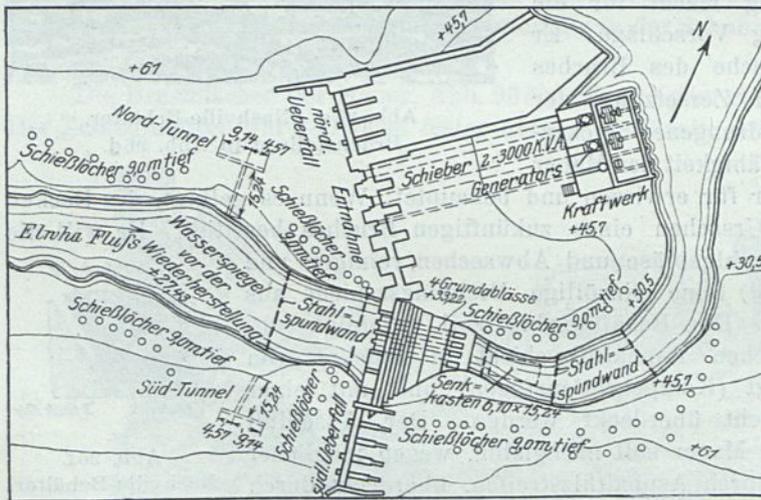


Abb. 97a. Elwha. Lageplan.

kasten von 2,9 x 8 m Grundfläche als Herdmauer niederzubringen. Dabei wurde auch der ausgespülte Beton des innern Mauerwerks ersetzt, welcher den Arbeitsraum für den Senkkasten bildete. Während dieser Arbeit erfolgte der Durchbruch. Der obere Teil der Mauer überspannte unversehrt die Schlucht. Die Wiederherstellung entbehrt nicht einer gewissen Großzügigkeit. Es kam darauf an, mit einem Male die Durchflußöffnung durch große Steinmassen zu versperren, da einzeln eingebrachte Steine von der Strömung hinweggeführt wurden. Die Schluchtwände wurden durch Gruppen von

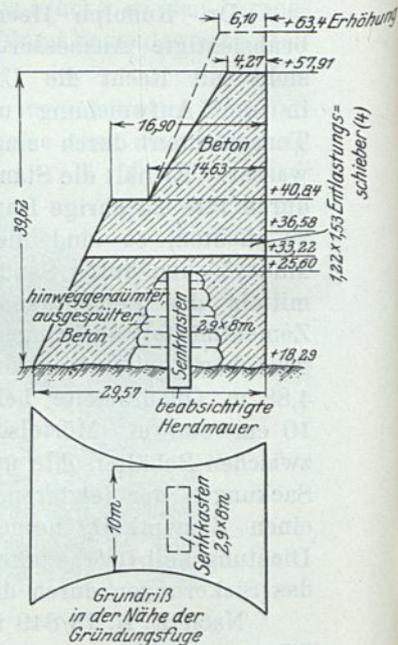


Abb. 97b. Elwha. Aushöhlung und Caisson im Mauerquerschnitt.

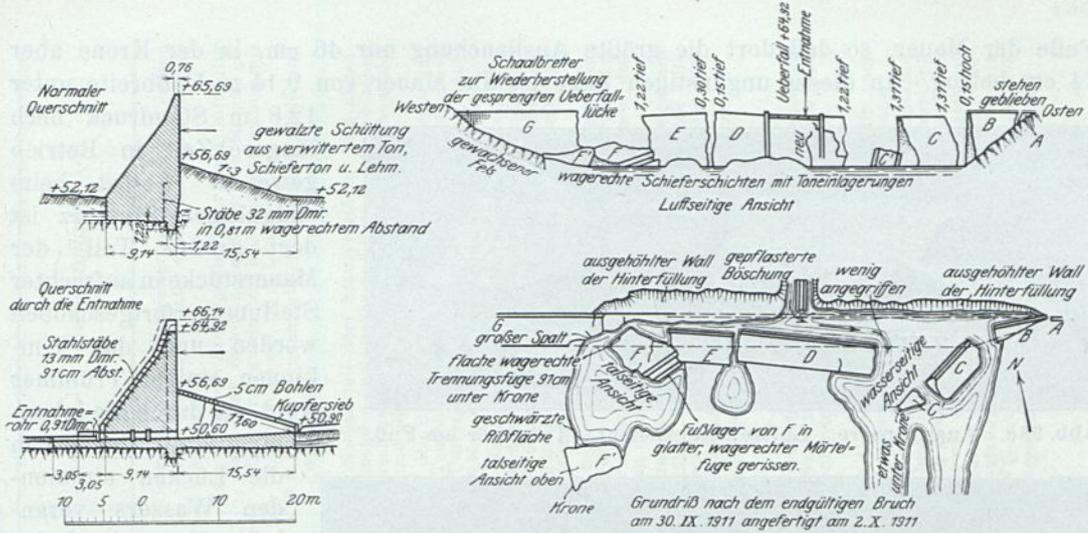


Abb. 98. Austinsperre im Freemans-Creek Pennsylvanien.

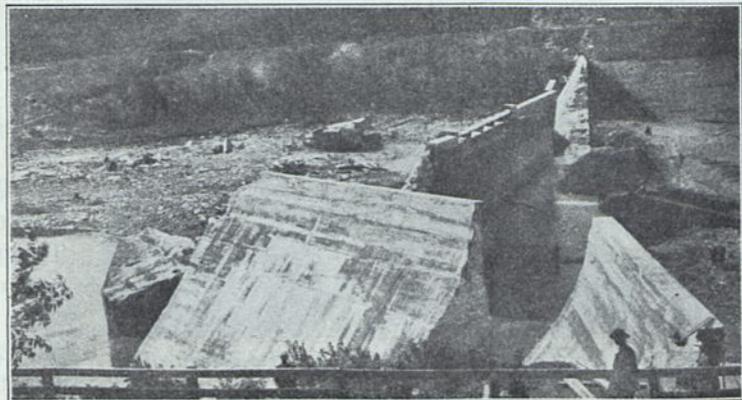
Bohrlöchern und je einen Sprengtunnel durchfahren und in gleichzeitiger Sprengung zuerst talwärts etwa 20 000 m<sup>3</sup>, dann bergseitig 40 000 m<sup>3</sup> in das Flußbett geworfen. Sie bedecken oberhalb und unterhalb der Mauer die Sohle desselben und verstopfen das Loch. Die verbesserte Absperrung wird vom Durchflußwiderstand eines Gerölldammes bewirkt, in dessen Krone die alte Mauer als ihn überragende Kernmauer flach eingebettet ist.

#### o) Die Austinmauer (Abb. 98 bis 98e).

Ebenso wie die Nashvillmauer nahm auch die Austinmauer Penns. (Abb. 98 bis 98c) bei ihrer Verschiebung am 23. Juni 1910 und ihrem Einsturz am 30. September 1911 einen Teil der an der Gründungsfläche anhaftenden Felsschichten mit. Diese verliefen wagerecht mit Schiefer- und Toneinlagerungen und stauten sich bei der ersten Verschiebung am



Abb. 98a. Austinsperre. Luftseitige Ansicht

Abb. 98b. Austinsperre.  
Ansicht der verschobenen Bruchstücke vom linken Ufer.

Fuße der Mauer, so daß dort die größte Ausbauchung nur 46 cm, in der Krone aber 74 cm betrug. In dieser ungünstigen Lage ist die Mauer von 9,14 m Fußbreite unter

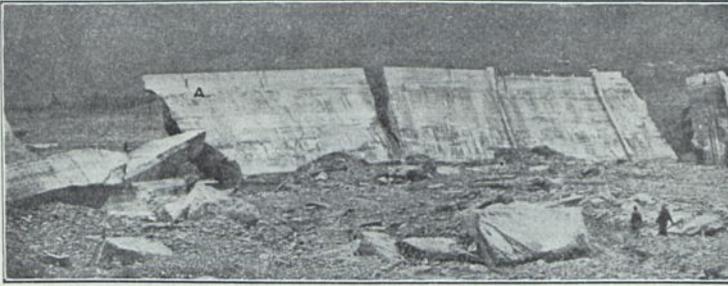


Abb. 98c. Austinsperre. Luftseitige Ansicht. Trümmer am Fuß.

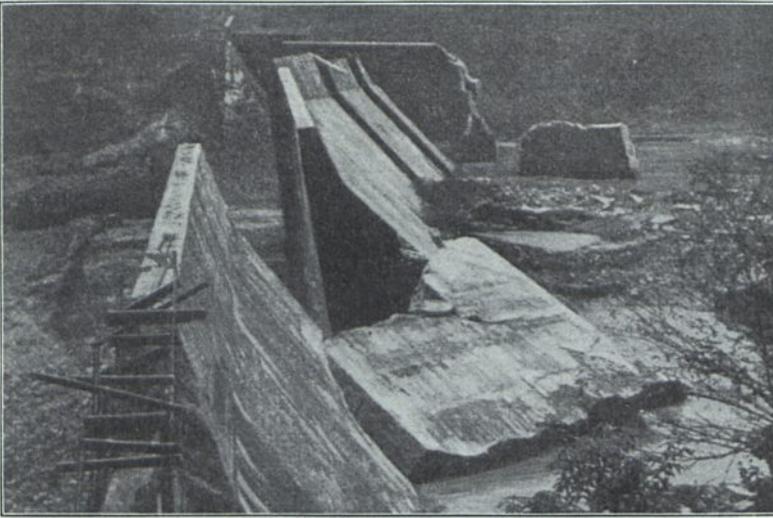


Abb. 98d. Austinsperre. Ansicht vom rechten Ufer.

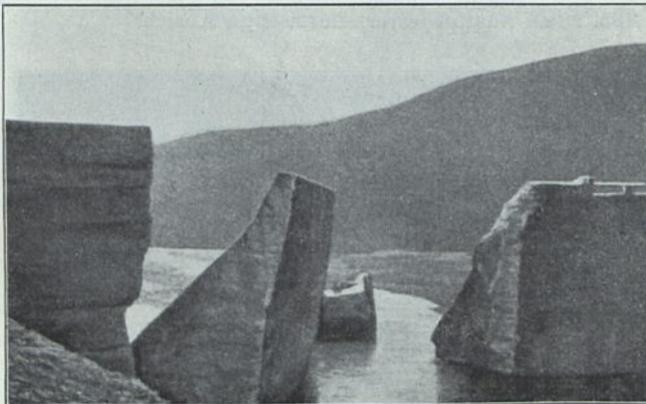


Abb. 98e. Austinsperre. Blick talabwärts durch die östliche Durchbruchstelle.

12,8 m Staudruck noch längere Zeit in Betrieb gewesen. Selbst beim endgültigen Einsturz ist der größte Teil der Mauerstücke in aufrechter Stellung fortgeschoben worden und das Umkippen einiger Trümmer wohl nur durch die lebendige Kraft des durch die Lücken strömenden Wassers veranlaßt. Von mangelnder Standfähigkeit des Querschnitts kann da wohl kaum die Rede sein.<sup>1)</sup>

Das Fehlen der luftseitigen Fußspitze des Querschnitts — die Mauer ist daselbst unterhalb Gelände senkrecht begrenzt —, dem Link im Z. d. B. 1912, S. 37 mit Rücksicht auf den „Unterdruck“ eine große Wichtigkeit beimißt —, hat also gar keinen Einfluß auf die Standfähigkeit gehabt. Eher ist anzunehmen, daß diese Fläche der Mauer ein günstiges Auflager gegen den Wasserdruck geboten hat. Dagegen werden zwei kurz nach Vollendung der Mauer im Dezember 1909 bei leerem Becken eingetretene senkrechte Temperaturrisse in Verbindung mit den im Flußbett beobachteten zahlreichen Quellungen das Abschieben der Mauer erleichtert haben.

<sup>1)</sup> Die Trümmer des Werkkanals der Alzwerke bei Burgkirchen zeigen eine ganz ähnliche Verschiebung wie die der Austinmauer. Bautechnik 1924, S. 314. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Wasserkraft 1928/175.

Zusammenstellung IV. Zerstörte Schwerkraftmauern. <sup>1)</sup>

Name der Talsperre	Bauzeit	Länge m	Grundriß- form	Baugrund	Stau- höhe m	Mauer- höhe h m	Grund- fugen- breite b m	$\frac{b}{h}$	Bemerkungen
Puentes	1785—1791	282	polygonal	Mergel und Ton	46	50	46	0,92	Untergrund mit Pfahlrostgründung nach 11 Jahren unter der Mauer unter 47 m Staudruck hinweggedrückt.
Lampy	1777—1780	126	geradlinig	Felsen	15,65	16,90	10,00	0,6	Von vornherein Strebe Pfeiler 2,3 m stark; luftseitig zahlreiche Sickerungen durch die Mauer, gedichtet mit gelöschtem Kalk. Ausbauchung mit 3,0 cm Pfeil auf 100 m Länge.
Grosbois	1830—1838	550	geradlinig	Harter blättriger Liaston	21,10	22,30	14,00	0,63	16 m breiter Fundamentklotz, Herdmauer luft- und wasserseitig.
Chazilly	1830—1838	536	geradlinig	Harter blättriger Liaston	21,10	22,50	16,20	0,72	Elastisches mit dem Stauspiegel zu- und abnehmendes Ausbauchen und Ueberneigen zwischen rechtem Ufer und Entnahmeturm. Strebe Pfeiler und Gegendamm.
St. Denis du Sig	1858	100	geradlinig	Mergel mit Tonschichten	16,50	17,50	9,00	0,514	Auf den Resten alter Dämme erbaut. Beton- und Tonschürze wasserseitig. Wasserverluste durch Unterspülung. Ueberströmung 5,4 m. Resultante 0,96 m aus dem Querschnitt. Dumas, S. 153.
Habra	1871 (1881)	455	geradlinig	Felsen	34,25	33,60	26,00	0,77	Die Mauer brach unterhalb eines einspringenden Knickes in der Querschnittsbegrenzung der Wasserseite. Sie war aber vorher auf den Felsenuntergrund des rechten Talhangs geglitten. Dumas, S. 152.
					an der Knickstelle:				
					16,65	16,00	10,00	0,62	
Grands Cheurfas	1880—1884	155	geradlinig	Kalkstein mit Tonschichten	—	30,00	22,00	0,73	Auf Sockel von 10 m Höhe. Miozän-Kalk mit mergeligen und tonigen Schichten. Durchsickerungen in Sand gefüllten Spalten gaben dort zu einer Bresche Veranlassung.
Bouzey	1882	432	geradlinig	Buntsandstein und Schiefer mit Tongallen	22,10	22,70	13,31	0,60	Herdmauer. Gleiten und Ausbauchen um 28 cm auf 135 m Länge. 1888/89 Strebenmauerwerk luftseitig. Mauerwerksdichtung wasserseitig. 1895 Einsturz.
Lavezze und Gorzente. Genova	1882	150	Kreisbogen	Serpentin	—	37,00	30,35	0,8	Ueberneigen der Mauer um 15 cm.
Nashville	1887	—	—	Quellige Kalkschichten m. Toneinlagerungen	—	9,45	6,70	0,7	Abgerutscht 1912 auf 3 bis 4° abwärts geneigten Schichten, nachdem sich schon lange vorher zahlreiche Sickerungen gezeigt hat an.
Austin Colorado	1892	332	geradlinig	—	23,00	20,00	Wehrquerschnitt.		Nach Unterspülung bei 3 m Ueberfallamelle nach 7 Jahren auf 150 m Länge hinweggeschoben.
Austin Pennsylv.	1909	165,2	geradlinig	Sandstein m. Toneinlagerungen	14,10	16,64	9,14	0,525	Bewehrung. Herdmauer. Risse, Böschungsrutsche, Quellungen luftseitig. Verschiebung auf schlüpfrig gewordenen Tonschichten 74 cm in der Krone, 46 cm am Fuß. Gehalten von den talseitigen gestauten Sandsteinschichten. Weitere Benutzung des Beckens bis zum Bruch. 30. 9. 1911. Vgl. Austinwehr, Texas. Z. d. V. d. I. 1911, S. 1773.
Elwha	1912	—	geradlinig	Kies m. Baumstämmen u. Felsblöck.	—	40,00	30,00	0,75	Untergrund unter der Mauer hindurchgedrückt.

<sup>1)</sup> Vgl. auch die Zerstörung der Hauserlakesperre (Eisenkonstruktion) Abb. 153 bis 153 d; Austin Colorado Abb. 176 und die zerstörten aufgelösten Mauern Abb. 178 bis 181.

## II. Gewölbesperren.

### 1. Der Gewölbequerschnitt im Vergleich zum Stützmauerquerschnitt.

Die Schwerkraftmauer überträgt sowohl ihr Gewicht als auch die Wasserlast auf die Gründungsfuge. Der Mauerquerschnitt muß weit ausladen und sein Gewicht beträchtlich vermehrt werden, um die Schlußkraft in das mittlere Drittel des Querschnitts — den Kern — zu zwingen.

Trotzdem ist eine Entlastung des wasserseitigen Teils der wagerechten Fuge, also gerade des Teils, welcher durch die Pressungen geschlossen und dicht gehalten werden soll, unvermeidlich.

Die Biegemomente und Durchbiegungen des „Kragträgers“ werden durch die Gewichtsmomente großer Massen auf ein unschädliches Maß zurückgeführt, die Zugspannungen des Querschnitts durch die Lastspannungen überdeckt.

Für den „wagerechten Träger“, welchen eine gerade Mauer bildet, fehlt eine solche Überdeckung an den Enden

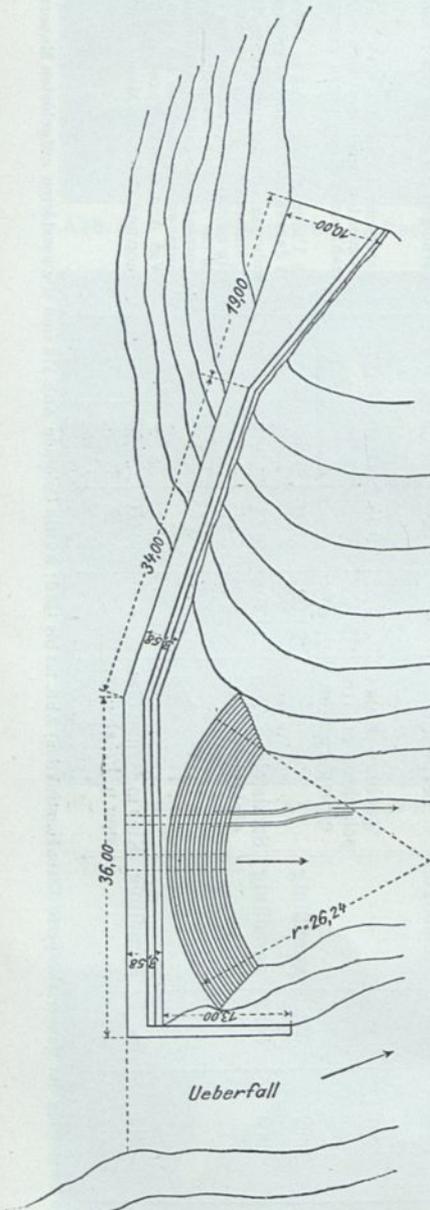


Abb. 99. Grundriß der Mauer von Almanza (Spanien) 1586. Wahrscheinlich in Abschnitten erbaut.

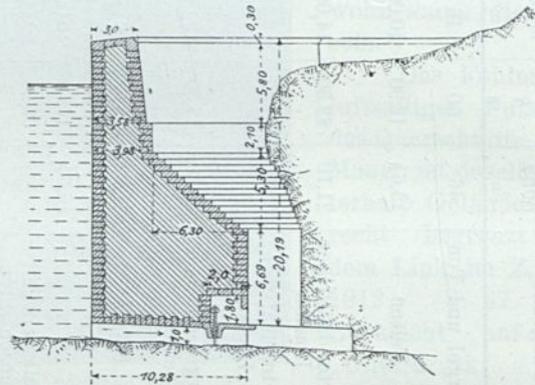


Abb. 99a. Almanza. Entnahme-Querschnitt.

der Mauer (Abb. 94 unten). Gleichermassen fehlt eine Kraft, welche den dichten Anschluß der Mauer an die Talhänge herbeizuführen in der Lage wäre.

Dagegen steht das einzige wagerechte Auflager der Mauer, die Gründungssohle, gegen die hoch  $\left(\frac{h}{3}\right)$  über ihm angreifende Schlußkraft des Wasserdrucks unter dem Einfluß des höchsten Staus. Erfolgt hierdurch ein Angriff auf den Baugrund, so ist damit alles auf eine Karte gesetzt. Gerade gegen die wagerechte Verschiebung gewährt weder der Mauerquerschnitt noch die Gründungsfuge einen so großen Widerstand wie gegen Sackungen. Die Empfindung, daß die Gewölbeform der Talsperre eine erhöhte Sicherheit bietet, hat die meisten Ingenieure veranlaßt, eine

solche dem Wasserdruck entgegenzusetzen. Schon die älteste uns bekannte Talsperre von Almanza in Spanien (Abb. 99 u. 99a) zeigt diese und eine u. U. nachahmenswerte Lösung.

Der untere Teil, die enge Schlucht des Baches, ist durch ein Gewölbe abgesperrt. Der geringe Halbmesser von 26,24 m sichert dort die Übertragung des größten Teils der Last in viel günstigerer Richtung auf einen sonst kaum in Anspruch genommenen Teil des Untergrundes — die Talhänge —, als dies bei einer Schwerkraftmauer der Fall wäre. Auf der breiten Krone und in über doppelter Längserstreckung auf den linken Talhang übergreifend, ruht eine polygonale Schwerkraftmauer trapezförmigen Querschnitts. In Gestalt von langen Flügelmauern findet man diese Form bei amerikanischen Talsperren wieder (vgl. Abb. 149, Rooseveltsperrre und Abb. 150, Pathfindersperrre). Der Eastwoodsche Vorschlag ist ein weiterer Ausbau dieser Anordnung.

Die polygonale Form als Gewölbeersatz zeigt die Puentessperre, Abb. 88, während unregelmäßige polygonale Grundrißanordnungen den Vorteil der Versteifung und Ausdehnungsfähigkeit wohl der Lage des günstigsten Baugrundes zu verdanken haben (Mutha, Abb. 91; Titicus, Bd. III).

Die Staumauer von Tansa. Das Becken derselben dient für die Wasserversorgung von Bombay mit 150 000 m<sup>3</sup>/Tag durch einen 91 km langen Kanal.

Die Mauer hat, einschließlich des Überfalls von 483 m, eine Länge von 2684 m. Im Grundriß ist sie nach zwei unter stumpfem Winkel zusammenstoßenden Geraden geführt, welche so gelegt sind, daß der Aushub bis zum festen Felsen auf das Mindestmaß beschränkt blieb.

Die größte Höhe des Mauerquerschnitts, welcher nach Bouviers Methode berechnet ist, beträgt 36 m. Doch ist eine Erhöhung von 5,17 m vorgesehen, wodurch der Inhalt von rd. 71 Mill. m<sup>3</sup> auf 141,5 Mill. m<sup>3</sup> gebracht werden kann, die Seeoberfläche von 9,2 auf 14,25 km<sup>2</sup> anwächst. Ein bedeutender Bruchteil des Inhalts geht auch hier durch Verdunstung verloren.

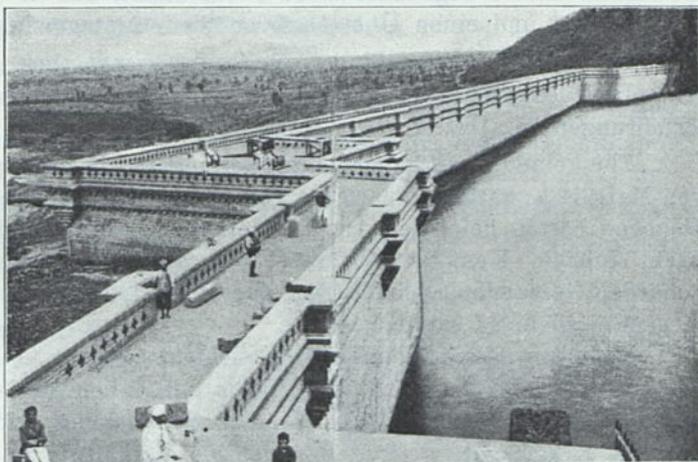


Abb. 100. Marikanavemauer (Indien).

Der Mari-Kanave-Damm (Abb. 100) in Südindien in der gleichnamigen Flußenge des Vedaratiffusses im Staate Mysore ist in den Jahren 1898 bis 1908 erbaut. Er ist eines der großartigsten Bauwerke zur Bewässerung des Landes, durch welche die Engländer gleichzeitig die Einkünfte zu heben und der mit langen Trockenheitsperioden unfehlbar verknüpften Hungersnot vorzubeugen suchen.

Das Niederschlagsgebiet umfaßt 5300 km<sup>2</sup>, die bewässerte Fläche 100 km<sup>2</sup>. Die Beckenoberfläche ist bei 40 m größter Stauhöhe 88 km<sup>2</sup> und der Inhalt 877,3 Mill. m<sup>3</sup>.

Die Mauer folgt in gebrochenen geraden Grundrißlinien dem festen Felsen des Baugrundes, der bis 7,5 m unter Flußbett lag. In ungemilderten rechten Winkeln tritt der mittlere Teil der Mauerlänge talabwärts hervor. Die Kronenlänge beträgt rd. 400 m, die Basisbreite 46 m, der Gesamtmauerinhalt 170 000 m<sup>3</sup>.

Der Fluß liegt 4 Monate lang trocken. Die Monsoon-Hochwasser wurden während der Bauzeit durch eine provisorische Mauerwerkslücke abgeführt.

Die Entnahmeschleusen sind mit Rücksicht auf ein benachbartes Gold- und Manganvorkommen und einen zu Aufbereitungszwecken zu erwartenden Bedarf an elektrischer Energie 18 m über Flußsohle gelegt. Die unter Schleusenschwelle im Becken befindliche Wassermenge beträgt nur 6% des Beckeninhalts und ist nicht nutzbar. Das Gefälle wird vorläufig nicht ausgenutzt, sondern das Wasser in das Flußbett zurückgeführt, um erst 8 km unterhalb, durch das feste Anicutwehr aufgestaut, den Bewässerungskanälen zuzuströmen.

Die Gesamtkosten der Anlagen betragen nur 6,6 Mill. Mark. Auf die Sperrmauer entfallen davon 2,7 Mill. Mark. Die Arbeiten wurden durch Eingeborene, sogenannte „Nowgunnies“, ausgeführt, deren bis zu 5000 beschäftigt wurden.

Ihre Leistungen waren derart befriedigend und billig, 40 bis 64 Pf. die zehnstündige Schicht, daß eine Drahtseilbahn, welche über die Baustelle nach dem Steinbruch geführt war, als zu kostspielig außer Betrieb gesetzt wurde. Die Taxe der Ländereien stieg durch die Bewässerungsanlage um das 40fache auf 13 Mark das Hektar.

Im allgemeinen haben die meisten älteren und neueren Schwerkraftmauern nur die Form und gar nicht oder nur in beschränktem Maße die Eigenschaften eines Gewölbes. Intze begründet diese Form damit, daß er den Ausdehnungen die Richtung vorschreiben und einen Überschuß an Sicherheit gewinnen will.

Die größte Kronenlänge, für welche man bei geeignetem Talquerschnitt und Kämpferanschlüssen noch auf eine Gewölbewirkung rechnen kann, ist nach australischen Erfahrungen rd. 150 m.

Für keine der vorhandenen größeren deutschen Talsperren, mit Ausnahme vielleicht von Marklissa, hätte demnach die reine Gewölbeform ernstlich in Frage kommen können. Dagegen hätten bei einer Anzahl kleinerer — Panzertal, Fuelbeke, Heilenbeke, Glörsbach, Iubach, Komotau, Tambach, Nordhausen, Vöhrenbach usw. — die Aufsichtsbehörden Gelegenheit gehabt, den deutschen Ingenieuren zu gestatten, Erfahrungen auf diesem Gebiete zu sammeln.

Nicht nur aus Sparsamkeitsrücksichten, sondern um sich die Wirkung des Gewölbewiderstandes und der Kämpferauflager tatsächlich zu sichern, ist es aber nötig, den Mauerquerschnitt zu ermäßigen. Die Spannungen und die Deformationen des Ring- und des Kragträgers sind in das richtige Verhältnis zu bringen.

Soweit es die Länge des Weges zuläßt, sind die wagerechten Wasserdrücke in der Höhe, in welcher sie angreifen, senkrecht gegen die Felswände des Tales zu führen und nicht in ungünstigster Richtung unter Bildung von Biegemomenten durch den Querschnitt des Bauwerks auf das den Angriffen des höchsten Wasserdruckes ausgesetzte Auflager der Gründungsfuge. Kostenlos werden dem Wasserdruck widerstehende Massen der Talwände gewonnen, die am Mauerwerk gespart werden können. Die bisher spannungslosen Auflagerflächen der Talwände entlasten die Gründungsfuge von exzentrischen Auflagerdrücken und bilden eine weitere Sicherheit gegen Verschiebung, wenn die Gründungsfuge durch Wasserangriffe geschwächt ist.

Sogar gerade Mauern, bei welchen die Übertragung von Auflagerdrücken auf die Talhänge infolge geringer Länge und großer Querschnitte (schiefer Bogen) oder Bewehrung möglich ist, sind als sicherer anzusehen als reine Stützmauern (vgl. Puentes, Abb. 88; Elwha, Abb. 97; Pittsfield, Abb. 179). Eine Gefäßwand aus Mauerwerk, wie sie eine Talsperre darstellt, soll möglichst nur reinen Druckspannungen ausgesetzt werden und solche übertragen.

Diesen Anforderungen kommt eine Gewölbesperre am nächsten. Im Zustande der höchsten und gefährlichsten Beanspruchung treten hauptsächlich Druckspannungen auf und sind bestrebt, die Kämpferfugen und etwaige Risse zu schließen.

Die Gewölbebeanspruchung erlaubt nicht nur, den Baustoff auch bei niedrigen Mauern bis zur zulässigen Grenze, sondern an und für sich in weit vollkommenerer Weise auszunutzen.

Die seitlichen Ringspannungspressungen erhöhen die Widerstandsfähigkeit gegen die senkrechte Pressung  $\epsilon_x E = \sigma_x - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{m}$  und umgekehrt. Infolge größerer Elastizität führen die Formänderungen der schwachen gewölbten Mauern weniger zur Zerstörung als die starrer, welche nicht nachgeben können.

Auch eine Bewehrung ist wirksamer, und es ist praktisch möglich, den Eisenquerschnitt in ein einigermaßen richtiges Verhältnis zum Mauerquerschnitt zu setzen.

Eine Bewehrung erhöht den Widerstand des Mauerwerks gegen Belastungen, Quellungen und Sackungen und verankert, solange sie nicht verrostet, auseinandergerissene Mauerwerkteile.

Der Bau und Betrieb einer Gewölbesperre hat eher weniger Gefahren als der anderer Talsperren. Unfälle sind mir nicht bekanntgeworden.

## 2. Die Ringspannungen der Gewölbesperren.

### a) Berechnung des Bogenringstücks einer Sperrmauer.

In einem unendlich kleinen gewichtlosen Bogenringstück, begrenzt von zwei waagrechten Fugenebenen im Abstand 1, zwei konzentrischen Kreisbogen von den Halbmessern  $R$  und  $(R - b)$ , wobei  $b$  die Ringstärke = Fugenbreite des Stützmauerquerschnitts, und zwei radialen senkrechten Ebenen, welche den Zentriwinkel  $d\beta$  einschließen, halten sich die beiderseitigen gesamten Ringspannungen  $S$  und  $S + dS$  (Abb. 101) im Gleichgewicht mit der zentrischen gleichmäßig verteilten Belastung der äußeren Leibung  $q \cdot 1 \cdot ds$ . Zerlegt man  $S$  und  $S + dS$  senkrecht und gleichlaufend zu  $q ds$ , so ergibt sich

$$q ds = 2 S \sin \frac{d\beta}{2} + dS \sin \frac{d\beta}{2}$$

$$\text{und } S \cos \frac{d\beta}{2} = S \cos \frac{d\beta}{2} + dS \cos \frac{d\beta}{2}.$$

Das letzte Glied beider Gleichungen ist unendlich klein, zweiter Ordnung und fällt weg.

Statt  $\sin \frac{d\beta}{2}$  kann man setzen  $\frac{d\beta}{2}$ , statt  $ds$ :  $R d\beta$ .

Es folgt

$$q \cdot R = S.$$

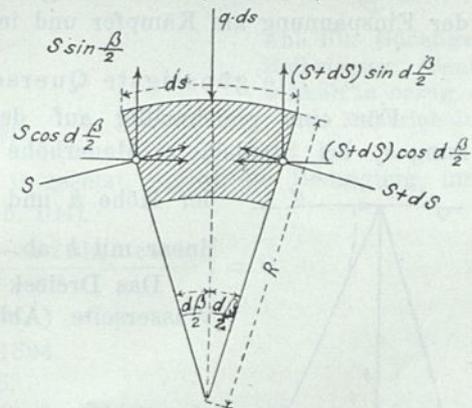


Abb. 101. Ringspannungen nach Navier.

Die Seitenkräfte  $S \cos \frac{d\beta}{2}$  heben einander auf.  $q$  entspricht dem Druck einer Wassersäule auf die Flächeneinheit vom Raumgewicht 1 und der Tiefe  $h$  unter Wasserspiegel.  $q$  kann daher  $= h$  gesetzt werden.

Nimmt man die Ringspannung  $S$  gleichmäßig über den Querschnitt  $b \cdot 1$  verteilt an, so ist die Einheitsspannung

$$\sigma_g \cdot b = S = h \cdot R,$$

die Ringstärke

$$b = h \cdot \frac{R}{\sigma_g}.$$

Eine einfachere Herleitung erhält man, wenn man sich den Ring unter dem allseitig gleichmäßigen Druck  $h$  geschlossen denkt (Abb. 102).

Es müssen sich dann die senkrecht zum Durchmesser  $AB$  gerichteten Seitenkräfte von  $h$ , deren Gesamtgröße  $= 2Rh$ , im Gleichgewicht halten mit den inneren Druckspannungen im Ring

$$2Rh = 2\sigma_g \cdot b,$$

daher wie vor

$$b = h \cdot \frac{R}{\sigma_g}.$$

Die Ringspannungen sind im ganzen Ring gleichmäßig, und das Verhältnis ändert sich nicht, wenn man an beliebiger Stelle Widerlager einschaltet. Die Formel gilt also auch für Ringsegmente.

Man könnte auch die Grashofsche Formel für äußeren Überdruck anwenden.

Nach dieser wird die Druckspannung von der äußeren nach der inneren Leibung zu wachsen, während Delocre eine exzentrische Lage der Drucklinie im wasserseitigen Fugendrittel des Ringquerschnitts annimmt. Luftseitig ist dann die Pressung  $= 0$ , und bei gleichem  $\sigma_g$  erhält man gegenüber der zentrischen Pressung die doppelte Fugenbreite  $b$  oder bei gleicher Fugenbreite die doppelte Pressung.

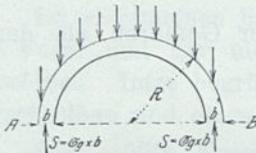


Abb. 102.  
Ringspannungen.

Auch ich bin der Ansicht, daß sich Druckzonen in senkrechter Schalenform bilden, indem radiale Zusammendrückungen und abnehmende Verkürzungen der Ringlängen eintreten. Diese etwa künstlich durch sogenannte Rollen, ohne Verband hintereinandergestellt, zu begünstigen, wird sich nicht empfehlen.

Der Verlauf der Ringspannungen wird gestört durch die Deformationen infolge der Last, der Temperaturänderungen, des Schwindens und Quellens, in Verbindung mit der Einspannung am Kämpfer und im Baugrund, wie dies später später gezeigt.

#### b) Die günstigste Querschnittsbegrenzung der Wasserseite.

Für eine gleichmäßig auf den ganzen Mauerquerschnitt verteilte Ringspannung  $\sigma_g$  bei Stauhöhe  $=$  Mauerhöhe  $= h$  muß dieser Querschnitt ein Dreieck von

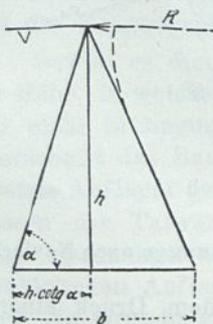


Abb. 103.  
Günstigste wasserseitige Neigung des Querschnitts.

der Höhe  $h$  und der Grundfugenbreite  $b = \frac{h}{\sigma_g} \cdot R$  sein.  $b$  nimmt linear mit  $h$  ab.

Das Dreieck geringsten Inhalts ist dasjenige mit senkrechter Wasserseite (Abb. 103)

$$b = \left( R_0 + h \cotg \alpha \right) \frac{h}{\sigma_g}$$

wird am kleinsten für

$$\alpha = 90^\circ; \cotg \alpha = 0.$$

Für die Talsperren in Neusüdwaales (vgl. Zusammenstellung V), welche lediglich für Ringspannungen von 110 bis 220 t/m<sup>2</sup> (Parkes 262,5 t/m<sup>2</sup>, Cootamundra 273,4 t/m<sup>2</sup>) berechnet sind, ist gegenüber den älteren mit wasserseitig oder beiderseitig geböschtem Querschnitt bei den neueren Ausführungen der naturgemäße Stützmauerquerschnitt mit senkrechter Wasserseite bevorzugt. Dieser ist auch der Führung der Schiebergestänge günstiger.

## c) Verbreiterung der Krone.

Durch Annahme einer Überströmungshöhe von 0,30 bis 1,04 m (Parkes 1,53 m, Picton 3,5 m) erzielte man eine Verstärkung des ganzen Querschnitts und eine ausführbare Kronenbreite. Die letztere wird indessen durch Anfügung eines Kronendreiecks mit senkrechter Luftseite noch weiter auf 0,91 bis 1,04 verbreitert (Abb. 109 u. 110) und durch Ausrundung in den Dreieckquerschnitt übergeleitet.

## d) Der günstigste Halbmesser (Zentriwinkel) in bezug auf Mauerinhalt und Ringspannung.

Die kleinste Gewölbstärke bei gleicher Einheitspressung  $\sigma_g$  ergibt sich, wenn der innere Leibungshalbmesser  $r$  des Ringes = halber Talbreite ist.

Der Inhalt des Gewölberinges wird aber damit nicht der kleinste. Dem geringsten Flächeninhalt des Querschnitts steht die größte Ringlänge gegenüber.

Setzt man den Schwerpunkthalbmesser des Gewölberinges für diese Überschlagsrechnung gleich dem äußeren Leibungshalbmesser, so ist der Inhalt der Halbkreisform bei der Fugenbreite  $b$  und der Höhe 1 des Ringes

$$J = (r + b) \pi b \cdot 1.$$

Für fest angenommenes  $h =$  Stau- und Mauerhöhe und  $\sigma_g =$  zulässige Einheitspressung ist nach der Ringspannungsformel

$$b = (r + b) \frac{h}{\sigma_g}; \quad b = \frac{r h}{\sigma_g - h} = r \cdot c.$$

$$J = (r + cr) \cdot \pi \cdot r \cdot c = r^2 \pi c (1 + c).$$

Ist der Zentriwinkel statt  $\pi$  zu  $2\alpha$  angenommen und der entsprechende Halbmesser  $R$ , so wird

$$J_1 = R^2 2\alpha c (1 + c)$$

und da

$$R = \frac{r}{\sin \alpha}$$

$$J_1 = \frac{r^2}{\sin^2 \alpha} \cdot 2\alpha \cdot c (1 + c).$$

Dieser Ausdruck differenziert und gleich 0 gesetzt, ergibt die Bedingung, unter welcher  $J_1$  seinen kleinsten Wert erreicht (Abb. 104).

$$\frac{dJ_1}{d\alpha} = 2c(1+c)r^2 \left( \frac{\sin^2 \alpha - \alpha 2 \sin \alpha \cos \alpha}{\sin^4 \alpha} \right) = 0.$$

$$2\alpha = \operatorname{tg} \alpha.$$

Dies trifft ungefähr zu für  $\alpha = 67^\circ = 1,1694$ .

Bogen  $2\alpha = 134^\circ = 2,3387$ ;  $\operatorname{tg} \alpha = 2,356$ .

Man erhält also den geringsten Baustoffaufwand für die geringere Länge des flacheren Bogens, trotzdem Gesamtringspannung und Gewölbequerschnitt größer werden.

## e) Der Ausgleich des Talquerschnitts. Künstliche Widerlager.

Man ist in der Lage, das Maß des Kronenhalbmessers und damit die Abmessungen und Pressungen des ganzen Mauerquerschnitts herabzudrücken, wenn man den Talquerschnitt namentlich in den flach verlaufenden oberen Teilen künstlich verengert und verregelmäßigt. Durch die tangentielle Verlängerung des Gewölbes in Widerlagern erzielt man gleichzeitig einen steileren günstigeren Anschnitt an die Talwände und kann den Einheitsdruck auf diese durch Verbreiterung beliebig vermindern, wo geringe

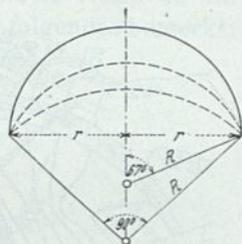


Abb. 104. Günstigster Halbmesser (Zentriwinkel) in bezug auf den Mauerinhalt.

Gesteinsfestigkeit dies wünschenswert erscheinen läßt. Im allgemeinen ist eine hohe Pressung mit Rücksicht auf den dichten Schluß auch am Widerlager vorzuziehen.

Der Schnitt der senkrechten Kämpferhalbmesserebenen mit Höhenlinien des Talhangs, welche der Talrichtung gleichlaufen oder talwärts divergieren, ergibt eine luftseitig abfallende Gründungsfläche. Dies hat wenig Bedeutung, da die Mauer des dichten Anschlusses wegen in die Talhänge einbinden muß und dabei radiale Auflagerflächen ausgearbeitet werden können. Die Kämpferdruckrichtungen werden stets unter einem kleineren Winkel divergieren als die Höhenlinien.

Die Verengung des Talquerschnitts an den flach auslaufenden oberen Teilen der Hänge durch Stütz- und Widerlagern erfordert sehr geringen Baustoffaufwand, der in keinem Verhältnis zur Ersparnis an Gewölbequerschnitt infolge Verminderung des für die ganze Mauer ausschlaggebenden Kronenhalbmessers steht.

Die Verregelmäßigung der Widerlager gelang besonders gut beim Crowley Creek (E. R. 69, S. 693). Es war möglich, den günstigsten Zentriwinkel von  $134^\circ$  für die Kämpferhalbmesser (21,95 m) der Krone (Gesamtlänge 68 m) durch Widerlager zu erreichen. Der ge-

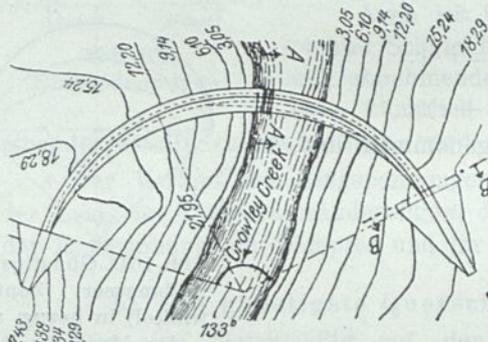


Abb. 105. Crowley Creek (Idaho)  
Grundriß.

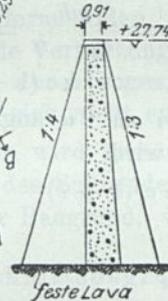


Abb. 105b. Crowley Creek  
Schnitt B-B.

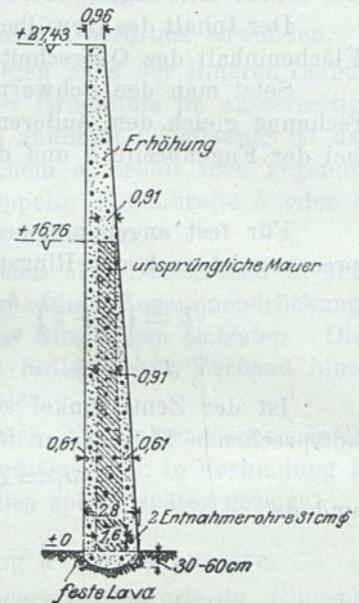


Abb. 105a. Crowley Creek  
Schnitt A-A.

wölbte Teil der Krone  $+16,76$  bildet den Überfall und wird ihn auch für die um 11 m erhöhte Mauer (Schnitt *AA*  $+27,43$ ) bilden. Die Widerlager sind von vornherein bis  $+27,74$  geführt. Von jeder Eiseneinlage in den beiden Bauteilen ist abgesehen.

Zur Bildung eines Widerlagers am flachen Talhang der Aaensiresperre habe ich in der Z. d. deutsch. Wasserwirtsch.- u. Wasserkraftverb. 1922, S. 180, Abb. 2 die Benutzung der Obergraben- (Überfall) Einfassungsmauer gleichlaufend der Talrichtung und der Schützenwehr-Verbindungsbrücke, senkrecht dazu, vorgeschlagen.

Diese beiden Bauwerke stoßen im Grundriß gesehen im Kämpferpunkt der Gewölbemauer rechtwinklig gegeneinander und nehmen daselbst den Kämpferdruck auf.

#### f) Beispiele.

Von den auf Grund der Ringspannungsformel berechneten Talsperren sind besonders die Gewölbetalsperren in Neusüdwalles für den Ausgleich der Wasserversorgung der Landgemeinden interessant.

## Zusammenstellung V. Australische Gewölbesperren.

Lfd. Nr.	Bezeichnung	Größte Mauerhöhe	Gesamtlänge	Kronenlänge	Sohlenbreite	Überströmungshöhe	Halbmesser des gewölbten Teils	Höchste Ringspannung	Beckeninhalt Tsd.m <sup>3</sup>	Untergrund und Baustoff	Zeit der Erbauung	Bemerkungen
1	Parramatta . . .	15,95	68,60	1,42	4,57	0,61	48,77	16,40	690	- Sandstein	1898	Nr. 1 ist 1858 mit 12,5 m Höhe in Sandstein u. Romanzement erbaut, 1898 in Beton um 3,45 m erhöht. Für Nr 5 ist eine Erhöhung um 4,57 m vorgesehen. Nr. 10 soll auf 15,24 m erhöht werden.
2	Lithgow I . . .	10,67	54,25	1,04	3,27	1,04	30,48	10,94	68	"	1896	
3	Parkes . . .	10,20	164,60	0,91	4,10	1,52	91,44	26,25	518	Granit	1897	
4	Cootamundra . . .	14,02	195,00	0,91	3,96	0,30	76,20	27,34	618	"	1898	
5	Picton . . .	8,53	34,14	2,14	4,12	3,05	36,58	13,12	64	Sandstein	1897	
6	Tamworth . . .	18,60	134,11	0,91	6,53	0,61	76,20	21,87	227	Granit	1898	
7	Wellington . . .	14,63	106,70	0,91	3,05	0,61	45,72	21,87	123	Konglomerat	1899	
8	Mudgee . . .	15,24	151,80	0,91	5,50	0,30	77,11	21,87	190	Gesintert. Schiefer	1899	
9	Wollongong . . .	12,80	163,07	1,04	3,51	0,30	60,96	21,87	727	Basalt	1899	
10	Katoomba . . .	7,62	97,53	0,91	6,17	0,30	67,05	16,40	154	Sandstein	1905	
11	Lithgow II . . .	26,65	67,36	0,91	7,32	0,91	30,48	10,94	400	"	1906	
12	Medlow . . .	19,81	37,80	1,04	2,70	0,91	18,30	13,12	303	"	1906	
13	Queen Charlotte Vale	9,75	34,44	0,91	2,60	0,61	27,40	10,94	—	Quarzit	1898	

In seinem Bericht an den Londoner Zivilingenieurverein behandelt Wade 13 im Grundriß gewölbte Betonspermauern.<sup>1)</sup> Zur Erläuterung derselben sei folgendes bemerkt:

a) Entnahme, Bachabführung und Überfall. Die Ausführungsweise mit nur wasserseitig oder beiderseitig geböschter Querschnittsbegrenzung ist verlassen. Als Grund für die Bevorzugung des naturgemäßen Stützmauerquerschnitts mit luftseitiger Böschung ist merkwürdigerweise nur die handlichere Bedienung des schmiedeeisernen Entnahmerohrs mit Drehringverbindung angeführt. Dieses kann mittels Winde von der Mauerkrone aus in einer Radialebene zu derselben derart gehoben und gesenkt werden, daß durch die vergitterte Einlauföffnung Wasser in beliebiger Tiefe unter Stauspiegel eintritt und durch ein Gußrohr, welches den Fuß der Mauer durchdringt, abfließt. Die Wasserabführung während der Bauzeit erfolgte durch ein zweites Gußrohr von 61 cm Durchmesser mit luftseitigem Schieberverschluß. Seine Ausbesserung ist auch bei

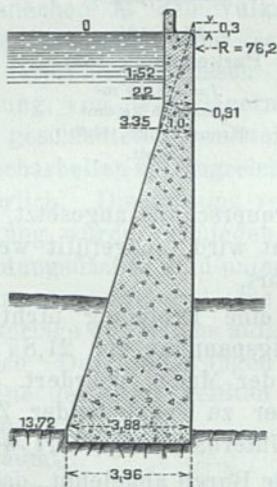


Abb. 106. Cootamundra (1898).

$J = 618000 \text{ m}^3$   
 $\sigma_g = 27,34 \text{ kg/cm}^2$   
 Kronenlänge 195 m  
 $R = 76,2$ . Granit.

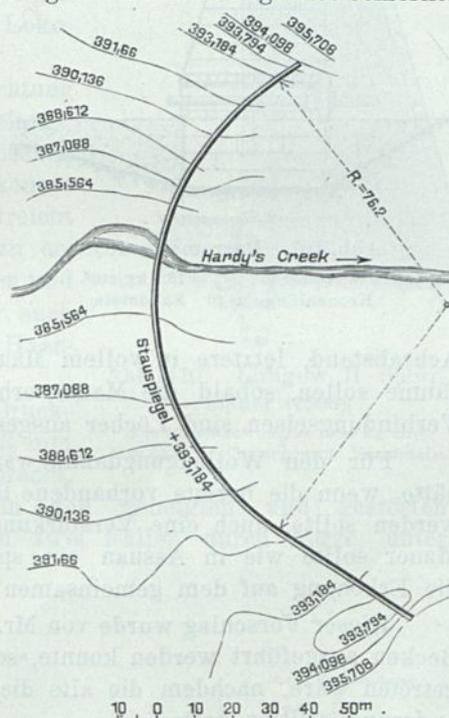


Abb. 106 a. Cootamundra. Lageplan. Tangentiale Verlängerung als Widerlager.

<sup>1)</sup> Wade, Min. of Proc. of the Instit. of E. C. Bd. CLXXVIII.

vollem Becken dadurch möglich, daß die wasserseitig erweiterte Einlauföffnung durch ein Holzschütz geschlossen wird. Die Hochfluten stürzen bei allen 13 Sperren über einen Teil der Mauerkrone. Eine Überströmungshöhe von 0,91 m hat der 0,91 m starken Krone der Parkes-Mauer nicht geschadet. Den eingetretenen Zerstörungen, namentlich weichen Felsens am luftseitigen Mauerfuß, arbeitete man durch Betonabdeckungen und Wasserpolster entgegen.

β) Aufhöhung. Die Picton-, Parkes- und Katoomba-Mauer (Abb. 108 u. 109) sind im vollen Querschnitt angesetzt, aber nicht von vornherein zur vollen Höhe ausgebaut. Die Katoomba-Mauer wurde mit 0,91 m starken Widerlagspfählern in 2,14 m

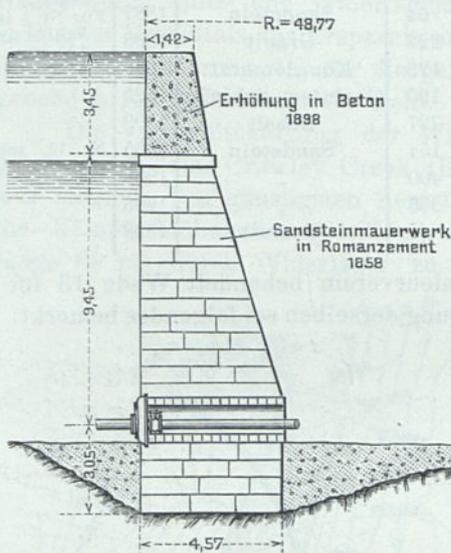


Abb. 107. Parramatta 1898.

$J = 690000 \text{ m}^3$ .  $\sigma_g = 16,4 \text{ kg/cm}^2$ .  
Kronenlänge 68,60 Sandstein.

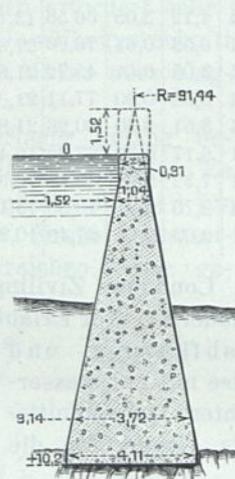


Abb. 108.  
Parkesmauer 1897.

$J = 518000 \text{ m}^3$   
 $\sigma_g = 26,25 \text{ kg/cm}^2$   
Kronenlänge 164,60  
Granit.

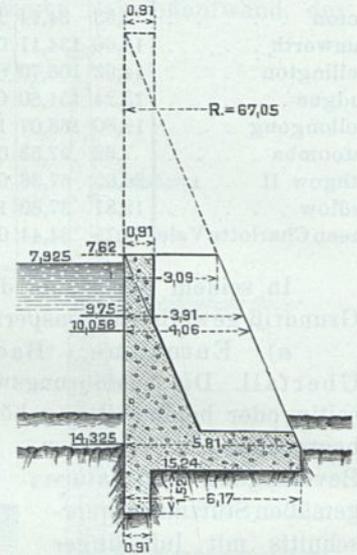


Abb. 109. Katoomba 1905.

$J = 154000 \text{ m}^3$ .  $\sigma_g = 16,4 \text{ kg/cm}^2$ .  
Kronenlänge 97,53 m. Sandstein.

Achsabstand, letztere in vollem Mauerquerschnitt angesetzt, die luftseitigen Zwischenräume sollen, sobald die Mauer erhöht wird, ausgefüllt werden. Zum Einsetzen von Verbindungseisen sind Löcher ausgespart.

Für den Wollongongdamm war eine Erhöhung nicht vorgesehen. Eine solche hätte, wenn die bereits vorhandene Ringspannung von  $21,87 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschritten werden sollte, auch eine Verstärkung der Mauer erfordert. Zwischen alter und neuer Mauer sollte wie in Assuan ein später zu vergießender Zwischenraum bleiben und die Erhöhung auf dem gemeinsamen Unterbau ausgeführt werden.

Dieser Vorschlag wurde von Mr. de Burgh abgelehnt, da die Arbeit nur bei vollem Becken ausgeführt werden konnte, so daß die luftseitige neue Mauer erst in Wirksamkeit getreten wäre, nachdem die alte die  $21,87 \text{ kg/cm}^2$  Ringspannung entsprechende Formänderung erlitten hatte.

Es sei hier eingeschaltet, daß sich eine ähnliche Vorbereitung der späteren Aufhöhung wie bei der Katoomba-Mauer beim Aqua pura-Damm in Las Vegas, New Mexico (Abb. 111 u. 111a), von 76,2 m Radius findet. Für die Erhöhung auf 28,96 m ist im luftseitigen Sockel eine Rinne von 2,13 m Breite und 20 cm Tiefe ausgespart. Eng. News 1910, S. 446.

γ) Pressungen und Betonierung. Die zulässige Pressung des Betons wurde aus Druckversuchen mit Probewürfeln von 15 cm Seite nach sechsmonatiger Erhärtung zu 55 kg/cm<sup>2</sup> für die weichen Sandsteine und 110 kg/cm<sup>2</sup> für die vulkanischen Gesteine ermittelt. Das Mischungsverhältnis des Betons betrug durchweg 127 Liter = 170 kg Zement, 325 Liter Sand, 283 Liter Steinsplitter von 3 bis 19 mm und 368 Liter Schiefertonschotter von 38 mm Korngröße. Dieser Beton, von Hand gemischt, wurde in 30 cm hohen Lagen mit 91 cm hohen Absätzen zur Erzielung dichten Mauerwerks so trocken wie möglich eingebracht und so lange gestampft, bis die Oberfläche feucht erschien. Bis zu 30 % Bruchsteinbrocken (plums = Rosinen) wurden, mit Rücksicht auf die geringe Gesamtmasse ohne Gerüste von zwei Mann noch tragbar, in die stärkeren Teile der Mauer eingebettet. Unter den Lagerflächen der eingebetteten Steine ist der Beton feuchter gehalten oder durch Mörtel ersetzt; Luftblasen unter den Steinen sind durch wiederholtes Auf- und Niederwuchten zu vermeiden gesucht. Nur bei der stärksten und höchsten Mauer, Lithgow II, verlohnten sich Vorrichtungen zum Versetzen der Steine, im übrigen bestand die Ausrüstung der Bauplätze aus einer Lokomobile und einem Steinbrecher.

δ) Dichtung und Risse. Was die Abdichtung der Gründung, der Talhänge und der Mauer anbelangt, so besaßen die Gründungsflächen in den vulkanischen Gesteinen eine hinreichende Rauigkeit oder es konnte eine solche mit einigen Oberflächenschüssen erreicht werden, um die Einarbeitung von Widerlagern zu erübrigen. In den weicheren geschichteten Sandsteinen und Konglomeraten waren die Nacharbeiten umfangreicher, auch wurden Herdmauern erforderlich. Die Bildung von Haarrissen durch die Schußwirkung wurde vermieden.

Die abgeräumten Gründungsflächen sind unter Druckstrahl gereinigt, mit Zement vergossen und eine 13 mm starke Mörtelschicht als Unterlage des Betons aufgebracht.

Trotzdem zeigten sich Durchsickerungen in den geneigten und gestörten Schichten der Schiefer. Die letzteren mußten in zwei Fällen durch kurze, unter den Flügeln der Mauer hindurchgetriebene Stollen ausgeräumt, mit Beton ausgefüllt und von oben durch zu diesem Zweck gebohrte Löcher unter Druck vergossen werden.

Die Dichtigkeit der Mauer wurde durch einen doppelten Anstrich reinen Zements der Luft- und Wasserseite erreicht, welcher sofort nach Entfernung

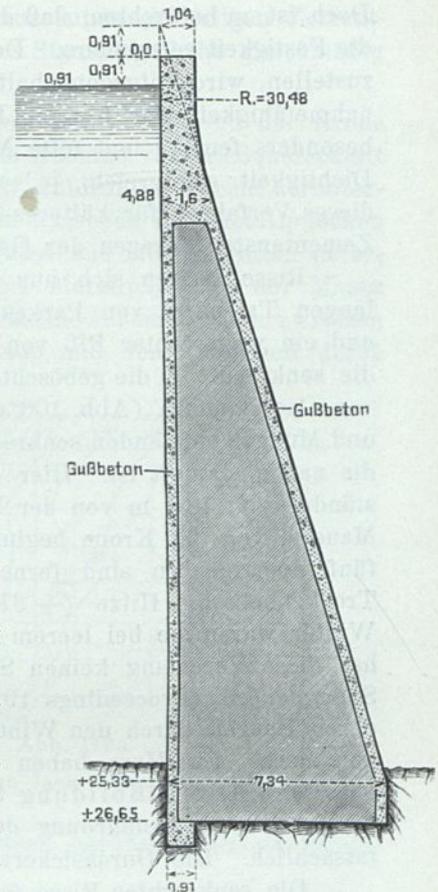


Abb. 110. Lithgow II Sperrmauer (1906).

$J = 400\,000 \text{ m}^3$ .  $\sigma_g = 10,94 \text{ kg/cm}^2$ .  
 $R = 30,48$ . Untergrund Sandstein.

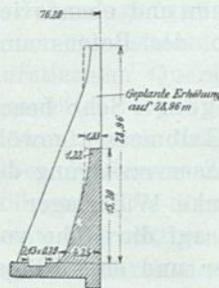


Abb. 111. Las Vegas. Querschnitt.

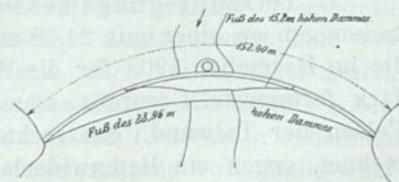


Abb. 111a. Las Vegas. Grundriß.

der Schalbretter mit hartem Quast auf den trocken eingestampften Beton aufgebracht wurde.

Einzelne Ingenieure haben günstige Erfahrungen mit Gußbeton (sloppy) gemacht. Doch ist zu befürchten, daß das überschüssige, verdunstende Wasser die Dichtigkeit und die Festigkeit vermindere. Der Forderung, ein bestimmtes Maß des Wasserzusatzes festzustellen, wird entgegengehalten, daß dasselbe vom Feuchtigkeitszustand und der Aufnahmefähigkeit der übrigen Baustoffe abhinge. Der Versuch, an der Schalung eine besonders feuchte und fette Mischung zu stampfen (Abb. 110), war zwar in bezug auf Dichtigkeit erfolgreich, jedoch bildeten sich senkrechte Risse. Trotzdem hält Wade dieses Verfahren für kälteres Klima als dasjenige von Neusüdwales für besser als den Zementanstrich wegen der Gefahr seines Abblätterns.

Risse zeigten sich nur in den fünf längeren Sperrmauern, z. B. bei der 165 m langen Talsperre von Parkes (Abb. 108) ein senkrechter Riß im größten Querschnitt und ein wagerechter Riß von 10,67 m Länge im rechten Flügel in der Höhenlage, wo die senkrechte in die geböschte Querschnittsbegrenzung übergeht. Bei den Sperrmauern von Cootamundra (Abb. 106 u. 106 a) mit 195 m Länge, von Tamworth, Wellington und Mudgee entstanden senkrechte Risse, am schlimmsten bei der Talsperre von Mudgee, die naß gestampft ist. Hier erstrecken sich sieben senkrechte Risse in mittleren Abständen von 16,5 m von der Krone bis zur Grundfuge, während die Risse der übrigen Mauern, von der Krone beginnend, nur einen Teil der Mauerhöhe durchsetzen. Diese fünf Sperrmauern sind ferner unter besonders ungünstigen Umständen bei großer Trockenheit und Hitze ( $+ 37,8^{\circ} \text{C}$ ) erbaut. In dem darauffolgenden trocknen, kalten Winter waren sie bei leerem Becken mit einer 5 cm starken Eisschicht bedeckt, doch hat diese Vereisung keinen Schaden angerichtet. Noetzi bestätigt dies für aufgelöste Sperrmauern (Proceedings 1923, S. 1066). Las Vegas, Bearvalley und Crow Creek, deren Bauzeit durch den Winter unterbrochen wurde, sind mit erwärmtem Mörtelwasser gemauert. Im Harz haben sich 10 cm starke Betongefluter bisher 50 Jahre lang gehalten. Die Rißbildung tritt ein, ob sie bewehrt sind oder nicht. Wade bezeichnet die Gefährdung der Mauern durch die Risse nur als scheinbar, nicht als tatsächlich. Die Durchsickerungen gibt er als unbedeutend an.

Die senkrechten Risse folgen weder radialen, noch genau senkrechten Ebenen und sind auf Schwinden infolge Austrocknens und Temperaturabnahme zurückzuführen. Sie schließen sich bei Durchfeuchtung (Wasserlast) und Steigen der Temperatur. Ihr größtes Maß zeigen sie bei niedrigen Wasserständen und Kälte. Sie sind am häufigsten an Fundamentabsätzen, aber nicht auf diese beschränkt. An der Cootamundra-Sperre wurde eine größte radiale Bewegung von 19 mm vor dem Einstau und der Rißbildung beobachtet. An der Wellington-Mauer war der Ausschlag im Sommer bei leerem Becken nach der Wasserseite 16 mm und ebensoviel bei vollem Becken talseitig. Alle Risse waren an den Außenseiten des Betons am weitesten und nahmen nach dem Mauerinneren zu ab.

ε) Durchbiegungsmessungen. Sehr beachtenswert sind die Durchbiegungsmessungen an einer mit 24,38 m Halbmesser gewölbten Sperrmauer von 11,6 m Höhe, die im Dezember 1908 für die Wasserversorgung der Arbeiter der Talsperre im Barron Jack fertiggestellt wurde. Das linke Widerlager setzte sich unmittelbar gegen den Felsen der Talwand, das rechte, auf die Höhe von 3,05 m von Oberkante Krone gerechnet, gegen ein Betonwiderlager und eine Flügelmauer. Die größte Ringspannung betrug  $18,6 \text{ kg/cm}^2$ , so daß eine Verstärkung nicht erforderlich war. Jedoch wurde eine Anzahl von Schienen versuchsweise eingebaut. Diese liegen in senkrechten Ebenen,

abwechselnd an der Wasserseite und an der Luftseite, in Abständen von 1,52 m und 30 cm von der Außenfläche der Mauer. Die luftseitige Gruppe reicht nur bis zum Schnitt mit der wasserseitigen. Die wagerechten Schienen liegen in Höhenabständen von 76 cm. Die Mauer erhielt keinen Putz, sondern nur einen einmaligen Zementanstrich. Nach dem Einstau erwies sich die Luftseite bis Stauspiegelhöhe gleichmäßig feucht, aber ohne Sickerungen.

Zur Beobachtung der Bewegungen sind in Abständen von 1,52 m von der Krone aus Metallpflocke eingesetzt. Über das Tal ist in 6,10 m Abstand vom Meßquerschnitt ein Stahldraht gespannt, beim Meßquerschnitt ein zweiter Stahldraht senkrecht heruntergeführt und in der Talsohle verankert. Die Entfernungen zwischen den Metallpflocken und dem Stahldraht wurden von einem freistehenden Gerüst aus mit Meßblättern derart gemessen, daß die eine Schneide der Meßplatte gegen den Metallpflock in der Mauer gestoßen, aber der kleine Zwischenraum zwischen der anderen Schneide und dem Drahtseil durch

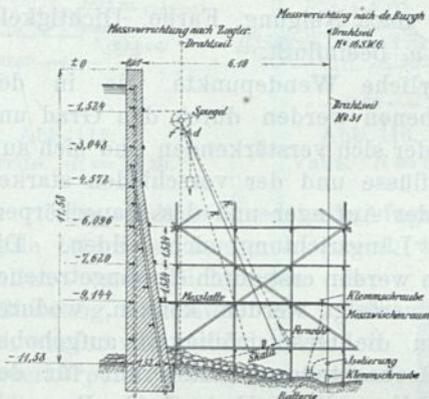


Abb. 112.

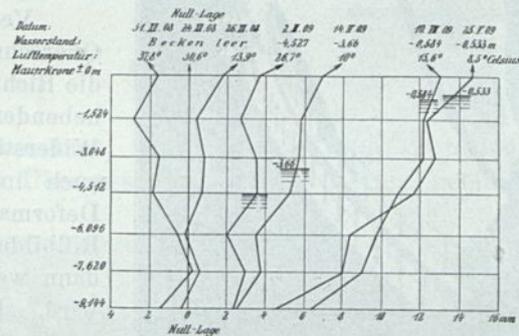


Abb. 112 a.

Die Durchbiegungen der Trinkwassersperre für die Barren Jack-Talsperre, Australien.

ein Mikrometer bestimmt wird. Wenn dieses das Drahtseil berührt, wird ein Stromkreis geschlossen, und ein Läutewerk ertönt.

Als Nulllage der Mauer ist diejenige vom 24. Dezember 1908 bei 30,5° C und leerem Becken angenommen. Die an sechs anderen Tagen gemessenen Abweichungen von dieser Lage, die Lufttemperaturen und Wasserstände sind aus Abb. 112 a zu ersehen.

In die Abb. 112 ist eine von mir vorgeschlagene Spiegelvorrichtung eingetragen, welche das Gerüst entbehrlich macht. Die Schwierigkeit besteht in der Schaffung fester Punkte unabhängig von der Mauer.

ζ) Durchfeuchtung und Ausdehnungsfugen. Der Einfluß der Durchfeuchtung und Ausdehnungsfugen wurde an einem Sandsteinblock der Katarakt-Schwerkraftmauer von 6,1 m Länge und 0,61 m quadratischem Querschnitt nachgewiesen. Auf Rollen frei gelagert und gegen Wetter geschützt, ergab derselbe bei gleicher Temperatur gegen den Steinbruchfeuchtigkeitszustand, nach vollständiger Austrocknung, eine Verkürzung von 4,76 mm und gegenüber letzterem Zustand, nach vollständiger Durchtränkung, eine Ausdehnung von 5,556 mm. Die dünnen Gewölbemauern werden infolge der Haarröhrenkraft sich mit Beckenwasser sättigen und dessen Temperatur annehmen. Die Wirkung der Wärmeausdehnung wird durch die Durchfeuchtung vollständig überdeckt (Americ. Soc. of C. E., Papers and Discussions 1908). Die Fortpflanzung und Wirkung der Wärme und Spannungen in einem feuchten Körper folgte anderen Gesetzen

wie in einem trocknen, ganz abgesehen von der Wirkung der Verdunstung und des Frostes. Die Durchbiegungsmessungen ergeben die Summe aller Einflüsse auf die Formänderung eines Querschnitts in einer  $\perp$ -Ebene: der Wasser- und Mauerlasten, der Veränderungen der Wasser- und Lufttemperatur gegenüber der langen Bauzeit der

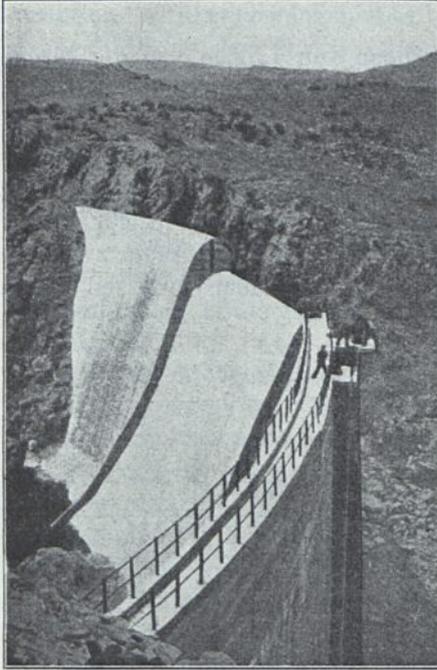


Abb. 113. Halliganmauer.

Bei dieser bewehrten Gewölbemauer ist m. W. zum ersten Male der Versuch einer Verteilung der Lasten auf Ringspannungs- und Stützmauerwiderstand gemacht. B. u. E. 1915, S. 118.

nach Abmessung, Zusammensetzung, Anfangstemperatur verschiedenen Mauerschichten u. a. Die Wirkung der Bestrahlung auf die gekrümmte Mauerfläche ist stets, die der übrigen Einflüsse meist, ein teilweiser und einseitiger. Die Aufnahmefähigkeit des Mauerwerks für Wasser und Wärme und der Umfang der Fortpflanzung im Innern wird vom Stande der Sonne, des Wassers, Windrichtung und Stärke, der Beschaffenheit der Außenflächen, nach Neigung, Farbe, Dichtigkeit, Rauigkeit u. a. beeinflußt.

Veränderliche Wendepunkte wie in den Querschnittsebenen werden durch den Grad und die Richtung der sich verstärkenden und sich aufhebenden Einflüsse und der verschieden starken Widerstände der Auflager und des Mauerkörpers auch in der Längsrichtung sich bilden. Die Deformationen werden erst durch die eingetretenen Rißbildungen verfolgt werden können, wodurch dann weiterhin die Gesetzmäßigkeit aufgehoben wird. Die Beobachtungen gelten nur für den bestimmten Fall und das betreffende Bauwerk. Allgemein ergeben sie, daß bei leerem Becken die Temperatur, bei gefülltem die Beckenstauung den größten Einfluß in oder in der Nähe der Krone haben. Die Zusammensetzung der einzelnen Ein-

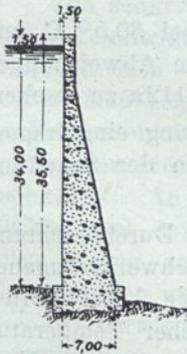


Abb. 114. Corfino.  $R=23,5$  m

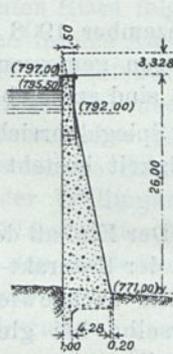


Abb. 114a. Ampollino II.

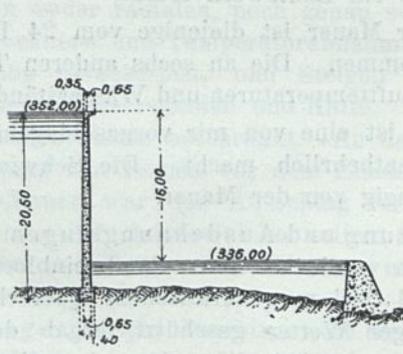


Abb. 114b. Zollezzi. Wasserpolster.

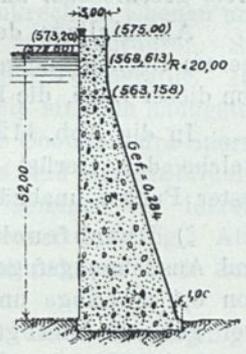


Abb. 114c. S. Pietro.

Die Abb. 114 bis 118a sind entnommen aus Bautechnik 1925, S. 90.

flüsse in Grenzwerten und Grenzzuständen zu gesetzmäßigen Formänderungen, wie sie in den nachfolgenden Berechnungen versucht ist, muß danach bewertet werden. Eine besondere Gefährlichkeit wird in spitzwinkligen Rissen (abweichend von der

Radialebene) gefunden: Das eindringende Druckwasser klappt den luftseitigen geschwächten Mauerkörper luftseitig ab.

Da die einander kreuzenden Risse ein dreieckförmiges Stück der Mauer mit der Krone als oberer Seite aus dem Mauerverband herauslösen können, so hält Wade es

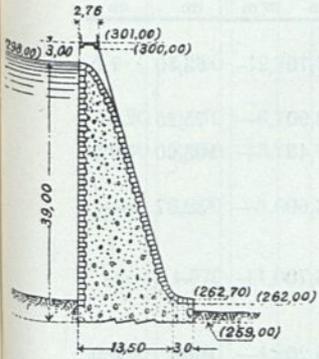


Abb. 115.

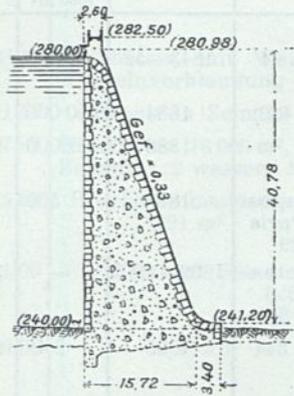
Turrite.  $R = 34$  m.

Abb. 116.

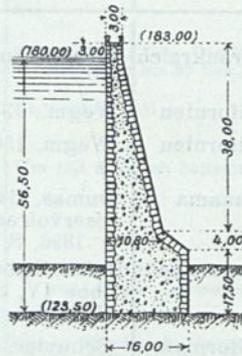
Valla.  $R = 52$  m.

Abb. 117.

Furlo.

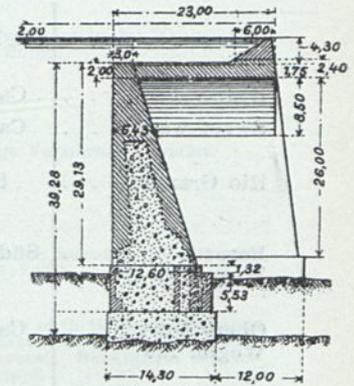


Abb. 118.

Cismon I.

für richtig, radiale Ausdehnungsfugen anzuordnen, statt die Risse sich an beliebiger Stelle bilden zu lassen. Dadurch werden Überanstrengungen des Betons, gefährliche

Stellen und Richtungen der Reißbildung verhütet und den sich wieder zusammendrückenden Mauerkörpern Flächen günstigsten Auflagers geboten. Die Fugen sollen mit plastischem Material gefüllt werden. Gelegentlich des Wiederaufbaues des zerstörten Maligakanda-Reservoirs in Ceylon hat sich eine Füllung der Ausdehnungsfugen mit Zement und Bitumen bewährt. Die Fugen sind auch durch biegsame Metallstreifen gedeckt worden, welche beiderseits genügend tief in den Mauerwerkskörper hineingreifen, oder durch bewegliche Platten. Den Schlitten können dann weiterhin Schutzschächte vorgelegt werden (La Bouillouse, Pyrenäen; vgl. auch Abb. 159 bis 161). Die Fugen brauchen die Mauer nicht im ganzen Querschnitt und nicht in ganzer Tiefe zu durchdringen. Eastpark dam; Eng. Rec. v. 24. VI. 1911, S. 703 u. a.



Abb. 118a. Cismon I.

Mauer und Baugrund luftseitig sind durch einen Vorbau gegen das Überfallwasser geschützt. Derselbe verstärkt die Mauer.

Zusammenstellung Va. Weitere

Name	Land	Quellenangabe	Zeit der Erbauung	$J_B$	$h$	Stau	$l_k$	$l_b$
				1000 m <sup>3</sup>	m	m	m	m
Zola . . . . .	Aix, Frankreich	Wegmann S. 64	1843—52	1 500	37,70	—	63,50	7,0
Bear Valley . . . .	Californien	Wegm., 135 (439)	1884	50 000	18,90	—	75,25	—
Sweet water . . . .	Californien	Wegm. 136	1886	22 000	27,45	—	103,60	50,5
Rio Grande . . . .	Panama	Dumas, Barrages réservoirs Paris 1896, S. 129	1888	500	13,60	—	32,97	—
Barossa . . . . . Wegmann 126	Südaustralien	Hdb. f. Eisenbetonbau IV, S. 253 Schuyler, S. 381	1899—1903	—	36,70	—	—	—
Obere Otay . . . . Wegm. 220	Californien	Schuyler, S. 344	1900	2,46	25,20	—	106,7	6,0
Six mile Creek . . . Wegm. 200	Ithaka, N. Y.	Eng. Rec. 9.4. 1904, S. 447	1903	—	27,43 9,50	—	Entwurf ausgeführt	
Duluth . . . . .	Minnesota	Hdb. f. Eisenbetonbau IV, S. 254	—	—	18,00	—	—	—
Crowley Creek . . .	Idaho	Eng. News 1911, S. 220 Eng. Rec. Bd. 69, S. 693	1907	—	16,76 27,43	—	—	— 67,96
Halligan . . . . .	Colorado	B. u. E. 1915, S. 118	1910	8 100	22,00	—	—	—
Crow Creek . . . .	Cheyenne, Wyoming	Eng. Rec. Bd. 67, S. 2. 1913, S. 149	1910/11	—	18,90	—	45,72	—
Las Vegas . . . . .	Neu-Mexiko	Eng. Rec. Bd. 67, 4. 1. 1913, S. 17, 8. 10. 1910, S. 403	1910/11	—	15,20	—	—	—
Hilfssperre (Trinkwasser) für den Barren Jack	Australien	B. u. E. 1912, S. 14 u. f.	—	—	11,60	—	—	—
Melrose . . . . .	Wisconsin	Eng. Rec. Bd. 67, 19. 3. 1913, S. 353	1912	—	10,96	—	—	—
Corfino . . . . .	Toskana	Mangiagalli Annali dei lavori pubblici 1924, Heft 9	—	—	40	34	—	—
Ampollino II . . . .	Italien	Bonomi, Annali delle utilizzazioni delle acque. Roma 1924	—	—	26	24	—	—
Zollezzi . . . . .	"	"	—	—	20,5	16	—	—
S. Pietro (Nitti) . .	"	Tipografia del Senato	1914—16	10,1 (5,7)	—	52	—	—
Turrite, Toscana . .	"	Giov. Bardi	1920 (?)	—	42	39	—	—
Valla . . . . .	"	Bautechnik 1924, S. 394, 1925, S. 90	im Bau	—	47	40	—	—
Furlo . . . . .	"	"	im Bau	—	56,5	42	—	—
Cismon I . . . . .	"	"	1910	4,5	43,6	35	—	—

\*) Vgl. Klammersperren, Z. d. S. I. V. 1909, Nr. 50/51.  $h$  = Mauerhöhe;  $l_k$  = Kronenlänge;  $l_b$  = Basislänge;  $J_B$  = Inhalt in 1000 m<sup>3</sup>.

Beispiele von Gewölbesperren.\*)

$s$	$b_0$	$b$	$R$	Baustoff	Bemerkungen
m	m	m	m		
—	5,800	12,75	48,19	Bruchstein mit Werksteinverblendung	Zentriwinkel 74°. Die Konglomerate des Baugrundes lassen 10 bis 20 Sek./l durch.
73,20	0,970	6,75	91,50	Granit in Zement	Zentriwinkel 51°.
91,40	3,650	13,72	67,66	Bruchstein 16 000 m <sup>3</sup> , in Zement 1:2 wassers. 1:3	Um 18,3 m durch luftseitige Verstärkung erhöht.
—	1,100	3,60	15,00	Bruchsteinmauerwerk 791 m <sup>3</sup>	
—	1,370	11,00	61,00	13 500 m <sup>2</sup> Beton	Krone mit Eisenbahnschienen bewehrt. Wasserseite senkrecht. Luftseite 1:2,6923.
106,00	1,600	4,20	109,00	1:2:3,4	10,3 m Bruchstein, darauf 3,0 m in Beton eingebettete Eisenbleche, darauf Beton mit alten Drahtseilen 30 mm $\phi$ in 60 cm Abstand. Senkrechte Wasserseite, Luftseite abgetrept.
30,00	0,300	2,40	15,24 17,60	1 Zement, 2 Sand, 2 Bachkies, 2 Schotter	Schalenform. Klinkerverblendung mit Flacheisen verankert. Luft- und wasserseitig Eisengerippe 1,22 m <sup>2</sup> Flachisen 5 x 75 R-E. 15 mm; ferner Drahtnetz 10 cm <sup>2</sup> .
18,00	2,000	2,75	30,00		Luftseite 1:24. Wasserseite senkrecht.
—	0,910	1,60	22,00		Auf Lava. Zentriwinkel 133°. Künstliche Endwiderlager der auf 27,43 m erhöhten Mauer, beiderseits auf 1:4 gebösch. Die niedrigere Mauer wird von der Erhöhung eingehüllt.
—	0,960	2,80	22,00		
—	0,610	8,20	98,75	Beton 1:3:5 mit 27% Bruchsteinen	Senkrechte Quadraten 22 mm <sup>2</sup> , alle 0,305 m in 15 cm Abstand von der Wasserseite.
—	1,320	3,50	23,47	1 Zement, 2 1/4 Sand, 4 1/2 Steinschlag	Luft- und Wasserseite oberhalb Fundament bewehrt. Mörtelwasser angewärmt. Bis 7,3 m in den Felsen eingelassen.
—	—	4,25	76,20	Unten Bruchstein, oben Beton, ohne Eiseneinlagen	Luftseitige Verstärkung zwecks Erhöhung auf 28,96 m vorgesehen.
—	0,610	1,52	24,38	Beton 1:2:3 1/3	Mit Schienen bewehrt.
20,00	0,305	1,22	—		Im Felsen und untereinander verbolzte Balken 305/305 von vier auf eine Balkenbreite in vier Absätzen abnehmend. Pfeil 3,05 bis 3,66 m polygonal. 25 Jahre alt.
44,00	1,5	7,0	23,5 <140°	1 Zement, 2 Sand, 4 Steinschlag	In 65 Tagen erbaut, hat das Erdbeben von Garfagnana unbeschädigt überstanden.
—	0,5	5,48	—		Wasserseite senkrecht.
—	0,35	0,65	—		
—	5,0	14,76	—		Luftseitige Neigung 1:0,284, Dichtungsarbeiten nachträglich.
—	2,76	13,5	34	Beton mit Werksteinverblendung	Luftseitige Neigung 1:0,33 { Überbrückte Überfallmauerkrone.
—	2,60	15,72	52		
—	—	10,8(16)	—		
—	3,0	12,6	—		L. Überfallvorbau von 20 m Breite, 4,5 unter Stau auf zwei Gewölben. $R=8,5$ , 2,0 m stark u. mittl. Pfeiler.

$s$  = Sehnenlänge;  $b_0$  = Kronenbreite;  $b$  = Basisbreite;  $R$  = Krümmungshalbmesser der Mauer im Grundriß gesehen;

Name	Land	Quellenangabe	Zeit der Erbauung	$J_B$ 1000 m <sup>3</sup>	$h$ m	Stau m	$l_k$ m	$l_b$ m
Amsteg . . . . .	Schweiz	Bulletin technique de la Suisse Romande 1922	1922	—	31,6	—	—	—
JogneMontsalvens	Schweiz		1918—21	—	60	52	—	—
Hartbeest . . . . .	Port Pretoria	E. N. R. 5. 6. 1924, Eng. 14. 3. 1924	—	—	52	—	—	—

Gewölbesperren mit veränderlichem Halbmesser

Pacoima . . . . .	Los Angeles	E. N. 68/1553, 73/472, 73/818 E. N. R. 89/930. Wegm. S. 436 g	Entwurf	14,3	121,92	114,4	—	—
Salmon Creek . . . . . (Abb. 124)	Alaska		1912—13	—	51	—	166	—
Carmel River . . . . .	Californien	Kelen, Die Stau-mauern, Springer 1926	1920	—	27,5	—	—	—
Lost Creek . . . . .	Californien		—	—	34,14	—	—	—
Bullards Bar . . . . .	Californien	Kelen, Die Stau-mauern, Springer 1926	1923	—	62,0	55,8	—	—
Upper Hubbard . . . . .	Montana		1923	—	39,93	29,0	153	—
Mormon Flat . . . . .	Arizona	Génie civil 13. 12. 1924; Wasserkraft-jahrbuch 1924/134; Schw. Wasserwirt. 25. 7. 1924; Bau-technik 1925, S. 271	1923—24	—	65,86	50,6	—	—
Emigrant Creek . . . . .	Nordamerika		1924	—	35,05	30,48	—	—
Montejaque . . . . . (Abb. 125)	Südspanien Gaduaresfluß	Bautechnik 1925, S. 90; 1924, S. 334	1924	—	89,25	75	78	—
Chiusella . . . . . (Abb. 126)			im Bau	—	42,5	40	—	—

g) Der Eastwoodsche Vorschlag von oben nach unten abnehmender Leibungshalbmesser und der Jorgens'sche Constant angle type.

Die Gewölbetalsperre ist in jedem wagerechten Schnitt von Kreisen begrenzt, die alle aus demselben Mittelpunkt geschlagen sind. Dieser wird durch die Talbreite in der Krone bestimmt.

Mit Rücksicht auf die Abnahme der Talbreite mit wachsender Tiefe unter Mauerkrone sind aber dort viel kleinere Halbmesser möglich. Die Zunahme der Mauerstärke

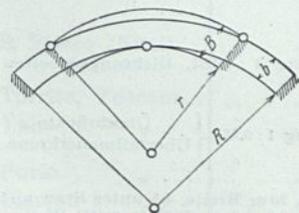


Abb. 119. Volle Unterstützung des oberen Bogenrings  $R$  durch den unteren  $r$ .

$b = \frac{r \cdot h}{\sigma_a}$  braucht daher nicht linear zu sein, sondern kann in einem entsprechend der Abnahme von  $r$  günstigeren, sparsameren Verhältnisse erfolgen.

Zu beachten ist, daß der schmalere obere, flachere Ring von dem breiteren unteren, stärker gekrümmten Ring voll unterstützt (Abb. 119) und gleichzeitig die zulässige Ringspannung nicht überschritten wird.

Die Grenzlage ist dadurch gegeben, daß der innere Leibungskreis des oberen Ringes ( $R$ ) den des unteren ( $r$ )

$s$ m	$b_0$ m	$b$ m	$R$ m	Baustoff	Bemerkungen
30,1	—	—	—	Beton mit Betonsteinverblendung	Bogenringe nach dem Kämpfer um 50% verstärkt. Vier senkrechte Ausdehnungsfugen. Veränderliche Halbmesser.
77	2,0	—	—		
—	4,5	22,0	—		

und annähernd konstantem Zentriwinkel.

150	2,45	29,25	35—97,5	122 Tsd. m <sup>3</sup> Beton	Senkrecht verzahnte entwässerte Ausdehnungsfugen mit Kupferstreifen. Zentriwinkel 70—115°.
157	1,83	14,5	45—101	40 Tsd. m <sup>3</sup> Beton	Sich annähernd gleichbleibender Zentriwinkel 133°.
8,2	1,53	4,90	24,5—41	8400 m <sup>3</sup> Beton	Krone als Überfall mit Betonpfeilern und Holzbrücke.
115,82	1,22	7,16	27,43—61,0		
134,11	1,83	13,41	28,65—73,15	11 000 m <sup>3</sup> Beton	Krone als Überfall mit Betonbrücke.
121,92	1,52	7,62	57,23—60,96		
97,54	2,44	8,23	32,92—58,83	18 000 m <sup>3</sup> Beton	Krone als Überfall. Verzahnte senkrechte Ausdehnungsfugen.
109,73	1,52	6,19	40,23—50,3	11 000 m <sup>3</sup> Beton	Von 73 m hohen Gießtürmen in vier Gießrinnenhöhen terrassenförmig gegossen. Jurakalk.
—	3,0	17,0	22—37,5	29 000 m <sup>3</sup> Gußbeton	
—	2,0	7,20	12—30		

berührt und der äußere Leibungskreis ( $R + b$ ) des oberen durch die Schnittpunkte des unteren ( $r + B$ ) mit den Talwänden geht.

Gleichzeitig muß die Ringbreite  $b$  des oberen der Ringspannungsformel  $b = (R + b) \frac{h}{\sigma_a}$  entsprechen. Die größte

Ausladung des senkrechten Mauerquerschnitts erfolgt dabei im Scheitel des Bogens (Talmitte) wasserseitig, nach den Kämpfern (Talwänden) zu luftseitig.

Eastwood zeigt diese Anordnung im Vergleich zum ausgeführten Querschnitt der Shoshone-Sperrmauer. Er erleichtert sich die Aufgabe, indem er den Talquerschnitt symmetrisch zur senkrechten Talmittelebene annimmt (Abb. 120 bis 120b und 121 u. 121a).

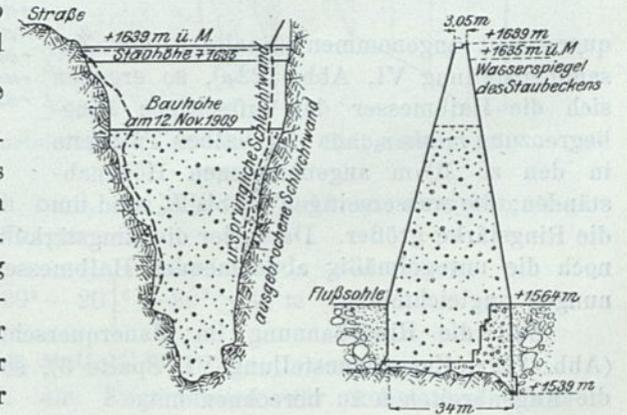


Abb. 120. Längsschnitt. Abb. 120a. Querschnitt. Shoshone-Sperrmauer.

Die Berührungspunkte der inneren Leibungen liegen in der Symmetrieebene in einer Senkrechten. Die Begrenzung des Mauerquerschnitts in dieser Senkrechten ist geradlinig. In jedem anderen Querschnitt werden die sichelförmigen symmetrischen Ringbegrenzungen durch windschiefe Flächen verbunden.

Die inneren Leibungen sind Halbkreise mit Halbmessern = halber Talweite. Da die Talhänge beide gleiche geradlinige Neigung haben, nehmen die Halbmesser für gleiche Höhenabstände (12,2 m) um das gleiche Stück (2,7 m) von oben nach unten ab.

In den Abb. 122 bis 122c mit unsymmetrischem Talquerschnitt ist von der Symmetrieebene zur Krone ausgegangen. Wird hier ein geradlinig begrenzter Mauer-

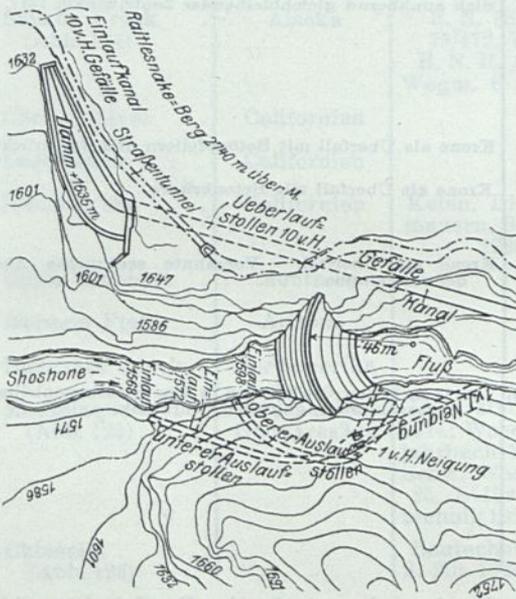


Abb. 120 b. Shoshone-Sperrmauer. Lageplan.

querschnitt angenommen (Spalte 2 der Zusammenstellung VI, Abb. 122a), so ergeben sich die Halbmesser der luftseitigen Ringbegrenzung  $r_0$  bis  $r_5$  aus der halben Talbreite in den zu 10 m angenommenen Höhenabständen; die wasserseitigen  $R_0$  bis  $R_5$  sind um die Ringstärke größer. Da weder die Ringstärke im Verhältnis zur Wassertiefe zunimmt, noch die unregelmäßig abnehmenden Halbmesser dies ausgleichen, sind die Ringspannungen ungleichmäßig.

Soll die Ringspannung im Mauerquerschnitt gleichmäßig etwa  $100 \text{ t/m}^2$  sein (Abb. 122c, Zusammenstellung VI, Spalte 3), so sind vom untersten Ring ausgehend die Fugenbreiten  $b$  zu berechnen mit

$$b = (r + b) \frac{h}{\sigma_g} = \frac{r \cdot h}{100 - h}$$

Abb. 121. Shoshone-Sperrmauer.

Darin eingetragen eine Gewölbemauer mit nach oben zunehmendem Halbmesser.

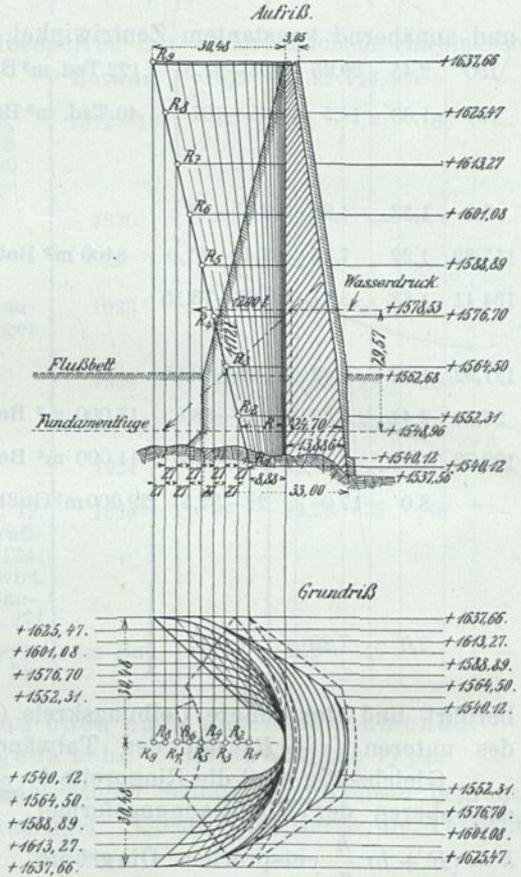


Abb. 121 a.

Vgl. Beschreibung unter Kreisgewölbeschwerkraftmauer unter 8 dieses Abschnitts. S. 191.

Daraus ergibt sich der äußere Leibungshalbmesser  $R = r + b$ . Der unterste,  $r + b = 20 + 20$  m, obwohl in bezug auf Ringspannung von  $100 \text{ t/m}^2$  hinreichend, genügt aber nicht, um den darüberliegenden zu unterstützen. Dessen äußerer Halbmesser ist  $40 + 26,6$  m, der Abstand  $s$  seines Schnittpunktes mit der Höhenlinie des Talhangs

Abb. 122c. (Spalte 3.)

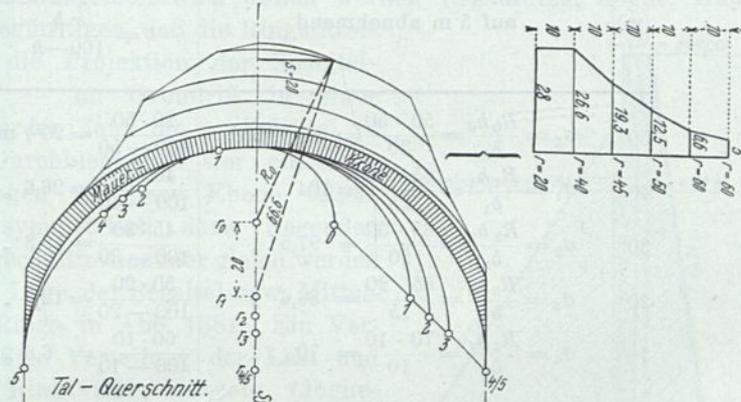


Abb. 122b.

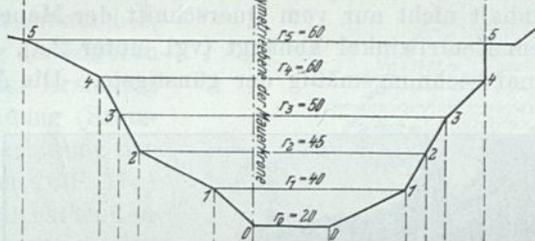


Abb. 122a. (Spalte 2.)

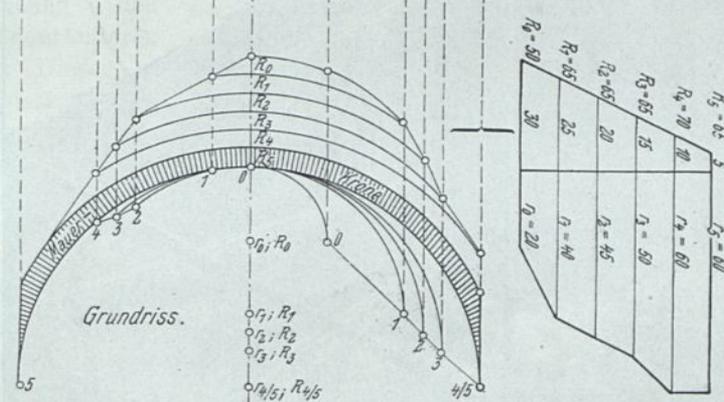


Abb. 122a bis 122c. Zu Zusammenstellung VI. Abnehmende Halbmesser.

von der Symmetrieebene 20 m. Folglich muß, um diesen Punkt zu erreichen, der äußere Leibungshalbmesser des unteren Ringes sein:

$$R_0 = \sqrt{\left[ \sqrt{66,6^2 - 20^2} - 20 \right]^2 + 20^2} \approx 48 \text{ m}$$

und die Mauerstärke  $b_0 = 48 - 20 = 28$  m statt 20 m.

In Spalte 4 sind zum Vergleich die Fugenbreiten für konstanten Halbmesser = halbe Talbreite + Kronenbreite von  $5,0 \text{ m} = R = 70 \text{ m}$  und  $\sigma_g = 100 \text{ t/m}^2$  berechnet.

## Zusammenstellung VI.

1	2	3	4
$h$ (m)	$b$ gleichmäßig von 30 m auf 5 m abnehmend	$\sigma_g$ konstant = 100 t/m <sup>2</sup> $b = \frac{r h}{100 - h}$	$R = 70$ m $\sigma_g = 100$ t/m <sup>2</sup> Wasserseite senkrecht $b = \frac{70}{100} \cdot h$
50	$\sigma_0 = \frac{R_0 h_0}{b_0} = \frac{50 \cdot 50}{30} = 83,3$ t/m <sup>2</sup>	$\frac{20 \cdot 50}{100 - 50} = 20^1$ m	$\frac{70 \cdot 50}{100} = 35$ m
40	$\sigma_1 = \frac{R_1 h_1}{b_1} = \frac{65 \cdot 40}{25} = 104$ "	$\frac{40 \cdot 40}{100 - 40} = 26,6$ "	$\frac{70 \cdot 40}{100} = 28$ "
30	$\sigma_2 = \frac{R_2 h_2}{b_2} = \frac{65 \cdot 30}{20} = 97,5$ "	$\frac{45 \cdot 30}{100 - 30} = 19,3$ "	$\frac{70 \cdot 30}{100} = 21$ "
20	$\sigma_3 = \frac{R_3 h_3}{b_3} = \frac{65 \cdot 20}{15} = 86,6$ "	$\frac{50 \cdot 20}{100 - 20} = 12,5$ "	$\frac{70 \cdot 20}{100} = 14$ "
10	$\sigma_4 = \frac{R_4 h_4}{b_4} = \frac{70 \cdot 10}{10} = 70$ "	$\frac{60 \cdot 10}{100 - 10} = 6,6$ "	$\frac{70 \cdot 10}{100} = 7$ "

Da der Mauerinhalt nicht nur vom Querschnitt der Mauer, sondern auch von der Bogenlänge bzw. dem Zentriwinkel abhängt (vgl. unter 2 d), so ist der Eastwoodsche Vorschlag nicht einmal rechnungsmäßig der günstigste. Die Anschnitte der Halbkreis-

ringe würden außerdem sehr große Felsarbeiten zur Herstellung der Widerlager erfordern. Die Anordnung ist zweckmäßig mit segmentförmigen Ringen durchzuführen, wo der Talquerschnitt dazu Gelegenheit bietet oder in geeigneter Weise hergerichtet werden kann.

Aus dem Eastwoodschen Vorschlag und aus der Herleitung des günstigsten Zentriwinkels = 133° scheint sich der sogenannte Constant angle type entwickelt zu haben.

Um die Mauer nach Widerlageran-

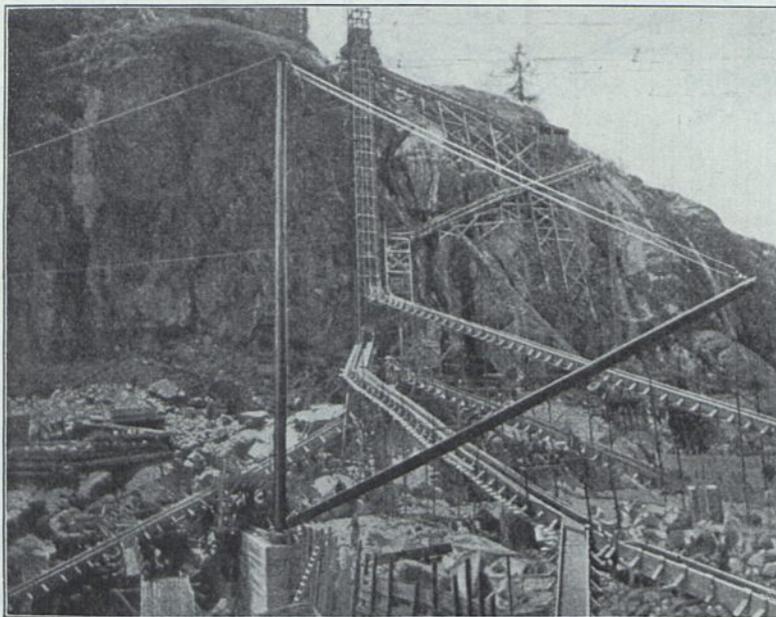


Abb. 123. Lake Spaulding.

Ansicht des Rinnen-Aufzug- und -Kransystems für den Gußbeton.

schnitt, Halbmesser, Zentriwinkel und Querschnitt möglichst erfolgreich einpassen zu können, ist die tragfähige dichte Felsoberfläche des Tales in Höhenlinien genau darzustellen. Trotz großen Kronenzentriwinkels und Abnahme des Halbmessers läßt sich in den unteren Ringen eine Abnahme des Zentriwinkels selten vermeiden.

<sup>1)</sup> Die Unterstützung des oberen Ringes erfordert 28 m Breite des unteren.

Viel wichtiger scheint mir indessen eine möglichst symmetrische Anordnung der oberen Ringe, welche weniger wie die unteren gegen Deformationen jeder Art geschützt sind. Durch Sohlenschwellen, Ausarbeitung der Felswände, künstliche Widerlager, zweckmäßige Ringhöhen und senkrechte radiale Ausdehnungsfugen, wie solche zur Vermeidung von Einspannungsmomenten üblich werden (Spaulding, Jogne, Hubbard, Pacoima), läßt es sich begünstigen, daß die Ringmittelpunkte annähernd in die Projektion der Scheitelsymmetrieebene fallen — im Grundriß in einer Geraden liegen. Es werden dann die im Scheitel zu erwartenden größten Durchbiegungen der einzelnen Ringe ohne Verzerrungen in diese Ebene fallen. Ebenso werden die symmetrisch dazu liegenden radialen Stützmauerquerschnitte einander gleich werden (vgl. die unregelmäßige Lage der Scheitel bzw. Mittelpunkte der einzelnen Ringe in Abb. 138). Ein Versuch, die rechnermäßige Verteilung der Last und Wärmespannung auf Ring und Konsole (Jogne-Sperre), ist dann aussichtsreicher.

Zur Verkleinerung der äußeren Ringdurchmesser und zur Erzielung einer luftseitigen Ausladung (Stützmauerquerschnitt zur Verhütung des „Abklappens“, vgl. unter 4c S. 174) wird man von einer möglichst steilen wasserseitigen Begrenzung des Scheitelquerschnitts und dem äußeren Kronenkreis ausgehen. Dieser schneidet die beiden natürlichen oder künstlichen Höhenlinien des Talquerschnitts, welcher der Oberfläche des darunterliegenden Ringes entsprechen, in zwei Punkten. Durch diese und den Schnittpunkt der Scheitelquerschnittsbegrenzung mit der Oberflächenebene des unteren Ringes ist die äußere Kreisbogenbegrenzung des letzteren festgelegt. Ebenso werden diejenigen der

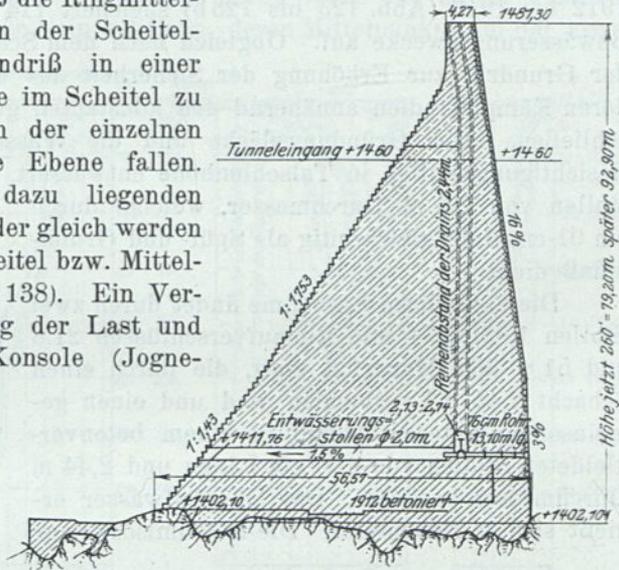


Abb. 123a. Lake Spaulding. Querschnitt.  
Der wasserseitige Halbmesser auf +1402 ist 75 m, auf +1481 rd. 134 m.

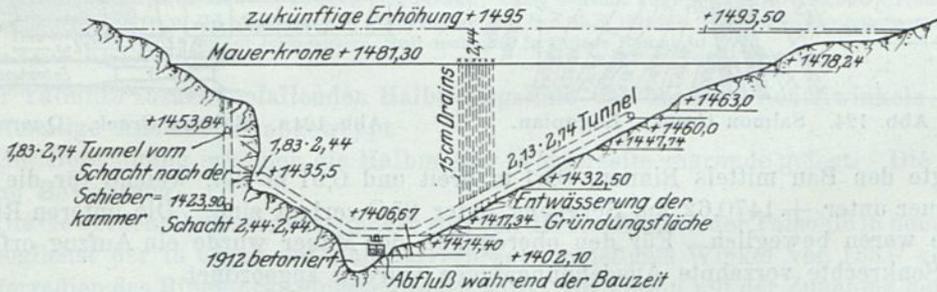


Abb. 123b. Lake Spaulding. Luftseitige Ansicht.

folgenden Ringe festgelegt. Die Ringstärken werden nach der Ringspannungsformel oder aus dem elastischen Zweigelenkbogen berechnet und der innere Ring mit dem um die Ringstärke verkleinerten Halbmesser aus demselben Mittelpunkte unter Beachtung der Abb. 119 gezogen. Die vielen Veränderlichen: Talquerschnitt, Zentriwinkel, Halbmesser, wasserseitige Querschnittsbegrenzung, Ringstärke und Höhe machen es schwierig,

andererseits aber möglich, eine einheitliche Gesamtform zu finden. Die Ringabsätze werden meist zu einer glatten Maueroberfläche ausgeglichen.

Vgl. Zusammenstellung Va von Pacoima an und die nachfolgenden Beispiele, die sich noch vermehren lassen.

α) Die Lake Spaulding-Mauer (Wegman 436g) am Yubafluß, Nevada, Californien 1912 bis 1913 (Abb. 123 bis 123b) speichert 114 Mill. m<sup>3</sup> für Kraft (133 500 kW) und Bewässerungszwecke auf. Obgleich nach dem Schwerkraftquerschnitt gestaltet, besteht der Grundriß zur Erhöhung der Sicherheit aus übereinanderliegenden Gewölberingen, deren Kämpferradien annähernd den konstanten günstigsten Zentriwinkel von 133° einschließen. Die Gründungsfläche und die Wasserseite der Mauer sind durch einen Besichtigungsstollen in Talsohlenhöhe entwässert, dieser seinerseits durch einen Stichstollen von 2,0 m Durchmesser, welcher durch ein 91-cm-Rohr gleichzeitig als Spül- und Grundablaß dient.

Die eigentliche Entnahme findet durch zwei Stollen 1,83 · 2,74 mit Einlaufverschlüssen 21,8 und 51,8 über Mauerfuß statt, die durch einen Schacht 2,44 m<sup>2</sup> verbunden sind und einen gemeinsamen unteren Abfluß in einem betonverkleideten Stollen von 1360 m Länge und 2,44 m Durchmesser besitzen. Das Überfallwasser ergießt sich in Nebentäler. Die Betonmischanlage

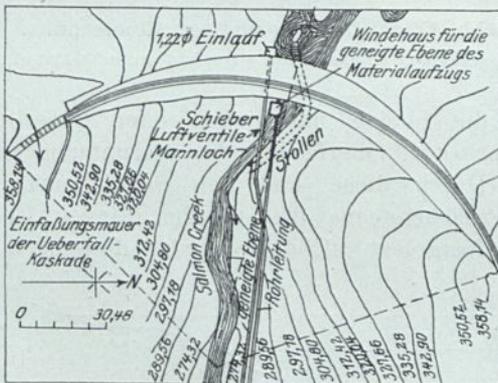


Abb. 124. Salmon Creek. Lageplan.

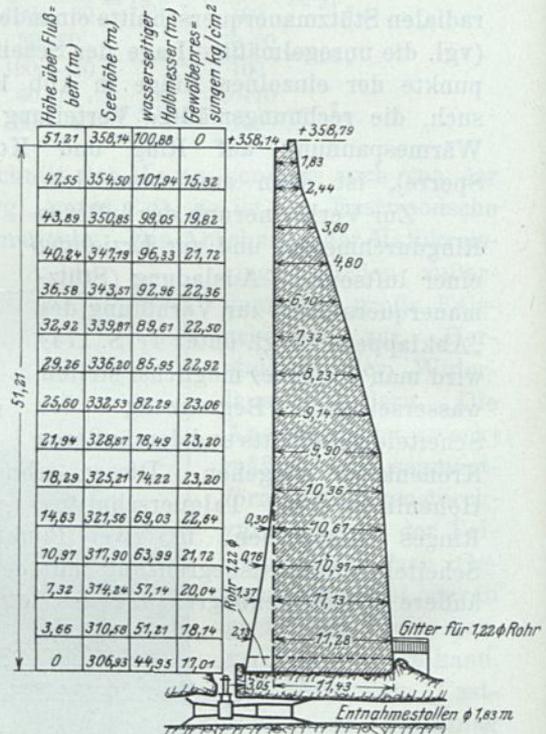


Abb. 124a. Salmon Creek. Querschnitt.

versorgte den Bau mittels Rinnen, 0,61 m breit und 0,91 m tief, welche für die Teile der Mauer unter +1470,62 am Berghang unter 25° verlegt sind. Die unteren Rinnenschüsse waren beweglich. Für den oberen Teil der Mauer wurde ein Aufzug erforderlich. Senkrechte verzahnte Ausdehnungsfugen wurden angeordnet.

Steineinlagen sind mit Hilfe von Derricks in den plastischen Beton 1:2:4 versenkt worden.

β) Die Salmon Creek-Sperrmauer, Alaska (Abb. 124 bis 124b). E. N. 68/155, 73/472, 73/818; E. N. R. 89/930, 1912 bis 1913. Die Mauer steht auf einer das Tal quer durchsetzenden Felsrippe, deren ebene Oberfläche nur 22,86 m (~75') breit ist, während sie talauf- und -abwärts steil einfällt. Eine Schwerkraftmauer hätte einen großen Aushub erfordert. Mr. Jorgensen, der Erfinder und Erbauer, errechnet gegen-

über einer solchen eine Materialersparnis von 33% und eine über doppelt so große Sicherheit, berechnet nach der Navierschen Ringspannungsformel (vgl. S. 137). Pressungen bis zu 23,66 kg/cm<sup>2</sup>.

Der geringste Materialverbrauch tritt bei Gewölberingen von 133° Zentriwinkel auf. Praktisch schwankt dieser Winkel zwischen 133° und 120°.

Es sind 14 Ringe von je 3,66 m Höhe vorhanden, deren obere und untere Flächen von konzentrischen Kreisen begrenzt zu sein scheinen, deren Mittelpunkte auf der etwa

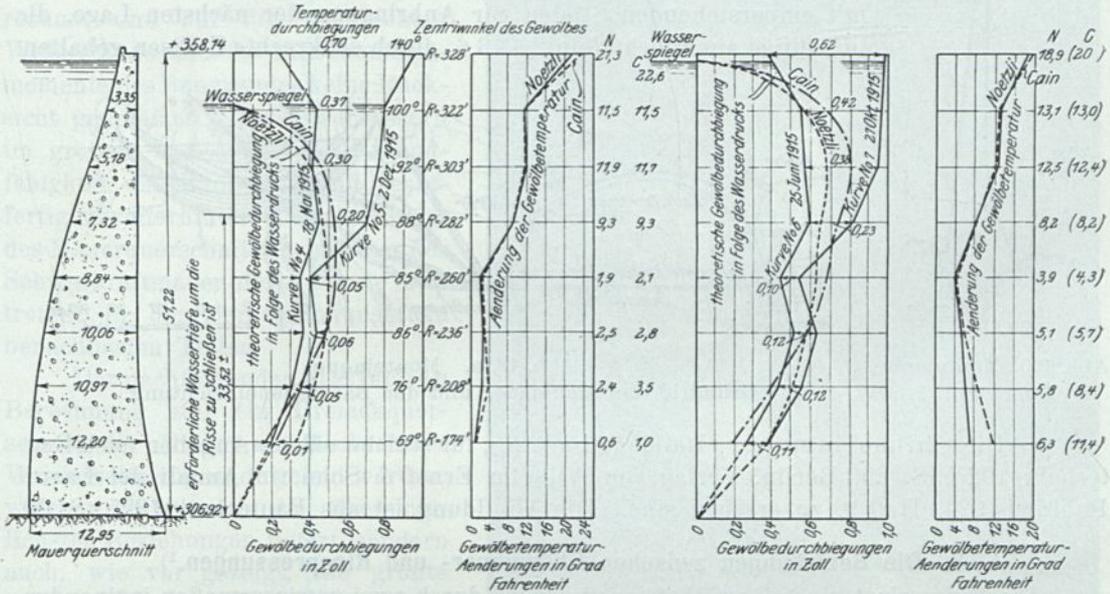


Abb. 124 b. Salmon Creek-Spermauer.

1 Zoll = 25,3995 mm. 9° Fahrenheit = 4° Celsius.

Beobachtung der Durchbiegungen und Temperaturänderungen. Berechnung der Temperaturänderungen aus den beobachteten Durchbiegungen nach Cain und Noetzi.

Der scharfe Knick der Biegunslinien in mittlerer Mauerhöhe wird auf die Bauunterbrechung während des Winters, derjenige unter Krone auf den Temperaturunterschied zwischen Krone +12° und Sohle +6° zurückgeführt. In diesen drei Höhen werden auf Grund der Berechnungen wagerechte Risse vermutet. M. E. werden solche bei diesem Querschnitt durch die luftseitige Lage der Eigengewichtsschlußkraft und die infolge der Ausdehnungs- oder Konstruktionsfugen fehlende Gewölbewirkung begünstigt. Über constant angle type: Jorgensen, Transactions. Am. Soc. C. E. 1915 (Bd. 78) u. Bd. 83. Noetzi, Proceedings Am. Soc. C. E. 1921/261. Vgl. auch Temperaturmessungen an der Jognesperre, Bull. techn. de la Suisse Romande 1922.

mit der Talmitte zusammenfallenden Halbierungslinie des obersten Zentriwinkels liegen. Die luftseitige Ansicht ist abgetrept.

Der Berechnung scheinen die Halbmesser Wasserseite zugrunde gelegt. Die Mauer ist ohne Bewehrung.

Die Gewölbehalbmesser vermindern sich von der Krone nach der Talsohle in dem Maße, daß möglichst der in bezug auf Materialverbrauch günstigste Winkel von 133° von den Kämpferradien des Ringstücks eingeschlossen wird. Im Verein mit der Zunahme der Ringquerschnitte wird dadurch die Einheitsspannung der Gewölbepressungen herabgedrückt.

Noetzi veröffentlicht in E. N. R. 89/930 Temperaturänderungen, berechnet aus den Durchbiegungen.

γ) Die Montejaquemauer<sup>1)</sup> in Andalusien (Abb. 125 bis 125c) staut in einer steil in vorzüglichen Jurakalk eingeschnittenen Schlucht den Gaduaresfluß auf. Die

<sup>1)</sup> Génie civil v. 13. 12. 1924. Bautechnik 1925, S. 271. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Wasserkräftjahrbuch 1924, S. 134, welches die Abbildung freundlichst zur Verfügung stellte.

Mauer besitzt eine größte Höhe von 83,25 m, wovon 75 m über Talsohle. Der Krümmungshalbmesser nimmt von 22 m (16,75 m Mauerstärke) auf 37,5 m in der Krone (3,0 m) zu, wovon letztere 78 m lang ist.

Die Mauer ist in Gußbeton (3 Mischer je 0,76 bzw. 0,38 m<sup>3</sup> Inhalt), insgesamt 29 000 m<sup>3</sup>, in Lagen von 1,2 m Höhe aus an Ort und Stelle gewonnenem Material mit Steineinlagen ohne Verblendung hergestellt.

Die wasserseitige Schalung bestand aus Bretttafeln 1,0 · 2,0 mit emporstehenden Stielen zur Anbringung der nächsten Lage, die luftseitige aus Blechtafeln 2,4 · 3,6, durch senkrechte **E**-Eisen gehalten.

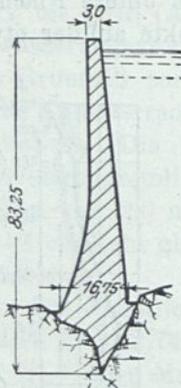


Abb. 125. Montejaque.  
Querschnitt.

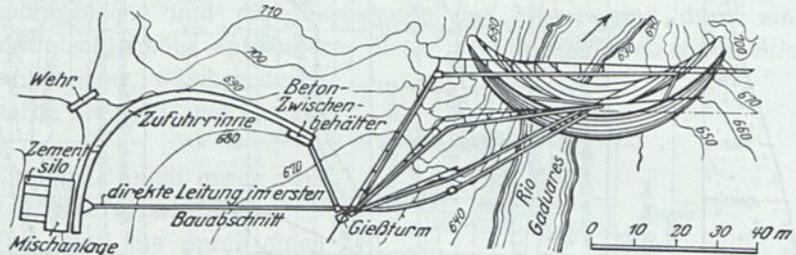


Abb. 125 a. Montejaque.  
Grundriß der Staumauer und der Baustelleneinrichtung.

d) Die Chiusellamauer, Italien (Abb. 126), für welche nähere Angaben nach Bautechnik 1925, S. 29, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, in Annali dei Lavori Pubblici 1924, Heft 9, zu ersehen sind. Die Abbildung ist aus Bautechnik 1925, S. 90.

### 3. Die Beziehungen zwischen Stützmauer- und Ringpressungen.<sup>1)</sup>

Die Wasserlast einer Gewölbetalsperre wird durch zwei gewissermaßen ineinandergeschachtelte Konstruktionen aufgenommen, durch das Gewölbe, welches sie auf die

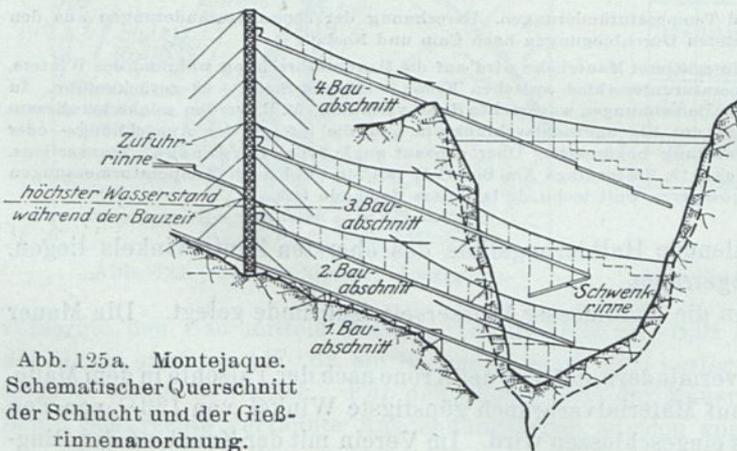


Abb. 125 a. Montejaque.  
Schematischer Querschnitt  
der Schlucht und der Gieß-  
rinnenanordnung.

Talhänge — Kämpfer — überträgt, und den Stützmauerquerschnitt, welcher sie auf das Auflager der Gründungsfuge herabführt. Hierzu tritt ein mit Scherspannungen verknüpfter Widerstand, den das Gewölbe gegenüber einem Umsturzmoment auch ohne Kämpferauflager leisten würde und welchen ich mit Ringstrebenwiderstand bezeichne (Abb. 134). Derselbe wird gewöhnlich ver-

nachlässigt. Man hat versucht, den Einzelwiderstand dieser beiden Konstruktionen bzw. die Verteilung der Lasten auf sie, wie im Folgenden gezeigt, mit Hilfe der elastischen Formänderungen zu erforschen.<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Vgl. die Denkschrift von Résal und A. Ritter 1913, Noetzi, Gravity and arch action. Transact. Am. Soc. of C. E. 1921.

<sup>2)</sup> Es sei darauf hingewiesen, daß die Sektorform des untersuchten Querschnitts von der Tiefe 1 bei den kleinen Halbmessern der Gewölbeperrren, trotz ihrer geringen Mauerstärke, sowohl bei den elastischen als bei den statischen Berechnungen eine größere Rolle spielt, als bei den Schwerkraftmauern (vgl. S. 19 Abb. 12).

Die Inanspruchnahme eines solchen Mauerkörpers ist indessen eine so verwickelte und die Gesetzmäßigkeit des elastischen Verhaltens eine so unzuverlässige, daß man durch Aufstellung der statischen Gleichgewichtsbedingungen wahrscheinlich ein zutreffenderes und anschaulicheres Bild erhält. In beiden Fällen werden die Pressungen nach der Ringspannungsformel und dem Trapezgesetz berechnet und auf die wagerechten Widerstände und die Einspannungsmomente des Baugrundes keine Rücksicht genommen. Beide verbessern im großen und ganzen die Standfähigkeit des Bauwerks und rechtfertigen weiterhin die Einschränkung des Mauerquerschnitts gegenüber der Schwerkraftmauer dort, wo sie auftreten: in den der Gründungsfuge benachbarten Teilen.

Der nachfolgenden statischen Berechnung soll ein Dreieckquerschnitt der Mauer mit senkrechter Wasserseite zugrunde gelegt werden, welcher nicht nur die übersichtlichsten Beziehungen liefert, sondern auch, wie vor gezeigt, die größte Wirtschaftlichkeit besitzt.

Dann sind der Mauerquerschnitt, sein Gewicht, seine Belastung, die Gesamtringspannung und annähernd auch die Auflagerpressungen der wagerechten Fuge dreieckförmige Figuren, und es ist anzunehmen, daß auch eine dreieckförmige Verteilung des Wasserdruckdreiecks je auf Gewölbe- und Stützmauerungsquerschnitt eintritt (Abb. 127 u. 139).

Das eine der entstehenden Druckdreiecke mit der Grundlinie  $q$  sei die Gewölbebelastung  $H' = \frac{q h}{2}$ .

Ist  $r$  der äußere Leibungshalbmesser und  $b$  die Breite der wagerechten Fuge in der Tiefe  $h$ , so ist die Ringspannung:

$$(1) \quad \sigma_g = \frac{r q}{b}$$

Das andere Druckdreieck mit der Grundlinie  $h - q$  stelle die Stützmauerbelastung  $H'' = (h - q) \frac{h}{2}$  dar, welche die Schlußkraft aller Gewichte  $P = \frac{b h}{2} \cdot \gamma$  (wobei  $\gamma =$  Raumbgewicht des Mauerwerks) luftseitig verschiebt.



Abb. 125c. Montejaque. Bauaufnahme.

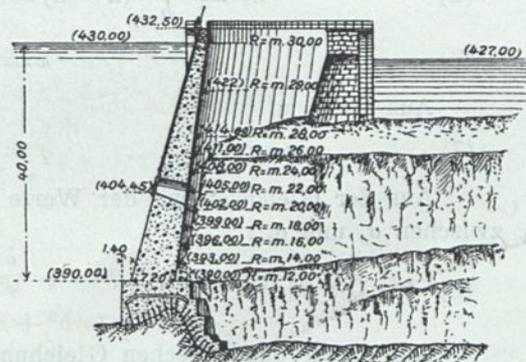


Abb. 126. Chiusella.

Bezeichnet man mit  $\frac{k b}{3}$  den Abstand der Schlußkraft  $R$  von  $H''$  und  $P$  vom luftseitigen Endpunkt  $L$  der wagerechten Fuge  $b$  (Abb. 137), so ist die maßgebende senkrechte Kantenpressung in  $L$ :

$$(2) \quad \sigma_x' = \frac{2P}{b} (2 - k)^1)$$

Solange die Schlußkraft innerhalb des mittleren Drittels von  $b$  — der Kerngrenze — bleibt;  $k > 1$ , ist die Verteilung der Pressungen trapezförmig.

Fällt die Schlußkraft in das luftseitige Drittel der wagerechten Fuge, so ist

$$(3) \quad \sigma_x' = \frac{2P}{k b}; \quad k < 1$$

die Verteilung der Pressungen dreieckförmig.

Beide Gesetze treffen zu für  $k = 1$ , wenn die Schlußkraft in den Drittelpunkt der Fuge fällt.

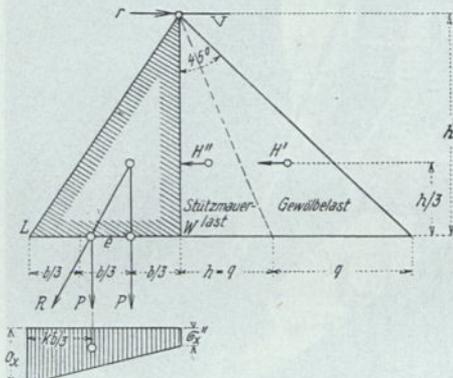


Abb. 127. Geradlinige Verteilung der Wasserlast auf Stützmauer und Gewölbe.

Der Angriffspunkt von  $R$  oder das Maß  $k$  bzw.  $\frac{k b}{3}$  entscheidet also über das Gesetz, welchem die Auflagerpressungen der wagerechten Fuge  $b$  folgen.

Allgemein ist nach Abb. 127:

$$(4) \quad \frac{H''}{P} = \frac{(h-q) \frac{h}{2}}{\gamma b \cdot \frac{h}{2}} = \frac{e}{\frac{h}{3}} = \frac{\frac{2}{3} \cdot b - k \cdot \frac{b}{3}}{\frac{h}{3}}$$

$$(5) \quad h - q = \frac{\gamma b^2 (2 - k)}{h}$$

a) Trapezförmige Verteilung der Stützmauerpressungen über die wagerechte Fuge  $b$ ;  $k > 1$ .

$$(2) \quad \sigma_x' = \frac{2P}{b} (2 - k) = \frac{2 \gamma b h}{2 \cdot b} (2 - k) = \gamma h (2 - k)$$

$$(6) \quad k = 2 - \frac{\sigma_x'}{\gamma h}$$

Aus Gl. 5 u. 6:

$$(7) \quad q = h - \frac{b^2}{h^2} \cdot \sigma_x'$$

Aus der Gleichsetzung der Werte für  $q$  aus Gl. 1 u. 7 erhält man die Beziehung zwischen  $\sigma_g$  und  $\sigma_x'$ :

$$(8) \quad q = \sigma_g \cdot \frac{b}{r} = h - \frac{b^2}{h^2} \cdot \sigma_x'$$

$$\sigma_x' r b^2 + \sigma_g h^2 b - h^3 r = 0$$

Aus dieser quadratischen Gleichung ergibt sich die Fugenbreite  $b$ :

$$(9) \quad b = \frac{-\sigma_g h^2 + \sqrt{\sigma_g^2 h^4 + 4 \sigma_x' r^2 h^3}}{2 \sigma_x' r}$$

Die Kantenpressung kann man als Vielfaches  $\alpha$  des Staudrucks  $h$  ausdrücken  $\sigma_x' = \alpha h = \gamma h (2 - k)$  und erhält

<sup>1)</sup> Vgl. S. 42 Gl. 7 für  $r_v = \frac{k b}{3}$ .

$$(9a) \quad b = \frac{h}{2\alpha r} (-\sigma_g + \sqrt{\sigma_g^2 + 4\alpha r^2})$$

Für  $\alpha = \gamma(2-k)$ :

$$(9b) \quad b = \frac{h}{2\gamma(2-k)r} [-\sigma_g + \sqrt{\sigma_g^2 + 4\gamma(2-k)r^2}]$$

Für den besonderen Fall, daß die Ringspannung gleich der größten Kantenpressung sein soll, wird

$$\sigma_g = \sigma_x' = \alpha h$$

und aus Gl. 9

$$(10) \quad b = \frac{h^2}{2r} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{4r^2}{\alpha h^2}} \right)$$

In diese Gleichung kann man auch  $k$  wieder einführen:

$$(11) \quad \sigma_x' = \alpha h = \frac{2P}{b} (2-k) = \gamma h (2-k)$$

$$\alpha = \gamma(2-k); \quad k = 2 - \frac{\alpha}{\gamma}$$

$$(10a) \quad b = \frac{h^2}{2r} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{4r^2}{\gamma(2-k)h^2}} \right)$$

Nach  $r$  bzw.  $k$  aufgelöst, ergeben die Gl. 10 u. 10a:

$$(10b) \quad r = \frac{h^2 \gamma (2-k) b}{h^2 - \gamma (2-k) b^2} = \frac{h^2 \alpha b}{h^2 - \alpha b^2}$$

$$(10c) \quad k = 2 - \frac{h^2 r}{\gamma b (r b + h^2)}$$

b) Dreieckförmige Verteilung der Stützmauerpressungen über einen Teil der wagerechten Fuge  $b$ ;  $k < 1$ .

$$(12) \quad \frac{\sigma_x' k b}{2} = P = \frac{\gamma b h}{2}; \quad \sigma_x' = \frac{\gamma h}{k}; \quad k = \frac{\gamma h}{\sigma_x'}$$

$$k = \frac{\gamma}{\alpha}$$

In Gl. 5 wird:

$$(13) \quad q = h - \frac{2\gamma b^2}{h} + \frac{\gamma^2 b^2}{\sigma_x'} = \sigma_g \cdot \frac{b}{r}$$

$$b = \frac{\gamma r (2\sigma_x' - \gamma h) b^2 + \sigma_g \sigma_x' h b - h^2 \sigma_x' r}{-\sigma_g \sigma_x' h + \sqrt{(\sigma_g \sigma_x' h)^2 + 4\gamma r^2 (2\sigma_x' - \gamma h) h^2 \sigma_x'}}$$

$$(14) \quad = \frac{\sigma_g \sigma_x' h}{2\gamma r (2\sigma_x' - \gamma h)} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{4\gamma r^2 (2\sigma_x' - \gamma h)}{\sigma_g^2 \sigma_x'}} \right]$$

Führt man  $\sigma_x' = \alpha h$  ein, so wird

$$(14a) \quad b = \frac{h\alpha}{2\gamma r (2\alpha - \gamma)} \left[ -\sigma_g + \sqrt{\sigma_g^2 + 4r^2 \cdot \frac{\gamma}{\alpha} (2\alpha - \gamma)} \right]$$

oder, da  $\alpha = \frac{\gamma}{k}$ :

$$(14b) \quad b = \frac{h}{2\gamma r (2-k)} \left[ -\sigma_g + \sqrt{\sigma_g^2 + 4\gamma r^2 (2-k)} \right]$$

Für den besonderen Fall, daß Ringspannung gleich größter Kantenpressung  $\sigma_g = \sigma_x' = \alpha h$ , wird

$$(15) \quad b = \frac{h^2 \alpha^2}{2\gamma r (2\alpha - \gamma)} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{4r^2 \gamma (2\alpha - \gamma)}{\alpha^3 h^2}} \right]$$

Diese Gleichung läßt sich auch schreiben:

$$(15a) \quad b = \frac{h^2}{2r \frac{\gamma}{\alpha} \left(2 - \frac{\gamma}{\alpha}\right)} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{4r^2 \gamma^2}{\gamma h^2 \alpha^2} \left(2 - \frac{\gamma}{\alpha}\right)} \right]$$

oder nach Einführung von  $k = \frac{\gamma}{\alpha}$ :

$$(15b) \quad b = \frac{h^2}{2rk(2-k)} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{4r^2}{\gamma h^2} \cdot k^2(2-k)} \right]$$

c) Sämtliche vorher entwickelten Gleichungen gelten für die dreieckförmige Verteilung der Stützmauerpressungen über die ganze Breite der wagerechten Fuge  $b$ , also für den Grenzfall, daß  $R$  in das luftseitige Drittel der Fuge  $b$  fällt;  $k = 1$ .

$$(16) \quad \sigma_x' \cdot \frac{b}{2} = \frac{2P}{b} = \frac{\gamma b h}{2}$$

also  $\sigma_x' = \gamma h = \alpha h$ , also  $\alpha = \gamma$  wird.

Die allgemeine Gleichung lautet dann:

$$(17) \quad b = \frac{h}{2\gamma r} (-\sigma_g + \sqrt{\sigma_g^2 + 4r^2\gamma})$$

und für  $\sigma_g = \gamma h$ :

$$(18) \quad b = \frac{h^2}{2r} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{4r^2}{\gamma h^2}} \right)$$

Durch unmittelbare Herleitung erhält man:

$$(19) \quad \frac{H''}{P} = \frac{H''}{\frac{b h}{2} \cdot \gamma} = \frac{b}{h}; \quad H'' = \frac{b^2 \gamma}{2}$$

$$(20) \quad H' = H - H'' = \frac{h^2}{2} - \frac{b^2 \gamma}{2} = \frac{q h}{2}$$

$$(21) \quad q = \frac{h^2 - \gamma b^2}{h} = \sigma_g \cdot \frac{b}{r}$$

$$(22) \quad \sigma_g = \left( \frac{h}{b} - \gamma \cdot \frac{b}{h} \right) r$$

$$(23) \quad r \gamma b^2 + h \sigma_g b - h^2 r = 0$$

daraus  $b$  wie oben (Gl. 17 u. 18).

Gl. 18 bzw. 22 für  $\sigma_g = \gamma h$  nach  $r$  aufgelöst:

$$(23a) \quad r' = \frac{b h^2 \gamma}{h^2 - b^2 \gamma}$$

$\sigma_x'$  ist in diesen Gleichungen ein unveränderlicher Wert  $\sigma_x' = \gamma h$ , ebenso  $\alpha = \gamma$ ;  $k = 1$ .

#### d) Erörterung der Gleichungen.<sup>1)</sup>

Die vorentwickelten Gleichungen 9 bis 9b, 14 bis 14b u. 17 von der Form  $y = c(-x + \sqrt{x^2 + c_1})$  stellen unter der Voraussetzung, daß für  $\sigma_x' = \alpha h$ , wie dies gewöhnlich geschieht, ein Höchstwert angenommen, d. h. die zulässige Kantenpressung festgelegt wird, Hyperbeln dar (Abb. 128).

<sup>1)</sup> Nach Professor Mohrmann, Clausthal/Karlsruhe.

Die X-Achse ist die eine Asymptote. In Betracht kommt deren positiver Zweig mit den positiven Ringspannungen  $\sigma_x = x$  als Abszissen und den positiven Fugenbreiten  $b = y$  als Ordinaten. Eine Linie  $\frac{y}{c} + 2x = 0$  ist die zweite Asymptote.

Für  $c_1 \neq 0$  ergeben sich zwei Gerade statt der Hyperbeln  $y = 0$ ;  $y = -2cx$ .

Mathematisch ergeben sich für  $y = b$  keine Größt- oder Kleinstwerte. Praktisch liegen die Kleinstwerte von  $b$  in den zugelassenen Ringspannungen  $x = \sigma_g$ . Für  $\sigma_g = 0$  ist die volle Breite der Stützmauer  $y = b = c\sqrt{c_1}$  erforderlich. Die  $y = b$  nehmen bei gleichem  $\alpha$ ,  $r$ ,  $h$  und  $\gamma$  nach derselben Hyperbel in immer geringerem Maße ab, je größer die zugelassene Ringspannung  $x = \sigma_g$ . Die Konstanten der Gleichung  $c$  und  $c_1$  ändern sich, je nachdem  $\alpha$  zwischen 0 und  $\gamma$  (2,4),  $k$  zwischen 2 und 1 liegt.

I. Fall, Trapezgesetz:

$$(9a) \quad c = \frac{h}{2\alpha r}; \quad c_1 = 4\alpha r^2$$

oder die Schlußkraft außerhalb des mittleren Drittels fällt  $\alpha > 2,4$ ;  $k < 1$ .

II. Fall, dreieckförmige Verteilung der Pressungen:

$$14a) \quad c = \frac{h\alpha}{2\gamma r(2\alpha - \gamma)}; \quad c_1 = \frac{4r^2\gamma}{\alpha}(2\alpha - \gamma)$$

Beide Gleichungen gelten für den Grenzfall:

III. Fall:

$$\alpha = \gamma = 2,4; \quad k = 1.$$

Diese Werte in obige Gleichungen eingesetzt oder nach Gl. 17:

$$c = \frac{h}{2\gamma r}; \quad c_1 = 4\gamma r^2.$$

Für  $\sigma_g = 0$  wird:

$$b = c\sqrt{c_1},$$

im ersten Fall also:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\alpha}},$$

im zweiten Fall:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma}{\alpha}(2\alpha - \gamma)}} = \frac{h}{\sqrt{\gamma\left(2 - \frac{\gamma}{\alpha}\right)}}$$

und im dritten Fall:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}.$$

Die allgemeinen Gl. 9, 14 u. 17 gelten für alle möglichen Verteilungen des Wasserdrucks auf Stützmauer  $H''$  und Gewölbe  $H'$ , wobei  $H'' + H' = \frac{h^2}{2}$ , also auch für ganz beliebige, voneinander unabhängige Werte von  $\sigma_x'$  und  $\sigma_g$ . Als Beispiel diene Abb. 129.

Trotzdem der Angriffspunkt der Schlußkraft im luftseitigen Drittel und damit  $\alpha = \gamma$  oder  $\sigma_x' = \alpha h = \gamma h$  festliegt, kann  $b$  entsprechend der gewählten Ringspannung die verschiedensten Werte annehmen.

Es rührt dies daher, daß der auf die Stützmauer entfallende Teil des Wasserdrucks  $H''$  und damit die Lage der Schlußkraft oder der Verschiebung des Mauerdrucks gegen die Lage bei leerem Becken  $= e$  (Abb. 127) durch die Wahl von  $\alpha$  (wie Abb. 129:  $\alpha = \gamma$ ) im Verhältnis zu  $b$  unabänderlich festgelegt ist.

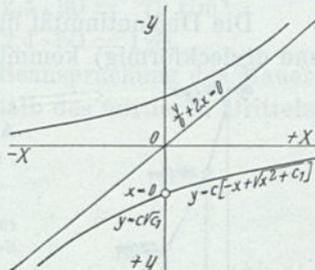


Abb. 128.

Die Fugenbreiten  $y = b$  als Hyperbeln. NB. Die Achsengleichung lautet  $\frac{y}{c} + 2x = 0$ .

$e$  läßt sich auch ausdrücken durch  $k$  und ist:

$$e = \frac{2b}{3} - \frac{kb}{3} = \frac{b}{3}(2 - k)$$

und die Beziehung ist unabhängig davon, ob der Endpunkt von  $e$  ins mittlere Drittel fällt bzw.  $k > 1$  oder  $< 1$  ist.

Die Diskontinuität durch die Annahme über die Verteilung der Pressungen (trapez- und dreieckförmig) kommt erst nach Einführung der Auflagerpressungen  $\sigma_x'$  in Betracht, nicht für die Lage der Angriffskräfte.

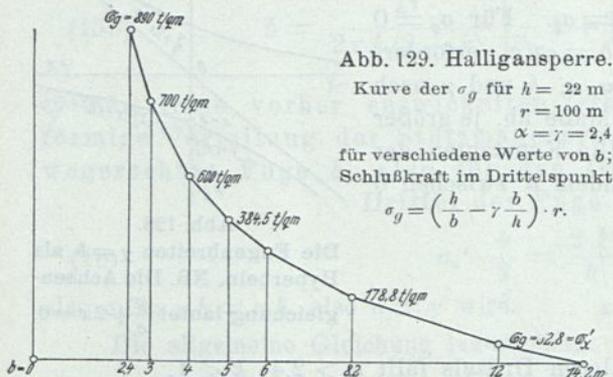


Abb. 129. Halligansperre.

Kurve der  $\sigma_g$  für  $h = 22$  m  
 $r = 100$  m  
 $\alpha = \gamma = 2,4$   
 für verschiedene Werte von  $b$ ;  
 Schlusskraft im Drittelpunkt

$$\sigma_g = \left( \frac{h}{b} - \gamma \frac{b}{h} \right) \cdot r.$$

Die Wasserlast  $H''$  ist nach Gl. 7:

$$H'' = (h - q) \frac{h}{2} = \frac{h}{2} \cdot \frac{b^2}{h^2} \cdot \sigma_x' = \frac{b^2 \alpha}{2}$$

Es verhält sich (Abb. 127)

$$\frac{H''}{P} = \frac{b^2 \cdot \frac{\alpha}{2}}{\frac{bh}{2} \cdot \gamma} = \frac{e}{h}; \quad e = \frac{\alpha}{3\gamma} \cdot b.$$

$e$  bleibt immer derselbe Bruchteil  $\frac{\alpha}{3\gamma}$  von  $b$ , welchen Wert  $b$  in-

folge der zugelassenen Ringspannung auch annehme, damit auch

$$\sigma_x' = \gamma h (2 - k) = \frac{\gamma h 3 e}{b} = \alpha h, \quad \text{für } k > 1$$

und

$$\sigma_x' = \frac{\gamma h}{k} = \alpha h, \quad \text{für } k = \frac{\gamma}{\alpha}, \quad \text{für } k > 1.$$

e) Die Verteilung von  $H''$  und  $H'$ .

Es ist klar, daß weder die Stützmauerwirkung allein

$$\sigma_g = 0; \quad b = \frac{h}{\sqrt{\alpha}} \quad \text{bzw.} \quad \frac{h}{\sqrt{\gamma(2\alpha - \gamma)}}$$

noch die reine Gewölbewirkung  $\sigma_x' = 0; \quad b = \frac{r h}{\sigma_g}$

die günstigsten Werte von  $b$  ergibt, sondern der gemeinsame Widerstand.

Wie verteilt man nun  $H''$  und  $H'$  bzw. welche Werte von  $\sigma_x'$  und  $\sigma_g$  sind die zweckmäßigsten?

Im Sinne der bisherigen Anschauungen soll die wagerechte Fuge in voller Länge unter Druck stehen, also die wasserseitige Pressung wenigstens nicht kleiner als Null werden (Zugspannungen ausgeschlossen). Der größte Wert von  $\alpha$  ist daher  $\gamma$ , wobei  $k = 1$ ,  $\sigma_x' = \gamma h$  wird. Derselbe Wert tritt wasserseitig bei leerem Becken auf. Der gleichmäßigen Baustoffausnutzung entspräche es, wenn auch  $\sigma_g = \gamma h$  angenommen würde, so daß die zulässige Höchstpressung in keinem Belastungsfall überschritten würde. In Abb. 130 sind unterhalb der Abszissenachse für die Halbmesser 50 und 100 m  $k = 1$ ,  $\sigma_x' = \alpha h = \gamma h$ , die Ordinaten der Hyperbeln Gl. 17

$$b = \frac{h}{2\gamma r} \left( -\sigma_g \pm \sqrt{\sigma_g^2 + 4r^2\gamma} \right)$$

in Bruchteilen von  $h$  für  $\sigma_g = 0$  bis  $\sigma_g = 200$  t/m<sup>2</sup> aufgetragen.

Sobald man die Bedingung stellt  $\sigma_x' = \gamma h = \sigma_g$ , liegt  $\sigma_g$  fest, und nur ein einziges  $b$  entspricht für ein bestimmtes  $h$  diesem Wert.

Vergleiche die Zahlenwerte von  $b$  und die Mauerhöhen oberhalb der Abszissenachse.

Die Pressung  $\sigma_x' = \gamma h = 2,4 h$  erreicht aber erst bei großen Mauerhöhen, die für Gewölbesperren wegen der damit gewöhnlich verbunden großen Talweiten nicht in Frage kommen, eine angemessene Festigkeitsausnutzung des Mauerwerks.

Für 20 m  $\sigma_x' = 2,4 \cdot 20 = 48 \text{ t/m}^2$ ; für 30 m  $\sigma_x' = 2,4 \cdot 30 = 72 \text{ t/m}^2$

„ 40 „  $\sigma_x' = 2,4 \cdot 40 = 96$  „ „ 50 „  $\sigma_x' = 2,4 \cdot 50 = 120$  „

Erst für Mauerhöhen von 50 m würde also die zulässige Beanspruchung des Mauerwerks von mindestens  $120 \text{ t/m}^2$ , trotz des Größtwerts von  $\alpha$  innerhalb des mittleren Drittels,

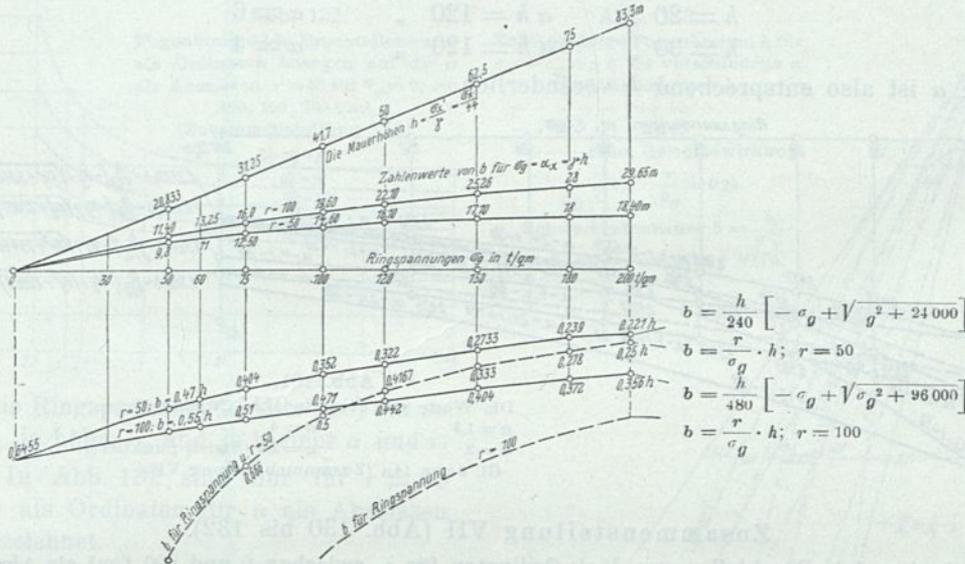


Abb. 130.

Die Werte der Grundfugenbreite  $b$  in Bruchteilen von  $h$  als Ordinaten für Ringspannungen  $\sigma_g = 0$  bis  $\sigma_g = 200 \text{ t/m}^2$  als Abszissen nach Gl. 17 für  $\alpha = \gamma = 2,4$  u. Halbmesser  $r = 50$  bzw.  $r = 100$  m unterhalb der Abszissenachse. Oberhalb: Zahlenwerte von  $b$  für  $\sigma_x' = \sigma_g = \gamma h$ . Zusammenstellung VII.

gerade erreicht werden.  $120 \text{ t/m}^2$  würde auch die Ringspannung und die Kantenpressung luftseitig bei leerem Becken bei dieser Höhe und den Fugenbreiten

$b = 0,352 h = 16,10 \text{ m}$  für  $r = 50 \text{ m}$ ;  $b = 0,442 h = 22,10 \text{ m}$  für  $r = 100 \text{ m}$

betragen.

Die Mauerbreiten  $b$  sind unter der Annahme  $\sigma_g = \gamma h$  für reine Ringspannungen unabhängig von der Mauerhöhe und haben den konstanten Wert  $\frac{r}{\gamma}$ , denn es ist

$$\sigma_g = \gamma h = \frac{h r}{b}, \text{ daher } b = \frac{r}{\gamma}$$

$$\text{für } r = 50 \text{ m, } b = \frac{50}{2,4} = 20,83 \text{ m}$$

$$\text{„ } r = 100 \text{ „ } b = \frac{100}{2,4} = 41,66 \text{ „}$$

Diese Zahlen können natürlich nur zum Vergleich dienen für Mauerhöhen größer als  $50 \text{ m}$ ,  $\gamma h \geq 120 \text{ t/m}^2$ . Für kleinere Mauerhöhen würde man weder die reine Ringspannungsfestigkeit noch die mit der Stützmauerfestigkeit zusammengesetzte voll ausnutzen, wenn man  $\sigma_x' = \sigma_g = \gamma h$  wählte. Man hat zwei Wege: Entweder nimmt man den Ringwiderstand bis zum äußersten zulässigen Maß an und hält den Stützmauerwiderstand innerhalb der Grenzen  $\alpha h \leq \gamma h$ ,  $2 > k \geq 1$ , Schlußkraft im Drittel (inner-

halb des Kerns), dann wird der Stützmauerwiderstand nicht voll ausgenutzt, die Kantenpressung kann nicht die Höhe der Ringspannung erreichen, oder man läßt rechnungsmäßige Zugspannungen zu,  $k < 1 = \frac{\gamma}{\alpha}$ . Es liegt dann nichts mehr im Wege,  $\alpha$  für kleinere Wassertiefen so groß zu wählen, daß die zulässige Pressung  $\sigma_x' = \alpha h$  erscheint, welche man auch für die Ringspannung zu erreichen wünscht, z. B. für  $\sigma_x' = \sigma_g = 120 \text{ t/m}^2$ .

$h = 10 \text{ m}$	$\alpha h = 120 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 12$
$h = 20 \text{ „}$	$\alpha h = 120 \text{ „}$	$\alpha = 6$
$h = 30 \text{ „}$	$\alpha h = 120 \text{ „}$	$\alpha = 4$

usw.;  $\alpha$  ist also entsprechend  $h$  veränderlich.

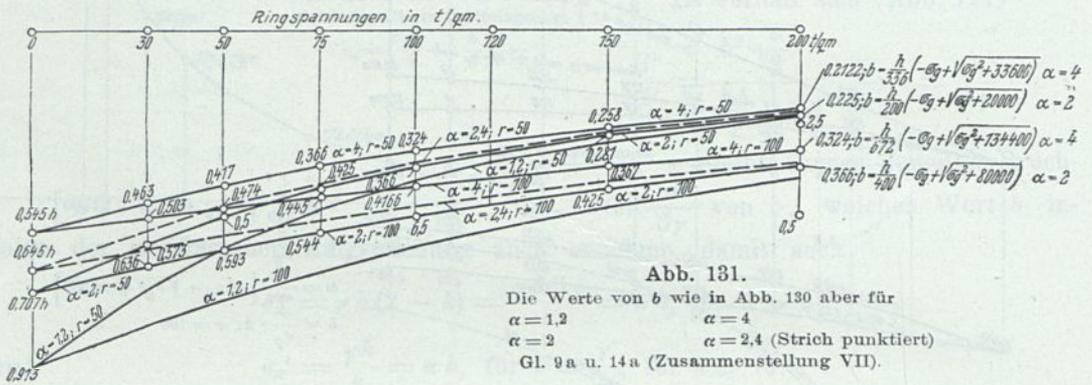


Abb. 131.

Die Werte von  $b$  wie in Abb. 130 aber für  
 $\alpha = 1,2$   $\alpha = 4$   
 $\alpha = 2$   $\alpha = 2,4$  (Strich punktiert)  
 Gl. 9a u. 14a (Zusammenstellung VII).

Zusammenstellung VII (Abb. 130 bis 132).

Fugenbreiten  $b$  in Bruchteilen von  $h$  als Ordinaten für  $\sigma_g$  zwischen 0 und 200 t/m<sup>2</sup> als Abszissen

und Werte von $\alpha$	1,2; 2	2,4	4; 6; 12
Gleichung	9a	17	14a

$r = 50 \text{ m.}$

$\sigma_g =$	0	30	50	75	100	120	150	200 t/m <sup>2</sup>
$\alpha$	$b$							
1,2	0,913 $h$	0,696 $h$	0,587 $h$	0,480 $h$	0,403 $h$	0,354 $h$	0,298 $h$	0,233 $h$
2,0	0,707 „	0,573 „	0,500 „	0,425 „	0,366 „	0,327 „	0,281 „	0,225 „
2,4	0,645 „	0,535 „	0,470 „	0,404 „	0,352 „	0,322 „	0,273 „	0,221 „
4,0	0,545 „	0,463 „	0,417 „	0,366 „	0,324 „	0,300 „	0,259 „	0,212 „
6,0	0,510 „	0,438 „	0,396 „	0,350 „	0,313 „	0,286 „	0,252 „	0,208 „
12,0	0,481 „	0,417 „	0,378 „	0,338 „	0,300 „	0,278 „	0,246 „	0,205 „
Ringspannung = $\frac{\sigma_g}{r} \cdot h =$					0,500 „	0,417 „	0,333 „	0,250 „

$r = 100 \text{ m.}$

1,2	0,913 $h$	0,800 $h$	0,728 $h$	0,653 $h$	0,587 $h$	0,540 $h$	0,480 $h$	0,403 $h$
2,0	0,707 „	0,636 „	0,593 „	0,544 „	0,500 „	0,465 „	0,425 „	0,366 „
2,4	0,645 „	0,590 „	0,550 „	0,510 „	0,471 „	0,442 „	0,404 „	0,356 „
4,0	0,545 „	0,503 „	0,474 „	0,445 „	0,417 „	0,400 „	0,367 „	0,324 „
6,0	0,510 „	0,472 „	0,450 „	0,422 „	0,396 „	0,378 „	0,346 „	0,310 „
12,0	0,481 „	0,448 „	0,440 „	0,400 „	0,380 „	0,362 „	0,337 „	0,302 „
Ringspannung = $\frac{\sigma_g}{r} \cdot h =$							0,666 „	0,500 „

In Abb. 130 u. 131 und Zusammenstellung VII sind für  $r=50$  und  $r=100$  die  $b$  in Bruchteilen von  $h$  als Ordinaten zu den Ringspannungen 0 bis 200 t/m<sup>2</sup> als Abszissen für verschiedene Werte von  $\alpha$  eingetragen. Es ist nach den Gl. 9a, 14 oder 17 gerechnet, je nachdem

$$\begin{array}{l} \alpha < \gamma \quad \alpha > \gamma \quad \text{oder} \quad \alpha = \gamma \\ k > 1 \quad k < 1 \quad \quad \quad \quad k = 1. \end{array}$$

In der Abb. 131 sind nur die Kurven für  $\alpha = 1, 2; ^1) 2; 4; 2,4$ , letztere punktiert, aus Abb. 130 entnommen gezeichnet. Die  $b$  nähern sich asymptotisch den größeren  $b$

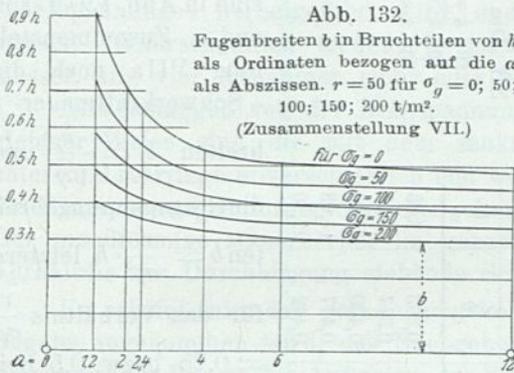


Abb. 132.  
Fugenbreiten  $b$  in Bruchteilen von  $h$  als Ordinaten bezogen auf die  $\alpha$  als Abszissen.  $r=50$  für  $\sigma_g=0; 50; 100; 150; 200$  t/m<sup>2</sup>.  
(Zusammenstellung VII.)

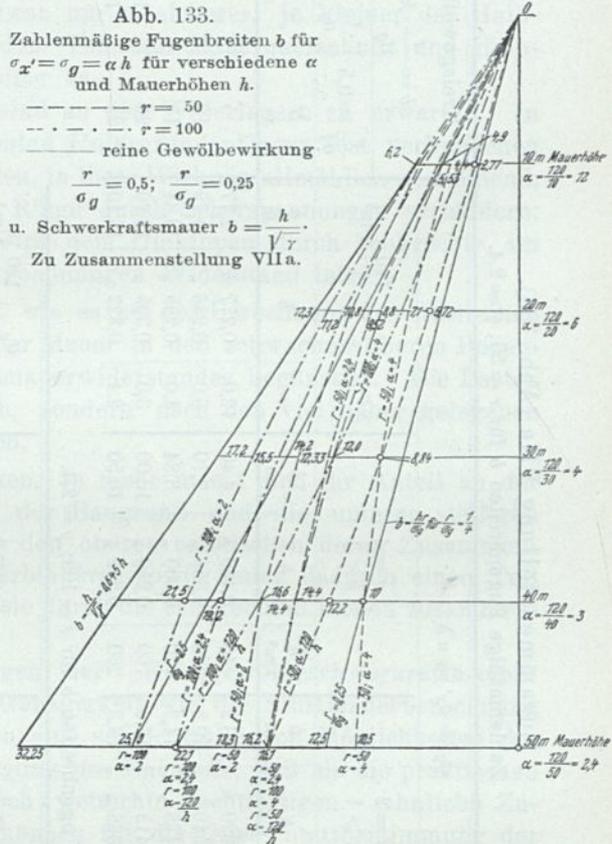


Abb. 133.  
Zahlenmäßige Fugenbreiten  $b$  für  $\sigma_{x'} = \sigma_g = \alpha h$  für verschiedene  $\alpha$  und Mauerhöhen  $h$ .  
---  $r=50$   
- - -  $r=100$   
— reine Gewölbewirkung  
 $\frac{r}{\sigma_g} = 0,5; \frac{r}{\sigma_g} = 0,25$   
u. Schwerkraftsmauer  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$ .  
Zu Zusammenstellung VIIa.

für die Ringspannungen (Abb. 130) um so mehr, je höher  $\sigma_g$  und je kleiner  $\alpha$  und  $r$ .

In Abb. 132 sind nur für  $r=50$  die  $b$  als Ordinaten für  $\alpha$  als Abszissen eingezeichnet.

Es zeigt sich, daß die Zunahme der Kantenpressung der wagerechten Fuge für Werte von  $\alpha$  über 6 von verschwindendem Einfluß auf die Fugenbreite  $b$  ist und bei kleineren Zahlenwerten von  $\alpha$  die Fugenbreite in um so geringerem Maße zunimmt, je größer  $\sigma_g$ .

In Abb. 133, Zusammenstellung VII a, sind zunächst die Zahlenwerte von  $b$  unter Berücksichtigung der zahlenmäßigen Wassertiefe (10, 20, 30, 40, 50 m) für  $r=50$  und  $r=100$  m und die konstanten Werte von  $\alpha = 2,4, 2, 4$ , sodann die mit der Tiefe veränderlichen Werte von  $\alpha = \frac{\sigma_g}{h} = \frac{120}{h}$  (also konstante Kantenpressung  $\sigma_{x'}$  von 120 t/m<sup>2</sup>), beide Male unter der Voraussetzung  $\sigma_{x'} = \sigma_g$ , dargestellt. Die konstanten  $\alpha$  ergeben eine konvexe, die veränderlichen eine konkave Luftseite der Mauer mit gemeinsamen Punkten für gleiche  $r$  und  $\alpha$ , z. B. für  $r=50$ , in 30 m Tiefe für  $\alpha = 4$ , in 50 m Tiefe für  $\alpha = \gamma = 2,4$ .

Die konkave Luftseite für  $r=50$ ,  $\sigma_g = \sigma_{x'} = \alpha h = 120$  t/m<sup>2</sup>, begrenzt oberhalb 30 m einen schwächeren, unterhalb einen stärkeren Querschnitt als konstantes  $\alpha = 4$ . Die größere Heranziehung des Stützmauerwiderstandes ist also für kleinere Stauhöhen vorteilhafter als für größere.

<sup>1)</sup> Zentrische Belastung der wagerechten Fuge:  $\sigma_{x'} = \frac{P}{b} = \frac{\gamma h}{2}$ ;  $\alpha = \frac{\gamma}{2} = 1,2$ .

Zusammenstellung VIIa (Abb. 133).  
Zahlenmäßige Fugenbreiten  $b$  für  $r = 50$ ;  $\gamma = 2,4$ .

$h$		$\sigma_y = \sigma_x' = \alpha h$												Kreiskgewölbe $b = \frac{r}{\sigma_y} \cdot h$		Schwerkraft $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}} = 0,645 h$	
		$\alpha = 2,4$ $k = 1$			$\alpha = 2$ $k > 1$			$\alpha = 4$ $k < 1$			$\alpha = \frac{\sigma_y}{h} = \frac{120}{h} \text{ t/m}^2$						
$m$	$\gamma h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha$	$b$ $m$	$\alpha$	$b$ $m$	$\alpha$	$b$ $m$	$b$ $m$	$m$	
10	24	0,553 h	20	0,620 h	40	0,440 h	6,2	4,40	12,0	0,277 h	5	2,5	6,40	5	2,5	6,40	
20	48	0,476 "	40	0,540 "	80	0,356 "	10,8	7,10	6,0	0,286 "	10	5,0	13,00	10	5,0	13,00	
30	72	0,411 "	60	0,475 "	120	0,300 "	14,2	8,84	4,0	0,295 "	15	7,5	19,35	15	7,5	19,35	
40	96	0,361 "	80	0,415 "	160	0,250 "	16,6	10,00	3,0	0,305 "	20	10,0	25,80	20	10,0	25,80	
50	120	0,322 "	100	0,366 "	200	0,212 "	18,3	10,50	2,4	0,322 "	25	12,5	32,25	25	12,5	32,25	

Zahlenmäßige Fugenbreiten  $b$  für  $r = 100$ ;  $\gamma = 2,4$ .

$h$		$\sigma_y = \sigma_x' = \alpha h$												Kreiskgewölbe $b = \frac{r}{\sigma_y} \cdot h$		Schwerkraft $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}} = 0,645 h$	
		$\alpha = 2,4$			$\alpha = 2$			$\alpha = 4$			$\alpha = \frac{\sigma_y}{h} = \frac{120}{h} \text{ t/m}^2$						
$m$	$\gamma h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha h$ $\text{t/m}^2$	$b$ $m$	$\alpha$	$b$ $m$	$\alpha$	$b$ $m$	$\alpha$	$b$ $m$	$b$ $m$	$m$	
10	24	0,610 h	20	0,660 h	40	0,490 h	6,6	4,9	12,0	0,363 h	5	2,5	6,40	5	2,5	6,40	
20	48	0,560 "	40	0,616 "	80	0,440 "	12,3	8,8	6,0	0,377 "	10	5,0	13,00	10	5,0	13,00	
30	72	0,516 "	60	0,575 "	120	0,400 "	17,2	12,0	4,0	0,400 "	15	7,5	19,35	15	7,5	19,35	
40	96	0,480 "	80	0,537 "	160	0,360 "	21,5	14,4	3,0	0,417 "	20	10,0	25,80	20	10,0	25,80	
50	120	0,442 "	100	0,500 "	200	0,324 "	25,0	16,2	2,4	0,442 "	25	12,5	32,25	25	12,5	32,25	

NB. Die  $b$  sind berechnet:  
für  $k = 1$  nach Gl. 17,  
für  $k > 1$  nach Gl. 9a,  
für  $k < 1$  nach Gl. 14a.

Das konstante  $\alpha$  ergibt mit der Tiefe zunehmende Stützmauer- und Gewölbepressungen, die  $b$  nehmen daher mit der Tiefe immer weniger zu.

Zum Vergleich sind in Abb. 130 u. 133 und Zusammenstellung VIIa noch die Schwerkraftmauer-

breiten  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$  und

die Ringspannungsbreiten  $b = \frac{r}{\sigma_y} \cdot h$ , letztere

für das Verhältnis  $\frac{r}{\sigma_y} = 0,25$  bzw.  $0,5$  bei-

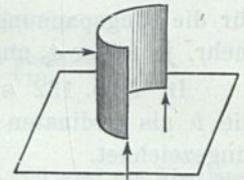


Abb. 134.

Umsturz widerstand des Gewölbezylinders ohne Widerlager: Ringstrebe.

gefügt. Diese Werte sind unter den gleichen Voraussetzungen größer als bei gleichzeitig wirkendem Stützmauer- und Ringspannungswiderstand.

f) Ergebnisse.

Keine der zahlreichen ausgeführten Gewölbesperren weist wagerechte wasserseitige Reißbildungen auf, wie sie einem Angriff der Stützmauerdrucklinie im luft-

seitigen Drittel der wagerechten Fuge entsprechen müßten und wie sie Lieckfeldt (Z. d. B. 1899/301) befürchtet.<sup>1)</sup>

Daraus kann geschlossen werden, entweder: a) daß der Sperrmauerkörper die wasserseitigen Zugspannungen ohne Schaden aufnehmen kann; b) daß der Spannungsausgleich in der wagerechten Fuge sich in günstigerer Weise vollzieht, als das Trapezgesetz erkennen läßt; c) daß die Ringspannungen so weit überwiegen, daß exzentrische Stützmauerpressungen nicht eintreten; d) daß im gesamten halbmondförmigen Sperrmauerkörper (vgl. Abb. 134) ein Spannungsausgleich durch senkrechte und wagerechte Scherspannungen herbeigeführt wird, und zwar um so sicherer, je kleiner der Halbmesser. Wahrscheinlich treffen, je nach dem Tal- und Mauerquerschnitt und Halbmesser, alle vier Annahmen mehr oder weniger zu.

Abweichungen von der Ringspannung sind an den Widerlagern zu erwarten. In gleicher Weise sind die mit dem senkrechten Untergrundaufleger fest verbundenen unteren Mauerringe unverschieblich und werden, in ihrer Wirkung allmählich abnehmend, die Ringspannungsdeformationen der oberen Ringe durch Scherspannungen verhindern. Der mondformige Mauerkörper im ganzen wird dem Umkippen durch senkrechte, im Verhältnis zur Durchbiegung stehende Scherspannungen Widerstand leisten.

Es scheint mir, daß gerade umgekehrt, wie es bei der Berechnung des elastischen Bogens angenommen wird, das Nachgeben der Mauer in den schwachen oberen Bogenringen großer Länge das Auftreten des Stützmauerwiderstandes begünstigt. Die Lasten werden zunächst nicht nach den Kämpfern, sondern nach den viel näher gelegenen wagerechten Unterstützungsflächen übertragen.

Je näher die Kämpfer zusammenrücken, je mehr macht sich ihr Anteil an der Lastaufnahme geltend. Andererseits müssen der Baugrund und die unteren steiferen Bogenringe durch ihren Zusammenhang mit den oberen elastischen deren Zusammendrückung und Durchbiegung um so mehr verhindern, sowie ihnen dadurch einen Teil der wagerechten Lasten abnehmen, je mehr sie durch die senkrechten Lasten zusammengepreßt und eingespannt werden.

Die vorstehenden Überschlagsrechnungen der „Kreisgewölbeschwerkraftmauer“ haben so viel und so wenig Anspruch auf Genauigkeit wie die Stützmauerberechnung nach dem Trapezgesetz. Sie zeigen indessen eine solche Fülle von Möglichkeiten der Verteilung der Pressungen ohne Überanstrengung des Baustoffs, daß sie die praktischen Ausführungen nach Zusammenstellung V noch weiterhin rechtfertigen. Ähnliche Zusammenstellungen wie VIIa und Abb. 133 können für die Querschnittbestimmung der Mauer benutzt werden.

Die konkave Luftseite (mit veränderlichem  $\alpha$ ) ist durch eine Gerade (Sehne) mit angefügter Krone zu ersetzen.

#### 4. Die Berechnung der Verteilung von Gewölbe- und Stützmauerwiderstand auf Grund der elastischen Formänderungen.

##### a) Der Gedankengang der Lieckfeldtschen Berechnung.

Über die Verteilung des Widerstandes einer gewölbten Sperrmauer auf Stützmauer und Gewölbe ist der folgende (Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 301): Die Verkürzungen  $\Delta l$

<sup>1)</sup> Die einzige Ausnahme bildet die Parkesmauer (B. u. E. 1912, S. 15. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Z. d. B. 1911/393, Abb. 12) mit einem wagerechten Riß von 10,67 m Länge am rechten Widerlager in der Höhe, wo die senkrechte Kronenquerschnittbegrenzung in den Dreieckquerschnitt übergeht. Also dicht unter höchstem Stauspiegel, wo nennenswerte Kantenpressungen ausgeschlossen sind. Vgl. S. 143. Die wagerechten Risse der Salomon Creek-Mauer werden nur vermutet. (Ungünstige Stützmauerform: Abklappen. Abb. 124 b u. 138.)

der Längen der einzelnen Bogenringe verhalten sich wie die Ringspannungen  $S$ , multipliziert mit der Bogenlänge  $\lambda$  daselbst und umgekehrt:

$$\Delta\lambda = \frac{\lambda S}{FE}$$

Den Ringspannungen entsprechen bestimmte Wasserlasten  $q$ , welche zu den Ringspannungen die Beziehung haben  $q = \frac{S}{r}$ . Für die Höhe des Bogenringes = 1 und die Stärke  $b$  ist sein Querschnitt  $F = 1b$  (Abb. 135).

Die Verkürzungen der Bogenlängen  $\Delta\lambda$  stehen in geometrischem Zusammenhang mit der wagerechten Durchbiegung der Bogenmitte  $df$ . Die Veränderung  $df$  des Bogenpfeiles  $f$  ist gleichzeitig auch die Durchbiegung des Stützmauerquerschnitts in Höhe des Bogenringes gemessen. Die Überschlagsformel bei unveränderlicher Sehnenlänge  $s$  lautet:

$$\frac{\Delta\lambda}{df} = \frac{4f}{s}$$

Man kann daher die Lasten bzw. die Momente der Lasten gleich den Widerständen der Mauer durch die gleichen elastischen Verschiebungen ausdrücken. Dadurch läßt sich je das ihrer Anteilnahme entsprechende Moment  $M_b$  (Bogen) bzw.  $M_s$  (Stützmauer) ermitteln. Die Rechnung wird für einen symmetrischen dreieck-

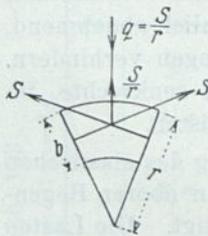


Abb. 135. Ringspannungen im gleichen Sinne wie die wagerechten Fugenauflagerwiderstände wirkend.

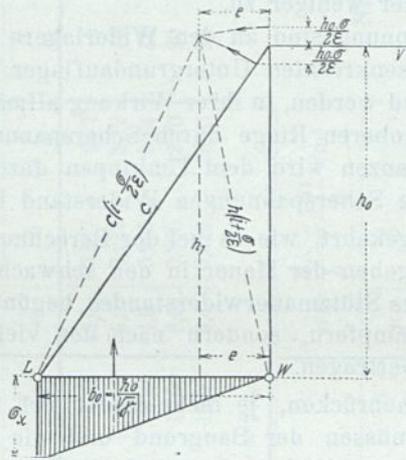


Abb. 136. Verschiebung des Sperrmauerquerschnitts.

förmigen Talquerschnitt, einen ebenfalls dreieckförmigen Mauerquerschnitt von den einfachsten Spannungsverhältnissen, welcher mit der Symmetrieachse des Bauwerks zusammenfällt, durchgeführt.

c) Widerstandsmoment  $M_s$  des Stützmauerquerschnitts, ausgedrückt durch die elastische Durchbiegung  $e$  in der Mauerkrone (Abb. 136).

In einem Dreieckquerschnitt von der wagerechten Grundfugenbreite  $b_0 = \frac{h_0}{\sqrt{\gamma}}$  und senkrechter Wasserseite fällt bei leerem Becken die Schlußkraft aller senkrechten Kräfte  $P$  in den wasserseitigen und bei vollem Becken in den luftseitigen Drittelpunkt von  $b$ . In beiden Fällen entsteht die gleiche senkrechte Kantenpressung  $\sigma_{xv} = \sigma_{xl} (= \gamma h)$ . Die Spannungsänderung beträgt daher beim Übergang vom unbelasteten in den belasteten Zustand, wasserseitig von  $\sigma_{xl}$  auf 0, luftseitig von 0 auf  $\sigma_{xv}$ , das gleiche Maß  $\sigma$ . Ihr entspricht das Verlängerungsverhältnis  $\frac{\Delta h}{h_0}$  wasserseitig und das Verkürzungsverhältnis  $\frac{\Delta c}{c}$  luftseitig (in der Luftseite  $c$  gemessen)

$$(24) \quad \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta c}{c_0} = \frac{\sigma}{2E}$$

(mittlere Kantenpressung  $\frac{\sigma}{2}$ , dividiert durch den Elastizitätsbeiwert  $E$ ).

Fällt man in dem verschobenen Dreieck mit den Seiten

$$h_0 \left(1 + \frac{\sigma}{2E}\right) \text{ und } c \left(1 - \frac{\sigma}{2E}\right)$$

das Lot  $h$ , so ergibt sich die wagerechte Verschiebung der Krone aus

$$h_1^2 = h_0^2 \left(1 + \frac{\sigma}{2E}\right)^2 - e^2 = c^2 \left(1 - \frac{\sigma}{2E}\right)^2 - (b_0 - e)^2$$

unter Berücksichtigung, daß

$$c^2 = h_1^2 + b_0^2 \text{ und } \frac{h^2}{b_0^2} = \gamma,$$

$$(25) \quad \frac{\sigma}{2E} = 1 + 2\gamma - \sqrt{(1 + 2\gamma)^2 - \frac{2e}{b_0}}$$

Das die Mauer zurückbiegende Stützmaermoment der dreieckförmigen Auflagerpressungen der wagerechten Fuge  $b_0$ , bezogen auf  $W$  (gleich dem Moment der angreifenden Kräfte des Wasserdrucks und Mauerweights), ist

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{\sigma b_0}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot b_0 = \frac{\sigma b_0^2}{3} = \frac{\sigma h^2}{3\gamma} \\ &= \frac{2}{3\gamma} \left[ 1 + 2\gamma - \sqrt{(1 + 2\gamma)^2 - \frac{2e}{b_0}} \right] h^2 E. \end{aligned}$$

**β) Widerstand des Momentes der radial gerichteten Seitenkräfte der Ringspannungen  $M_b = \int q h dh$ .**

Die Ringspannungen können nur insoweit auftreten, als die Steifigkeit des Mauerquerschnitts eine Durchbiegung  $df$  und damit eine Verkürzung  $\mathcal{A}\lambda$  der Bogenachsenlängen  $\lambda$  gestattet. Die Ringspannungswiderstände stehen zu den aus der wirklichen Durchbiegung  $df$  zu ermittelnden Lastanteilen  $q$  in dem Verhältnis  $S = qr$  (Ringspannungsformel) (Abb. 135).

Die Ringspannungen bringen eine Verkürzung der einzelnen Bogenringe hervor um

$$(26) \quad \mathcal{A}\lambda = \frac{\lambda S}{EF} = \frac{\lambda qr}{EF}$$

Für  $F$  des Bogenquerschnitts  $= b \cdot 1$  wird

$$(27) \quad q = \frac{\mathcal{A}\lambda E b}{\lambda r}$$

Zwischen der Verkürzung der Bogenlänge  $\mathcal{A}\lambda$  und der wirklichen Durchbiegung des Mauerquerschnitts in der Symmetrieebene der Bogenringe  $df$  in derselben Wassertiefe  $h$  besteht annähernd die geometrische Beziehung:

$$(28) \quad \frac{\mathcal{A}\lambda}{df} = \frac{4f}{s}$$

wenn  $\frac{f}{s}$  das Verhältnis der veränderlichen Pfeilhöhe  $f$  zur unveränderlichen Sehnenlänge  $s$  ist.

Faßt man die elastische Linie der Durchbiegung des Stützmaerquerschnitts in der Wasserseite als Parabel auf, so ist die Durchbiegung in der Tiefe  $h = h_0$  gleich 0, in Tiefe  $h = 0$  gleich  $e$  (Kronenhöhe). Die Scheitelgleichung der Parabel in bezug auf den Nullpunkt  $W$  lautet:

$$(29) \quad \eta = df = \frac{e}{h_0^2} (h_0 - h)^2$$

somit ist

$$(30) \quad \mathcal{A}\lambda = \frac{4f}{s} \cdot df = \frac{4fe}{s h_0^2} (h_0 - h)^2$$



b) Einwendungen gegen die Lieckfeldtsche Berechnung.

Die Schlußfolgerungen sind nicht unzutreffend. Gegen die Herleitung lassen sich folgende Einwendungen machen:

α) Die Untersuchung eines Stützmauerquerschnitts statt eines Gewölbequerschnitts.

Lieckfeldt untersucht einen Stützmauerquerschnitt und muß daher zu dem Ergebnis kommen, daß der Bogenwiderstand vollständig belanglos ist. Ein Körper, der durch sein bloßes Gewicht den angreifenden Kräften widersteht, hat andere Widerstände nicht nötig und nimmt sie nicht in Anspruch. Lieckfeldts Bedenken, daß für einen schwächeren als den Stützmauerquerschnitt die Drucklinie aus dem Kern fele, ist hinfällig. Ein  $\alpha < \gamma$ ,  $k > 1$  (Gl. 9a) liefert eine Ringspannung, welche die Schlußkraft ins mittlere Drittel drückt, obgleich  $b$  bei weitem kleiner ist, als der Stützmauerquerschnitt verlangt. Lieckfeldt macht selbst (Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 301) auf die Wirkung der Ringspannung, in gleichem Sinne wie die des Mauerweights, entgegen dem Wasserdrukmoment, aufmerksam (Abb. 135).

β) Vernachlässigung des Bogen- und Scherwiderstandes.

Lieckfeldt vernachlässigt bei der Berechnung des Stützmauermoments  $M_s$  die vorerwähnte entlastende Wirkung des Bogenwiderstandes, die ja allerdings sehr unbedeutend ist.

Mit weniger Recht läßt er auch die außerordentlich wirksamen Scherspannungen, welche in Verbindung mit den Auflastpressungen die freie Durchbiegung der Bogenringe verhindern, unberücksichtigt.

γ) Die Unbestimmtheit von  $E$ .

Die Dehnungen  $\varepsilon$  eines allseitig beanspruchten Würfels — wagerechter Wasserdruk, senkrechte Auflast und Ringspannung — ermitteln sich z. B. in der Richtung  $X$ -Achse aus der Beziehung

$$\varepsilon_x E = \sigma_x - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{m}.$$

Die Erfahrungswerte  $E$  und  $m$  schwanken für Mauerwerk innerhalb sehr weiter Grenzen. Nur  $\sigma_x$  ist aus dem für diesen Zweck vollständig unzureichenden Trapezgesetz) bekannt. Lieckfeldt sucht  $E$  aus der Rechnung zu entfernen, indem er Ringspannungen und Kantenpressungen durch  $E$  ausdrückt, welches sich dann in der Verhältniszahl weghebt.  $E$  ist wohl in beiden Fällen derselbe Buchstabe, besitzt aber nicht einmal für einen Probewürfel in verschiedenen Richtungen denselben Wert, viel weniger noch bei einem ungleichartigen Mauerkörper in Lager und Stoßfuge.

δ) Unstimmigkeit der Druckfigur.

In seiner Darstellung der Lastverteilung auf Stützmauer und Bogenring ist eine Unstimmigkeit. Die Druckfigur in Abb. 137 ist größer als der dreieckförmige Wasserdruk  $\frac{h_0^2}{2}$ . Wo soll das außerhalb der Darstellung des letzteren gelegene schraffierte Druckdreieck auf die Krone wirkend herkommen?

Die Unstimmigkeit der Belastungsfigur geht ferner aus folgender Überlegung hervor: Die elastischen Verkürzungen der Bogenringe sollen den Ringspannungen proportional sein.

Die Wirkung der Ringspannung — die Verkürzung  $\Delta l = \frac{Sl}{EF}$  — ist in der Krone am größten, folglich muß auch die Ursache — die Ringspannung  $S = qr$  —

also auch  $q$ , die übertragene Belastung, daselbst ihren Höchstwert erreichen (die tatsächliche Wasserlast ist  $= 0$ ).

Wenn die Krone eine endliche Breite  $d$  besitzt, so wird die Durchbiegung etwas abgeschwächt und die Einheitsspannung  $\frac{S}{d}$  behält einen endlichen Wert.

Läuft die Krone in eine Spitze aus, so wird dadurch weder  $S$  noch  $q$  gleich Null, sondern beide erreichen ebenso wie die Durchbiegung und Zusammendrückung ihren Größtwert. Da der Mauerquerschnitt auf  $= 0$  ausläuft, der Widerstand  $= 0$  wird, muß die Einheitsspannung  $\frac{S}{0} = \infty$  werden, dem widerspricht die Gl. 33

$$(33) \quad q = \frac{4 f e b_0 E (h_0 - h) h}{s r h_0^2 l}$$

welche für  $h = 0$  ergibt  $q = 0$ .

Lieckfeldt gleitet über diesen Widerspruch hinweg, indem er die endliche Kronenbreite  $d$  annimmt. Die Lastverteilung müßte also einem anderen Gesetze folgen als dem der Gl. 26, 27 u. 33, wenn die Beziehungen zwischen elastischer Zusammendrückung und Ringspannung so innig sind, wie Lieckfeldt annimmt. Tatsächlich werden Lasten und Spannungen von den unnachgiebigen schwerlich auf die nachgiebigen Ringe übertragen, sondern umgekehrt.

### c) Anderweitige Auffassung über den Vorgang der elastischen Formänderung.

Denkt man sich das Sperrmurgewölbe wie ein Brückengewölbe (Abb. 138) aufrecht gestellt und, da die Lasten senkrecht zur Stirnfläche aufgenommen werden, gewichtlos, so wird die zentrisch angreifende dreieckförmige Wasserlast in

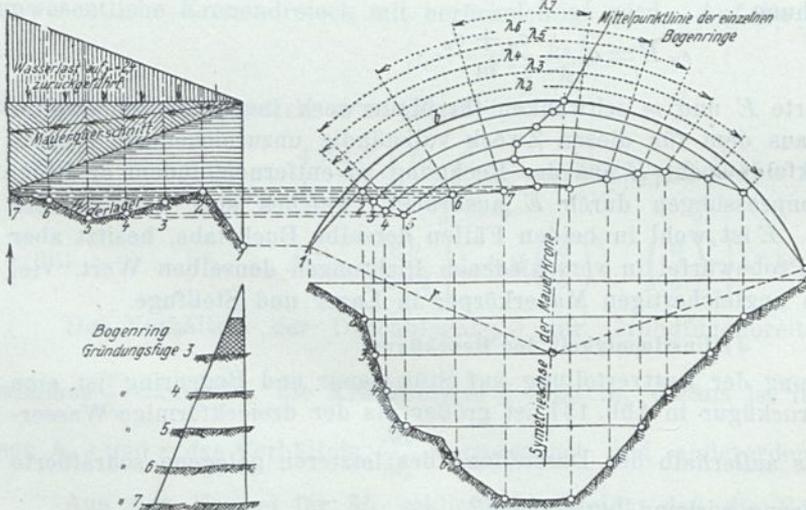


Abb. 138. Die Sperrmauer in Gewölbestellung.

dem gesamten dreieckförmigen Gewölbequerschnitt (Mauerquerschnitt) die gleiche Ringspannung  $\sigma_g = \frac{r h}{b}$  hervorbringen: das Verhältnis  $\frac{h}{b}$

ist im Dreieck konstant. Folglich besitzt die Längseinheit  $l$  des Bogenringes auf die ganze Mauerhöhe dasselbe Verlängerungsverhältnis  $\frac{A l}{l} = \frac{\sigma_g}{E}$ .

Die Mauer biegt sich also im Querschnitt

nicht nach einer Parabel, sondern gleichmäßig und konzentrisch gleichlaufend zur Wasserseite der Querschnittbegrenzung durch.

An diesem Verhältnis wird nichts geändert, wenn die einzelnen Bogenringe in fester Verbindung stehen oder senkrecht zu den Stirnflächen von beiden Seiten durch

zentrische oder exzentrische Kräfte, welche von der Krone aus zunehmen (Mauergewichte), zusammengepreßt und am Abklappen verhindert werden. Erst wenn, wie es in der Gründungsfuge geschieht, eine der Durchbiegungsrichtung entgegengerichtete Kraft auftritt, welche die Durchbiegung des untersten Bogenringes vollständig verhindert, wird den gleichmäßigen Durchbiegungen ein nach der Krone abnehmender Widerstand geleistet.

Im Querschnitt (Abb. 138, Kragträger) gesehen, braucht die durch das Gründungsfugenaufleger bewirkte Verschiebung der Bogenringe gegeneinander, welche in der Krone wenige Zentimeter beträgt, nicht notwendigerweise eine Verlängerung der wasserseitigen und eine Verkürzung der luftseitigen Querschnittbegrenzung zu veranlassen, die Stelle der schärfsten Krümmung des Mauerquerschnitts — schärfster Verschiebung der Bogenringe — wird um so tiefer liegen, je höher, schwächer und elastischer die Mauer nach unten ist und die Durchbiegung der einzelnen Ringe je gleichmäßiger, und ungestörter, je weniger die an und für sich gleichmäßige Ringdurchbiegung durch das Auflager in der Gründungsfuge die Auflast und die Starrheit der unteren Ringe gestört wird. Da die Auflast nach der Wasserseite zu exzentrisch wirkt, ist ein Abklappen der Ringe — Öffnung wasserseitiger wagerechter Fugen — vollständig ausgeschlossen.

Vgl. dagegen Abb. 121, 122 u. 124 a des Constant angle type.

Abgesehen von der Unterstützung der Grundfläche und der Dreieckform des Querschnitts geben Schleusenstemmtore, deren Drempel keinen ganz dichten Schluß und nur weiter oben, nach Durchbiegung, ein Gegeneinanderstemmen gestattet, ein nicht ganz zutreffendes Bild von der Wirkung der Kräfte (Abb. 139) sowie auch der Ausdehnungs- und Konstruktionsfugen (vgl. Abb. 124 b).

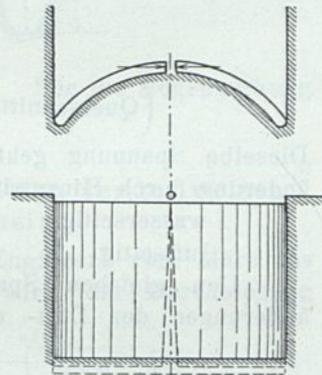


Abb. 139.  
Drempelaufleger.

Wie die Bogenringe, so sind auch die Stützmauerquerschnitte in ihren Bewegungen nicht unabhängig voneinander. Die abnehmende Höhe der Nachbarquerschnitte und deren Auflager werden sie in ihrer Verschiebung gegeneinander hindern. Derselbe Bogenring liegt in ganz verschiedenen Mauerhöhen, von der Gründungsfuge an gemessen (Abb. 138), und die größten Durchbiegungen der Ringmitten fallen nur ganz ausnahmsweise (symmetrischer Talquerschnitt) in denselben senkrechten Mauerquerschnitt (Abb. 138).

Man kann sich den Mauerquerschnitt durch senkrechte Fugen und damit die ganze Mauer in Schalen zerlegt denken. Ein Zusammenpressen dieser Schalen in der Wasserdruckrichtung würde eine Durchbiegung, Verkürzung der Bogenlängen und das Auftreten von Ringspannungen ermöglichen.

Eine räumliche Vorstellung des Sperrmauerkörpers gewinnt man durch eine kreisförmig gebogene Apfelsinenschnitte. Die Kräfteverteilung in einem so gestalteten Körper, ungleichmäßig zusammengesetzt, durchfeuchtet und durchwärmt, am breiten Rande verschieden tief und fest eingespannt, mit nach allen Richtungen hin ungleichmäßigen Abmessungen, Auflagerdrücken, Lasten, inneren Beanspruchungen und Formänderungen läßt sich nur in ganz groben Zügen darstellen.

Einige Versuche, mit Hilfe der elastischen Durchbiegung eine Lösung zu finden, mögen angeführt werden.

d) Die Bachmannsche Berechnung.

Bachmann berechnet im Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 10 die Verschiebung des Stützmauerquerschnitts in ganz ähnlicher Weise wie später Lieckfeldt.

Im Gegensatz zu diesem nimmt er indessen ebenso wie ich an, daß die Ringspannung der Stützmauer einen geradlinig begrenzten Teil des Wasserdruckdreiecks  $\frac{h^2}{2}$  von der Basisbreite  $xh$  und der Höhe  $h$  abnimmt (Abb. 140).

Im Mauerquerschnitt von der Fugenbreite  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma}}$  ist die Pressung bei leerem Becken wasserseitig  $= \gamma h$  und luftseitig  $= 0$ . Bei vollem Becken tritt durch das Entlastungsmoment, dargestellt durch das Wasserdruckdreieck  $\frac{xh^2}{2}$  am Hebelarm  $\frac{h}{3}$ , zu der sonst wasserseitigen Kantenpressung  $= 0$  eine Belastungsspannung hinzu von der Größe:

$$\frac{\frac{xh^3}{6}}{\frac{b^2}{6}} = \frac{\frac{xh^3}{6}}{\frac{h^2}{6\gamma}} = xh\gamma$$

(Querschnittiefe  $= 1$  gerechnet, Widerstandsmoment  $= \frac{b^2}{6}$ )

Dieselbe Spannung geht von der luftseitigen Kantenpressung ab. Die Spannungsänderung durch Hinzutritt der Wasserlast ist daher

wasserseitig  $\gamma h - \gamma h - x\gamma h = -x\gamma h$   
 luftseitig  $0 + x\gamma h = +x\gamma h$ .

Den gleichen Spannungsänderungen entsprechen gleiche senkrechte Längenänderungen der Luft- und Wasserseite

$$\Delta h = \frac{x\gamma h}{2} \cdot h.$$

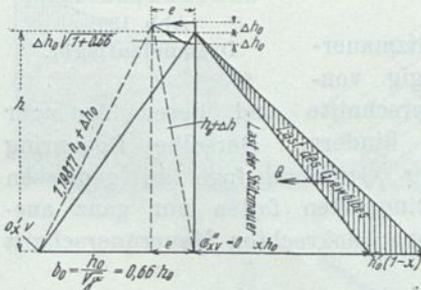


Abb. 140.  
Belastungsfigur nach Bachmann.

Dieser Wert ist auch für die in der Schräge der Luftseite

$$c = \sqrt{h^2 + \frac{h^2}{\gamma}} = h \sqrt{1 + \frac{1}{\gamma^2}} = 1,9817 h$$

zu messende Verlängerung  $\Delta c$  überschläglich angenommen.

Für  $\gamma = 2,3$  erfolgt daraus (ähnlich wie bei Lieckfeldt)

$$(h + \Delta h)^2 - e^2 = (1,9817 h + \Delta h)^2 - (0,66 h - e)^2$$

die wagerechte Verschiebung der Mauerspitze

$$e = \frac{7,646 x h^2}{2 E}$$

Für die Durchbiegung der Mauerkrone wird die ganze Mauer als einheitliches Gewölbe mit gleichmäßig verteilter Gesamtringspannung  $S$  aufgefaßt:

$$S = Q r = h_0 (1 - x) \frac{h_0}{2} \cdot r.$$

Es wird also weder auf die verschiedenen Längen der einzelnen Bogenringe noch auf die dadurch hervorbrachte anderweitige Verteilung der Ringspannungen und der diese erzeugenden Lasten Rücksicht genommen,  $F$  = Gesamtmauerquerschnitt. Danach ist

$$\Delta l = \frac{S l}{E F} = h (1 - x) \frac{h}{2} \cdot r \cdot \frac{l}{E F}$$

Die Überschlagsformel für die Bogenlänge  $l$ , ausgedrückt durch Sehnenlänge  $s$  und Pfeilhöhe  $f$ , setzt Bachmann

$$l = s \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{2f}{s} \right)^2 \right]$$

durch Differentiation nach  $dl$

$$df = \frac{3}{16} \cdot \frac{s}{f} \cdot \Delta l = e.$$

Ersetzt man hierin  $\Delta l$  durch seinen oben entwickelten Wert, so erhält man, durch die Verkürzung des Bogens ausgedrückt,

$$e = \frac{3}{16} \cdot \frac{s}{f} (1-x) \frac{h^2}{2} \cdot r \cdot \frac{l}{EF}$$

Dieses  $e$  ist gleich dem aus der Stützmaerdurchbiegung entwickelten. Aus beiden Gleichungen ergibt sich  $x$ , der Anteil des von der Stützmauer aufgenommenen Wasserdruckdreiecks, wie vorauszusehen, als beinahe = 1. Für die Bogenwirkung bleibt bei einem Schwerkraftsquerchnitt nichts übrig.

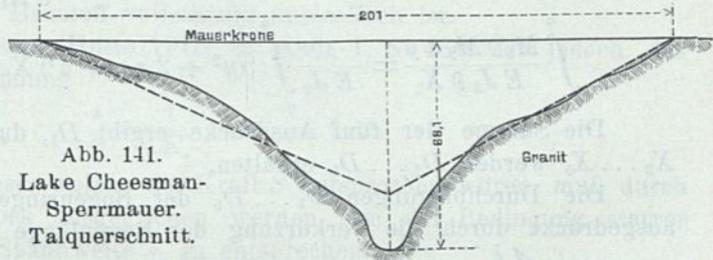


Abb. 141.  
Lake Cheesman-  
Sperrmauer.  
Talquerschnitt.

e) Die Berechnung nach dem Castiglianoschen Satz von der teilweisen Abgeleiteten der Formänderungsarbeit.

In den Proceedings of the American Society of Civil Engineers vom März bis September 1904 und den Transactions, Dezember 1904, wird die Durchbiegung der Stützmauer berechnet mit Hilfe des Castiglianoschen Satzes: Die Verschiebung des Angriffspunktes  $D_n$  einer Last  $X$  im Sinne von  $X$  ist gleich der nach  $X$  gebildeten teilweisen Abgeleiteten der Formänderungsarbeit  $A$ .

Die untersuchte Lake Cheesman-Sperrmauer hat tatsächlich einen einigermaßen dreieckförmigen, aber nicht symmetrischen Talquerschnitt. Es ist vernachlässigt, daß die größten Durchbiegungen der einzelnen Bogenringe  $D$  nicht in denselben senkrechten Stützmauerquerschnitt fallen (Abb. 138).

Der letztere ist in fünf gleiche Teilhöhen  $a$  mit den fünf als Einzelkräfte in  $\frac{a}{2}$  angreifenden unbekanntem Wasserdrücken  $X_1 \dots X_5$  belastet eingeteilt. Auf die Höhe  $a$  werden die Trägheitsmomente  $J_1 \dots J_5$  als Mittelwerte konstant angenommen:  $y$  ist die veränderliche Teilhöhe. Es ist dann (Abb. 141a)

$$D_n = \int_0^H \frac{M \partial M \partial y}{E J \partial X_1}$$

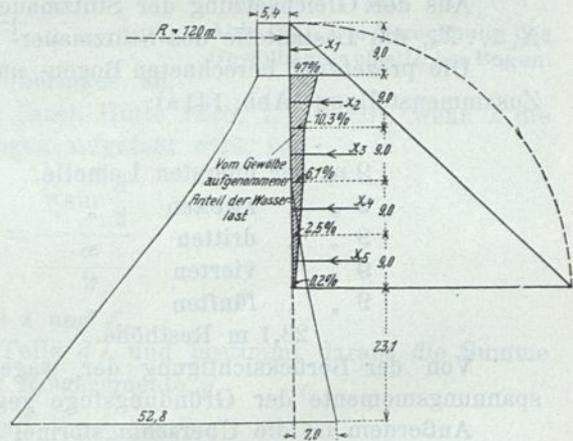


Abb. 141 a. Lake Cheesman-Sperrmauer.  
Denver, Colorado.

Belastungsfigur des Bogens (schraffiert).

Das Moment  $M_1$  der obersten Kraft  $X_1$ , bezogen auf den Angriffspunkt der darunter angreifenden Kraft  $X_2$ , ist

$$M_1 = X_1 y; \quad \frac{\partial M_1}{\partial X_1} = y$$

$$\int_0^a \frac{M_1 \partial M_1}{E J_1 \partial X_1} dy = \frac{1}{E J_1} \int_0^a X_1 y^2 dy$$

$$M_2 = (y + a) X_1 + y X_2; \quad \frac{\partial M_2}{\partial X_1} = y + a$$

$$\int_0^a \frac{M_2 \partial M_2}{E J_2 \partial X_1} dy = \frac{1}{E J_2} \int_0^a [(y^2 + 2 a y + a^2) X_1 + (y^2 + a y) X_2] dy \text{ usw.}$$

Die Summe der fünf Ausdrücke ergibt  $D_1$ , durch teilweise Differentiation nach  $X_2 \dots X_5$  werden  $D_2 \dots D_5$  erhalten.

Die Durchbiegungen  $D_1 \dots D_5$  der Bogenringe in der Symmetrieebene sollen, ausgedrückt durch die Verkürzung der Bogenlänge  $\Delta \lambda$  nach einer Übergangsformel, sein:  $D = \frac{\Delta \lambda}{2} \cdot \text{ctg } \alpha$ , wobei  $\alpha =$  dem vierten Teil des Zentriwinkels des Bogenringes.

Die Kraft, welche diese Verkürzung des Bogenringes von der Länge  $\lambda$  hervorruft, ist der volle Wasserdruck auf die Bogenringfläche  $H_n$  weniger dem von der Stützmauer aufgenommenen Anteil  $X_n$ , sie äußert sich in einer Ringspannung  $S = r (H_n - X_n)$ .

$$\text{Die Verkürzung ist } \Delta \lambda = \frac{r (H_n - X_n) \lambda}{E F},$$

also

$$D_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{r (H_n - X_n) \lambda}{E F} \cdot \text{ctg } \alpha.$$

Aus der Gleichsetzung der Stützmauer- und Bogenringdurchbiegungen lassen sich  $X_1 \dots X_5$ , die Lastanteile des Stützmauer- und Bogenringwiderstandes, ermitteln.

Die prozentual berechneten Bogen- und Stützmauerwiderstände zeigt nachstehende Zusammenstellung (Abb. 141a):

	Anteil des Bogens	Anteil der Stützmauer
9 m der obersten Lamelle	47,4 %	52,6 %
9 " " zweiten "	10,3 "	89,7 "
9 " " dritten "	6,1 "	93,9 "
9 " " vierten "	2,5 "	97,5 "
9 " " fünften "	0,2 "	99,8 "

23,1 m Resthöhe.

Von der Berücksichtigung der wagerechten Auflagerwiderstände und der Spannungsmomente der Gründungsfuge gegen die Formänderungsarbeit ist abgesehen.

Außerdem ist die Überschlagsformel für das Verhältnis

$$\frac{D}{\Delta \lambda} = \frac{\text{ctg } \alpha}{2}$$

sehr ungenau, wie man sich leicht durch Annahme eines Zahlenwertes für  $\Delta \lambda$  oder  $D$  und Durchführung der genauen Rechnung überzeugen kann.

Neben den von Bachmann und Lieckfeldt angegebenen Überschlagsformeln gibt Professor Rothe, Charlottenburg, eine solche an, welche die Durchbiegung durch den vierten Teil des Zentriwinkels  $4 \alpha$  ausdrückt:

$$D = \frac{\Delta \lambda}{2} \cdot \frac{\text{tg } \alpha}{1 - 2 \alpha \text{ ctg } 2 \alpha}.$$

Untersuchungen von zwei Dreiecksquerschnitten für die Wachusettmauer von gleicher Höhe (54 m) zeigten, daß ihre schlankere (21,6 m Grundfugenbreite  $b$ ) und schärfer gekrümmte ( $R=78$  m) Form eine erheblich größere und tiefer reichende Anteilnahme des Gewölbewiderstandes zur Folge hatte als die stärkere ( $b=29,6$  m) und flachere ( $R=120$  m) der Lake Cheesman gestattete.

### 5. Berechnung des elastischen Bogens<sup>1)</sup> (Abb. 142).

Die aus der Ringspannung abgeleitete Auflagerreaktion würde gleich dieser, nämlich  $S=qh$  sein, wenn der Baustoff vollständig unelastisch ist.

Nach dem Hookeschen Gesetz (Hütte 1915, 22. Aufl., I, S. 481) ist jedoch das Verhältnis von Dehnung zu Spannung

$$\frac{\varepsilon}{\sigma} = \frac{1}{E}.$$

Die Verkürzung der Gewölbeachse, welche der Kraft  $S$  entsprechen würde, muß durch eine Formänderung des Gewölbes ausgeglichen werden, um der Bedingung starrer Widerlager, also unveränderter Spannweite  $s$ , zu entsprechen.

Der Formänderung entspricht ein Zusatzauflegerdruck  $H_e$ , der um so größere Spannungen ergibt, je größeren Widerstand das Gewölbe gegen die Formänderungen leistet — je unelastischer es ist, je größer das Trägheitsmoment und je kleiner der Zentriwinkel des Gewölbequerschnitts.

Aus den drei Bedingungen für die Unverschieblichkeit des Kämpferquerschnitts findet Mörsch

$$H_e = \frac{S \cdot s}{\frac{12}{b^2} \int y^2 d\lambda + \frac{s}{2r} (r-f) + \frac{\lambda}{2}}.$$

$H_e$  greift im Schwerpunkt des Gewölberinges an, dessen Abstand  $OM$  vom Kreismittelpunkt (nach Hütte 1915, I, S. 165), wenn  $\lambda$  die Bogenschwerpunktslänge als materieller Bogen aufgefaßt wird, ist:

$$OM = \frac{rs}{\lambda} = \frac{r \sin \frac{\alpha}{2}}{\frac{\alpha}{2}},$$

$r$  und  $s$  oder  $r$  und  $\alpha$  sind gegeben, daraus  $\lambda$  und  $f$ .

Man teilt  $\lambda$  in eine Anzahl gleicher Teile  $d\lambda$  und bestimmt daraus die Summe der Quadrate der Schwerpunktabstände der Ringsegmente  $y$

$$\int y^2 = 2(y_1^2 + y_2^2 + y_3^2 + y_4^2).$$

Als Temperatureinfluß kommt nur eine Abkühlung gegen die Herstellungstemperatur in Frage, welche zu etwa  $16^\circ$  zu schätzen ist. Für Schwinden kann man eine weitere Abkühlung von  $20^\circ$  annehmen, zusammen  $=t$ ;  $J = \frac{b^3}{12}$ ;  $F = b \cdot 1,0$ .

Bedeutet  $E_b$  den Elastizitätsmodul für Beton ( $=150000$ ),  $\omega$  den Wärmeausdehnungsbeiwert für Beton ( $=0,00001$ ), so ist der Temperaturhorizontalschub

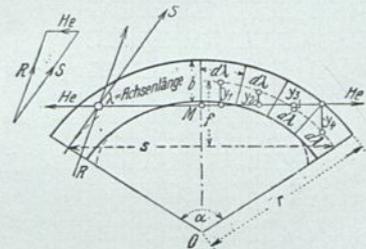


Abb. 142. Die Berechnung des Gewölbes als elastischer Bogen.

<sup>1)</sup> Vgl. Hdb. f. Eisenbetonbau 3. Aufl. Bd. IV, S. 293. Berlin 1926, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Beton-Kalender 1927, Teil II, S. 336 u. 337. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. — Schweiz. Bauztg. 1906, Nr. 7 u. 8. 1907 Erste Jahreshälfte.

$$H_t = \frac{\varepsilon \omega t \cdot s}{\int \frac{\lambda}{J} y^2 + \Sigma \left( \frac{\lambda}{F} \right)} = \frac{\varepsilon \omega t \cdot s}{\frac{12}{b^3} \int y^2 d\lambda + \frac{\lambda}{b}} = \frac{\varepsilon \omega t s b}{\frac{12}{b^2} \int y^2 \cdot d\lambda + \lambda}$$

Eine Verstärkung des Gewölbes am Kämpfer (punktiert), um  $R$  der neutralen Achse zu nähern, hat sich bei ausgeführten Gewölbesperren nicht als erforderlich erwiesen. Eine genauere Berechnung des eingespannten elastischen Bogens ist für die Vöhrenbachsperre gezeigt.

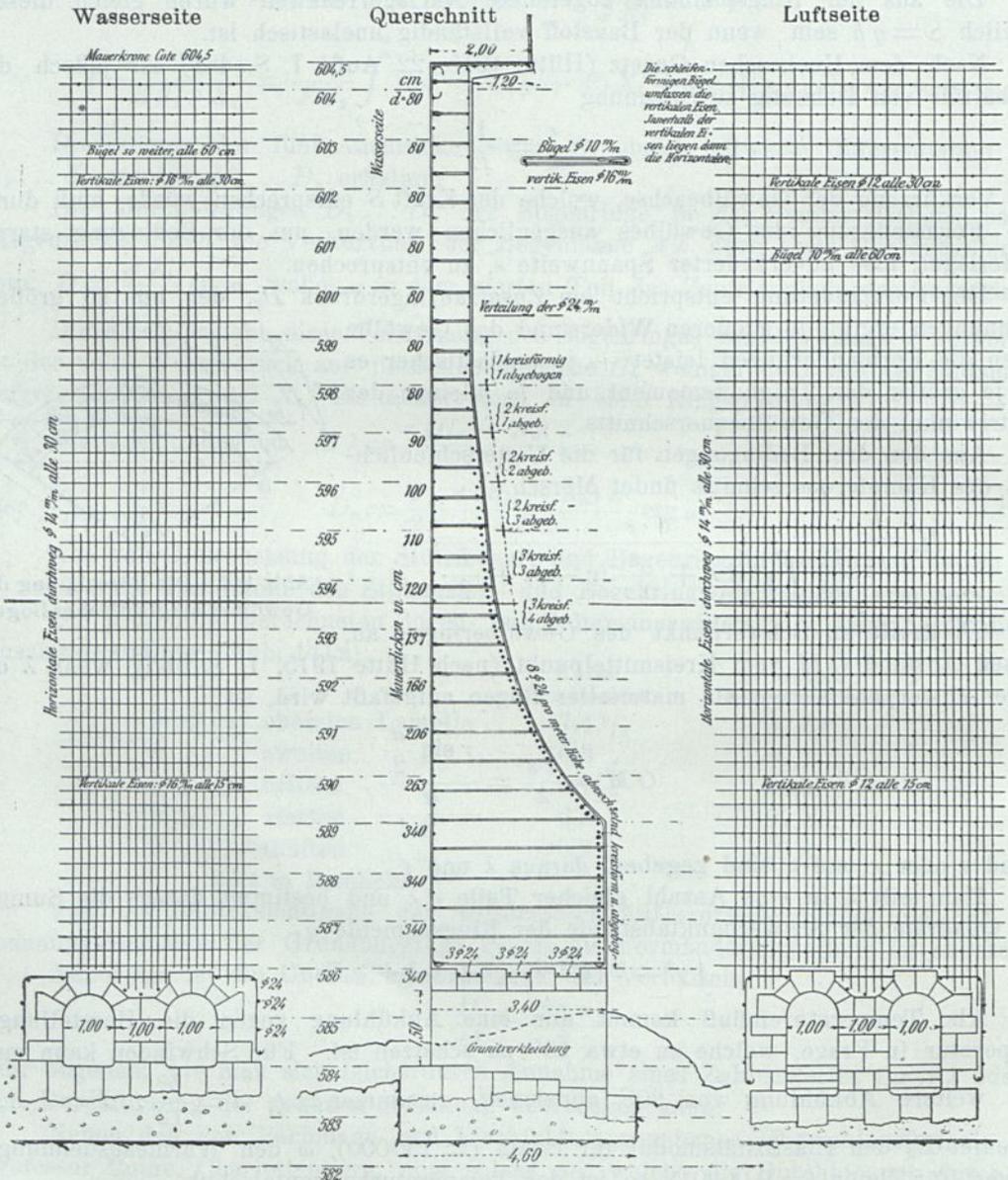


Abb. 143. Entwurf einer Bogentalsperre für 27 m oberer Talweite in dem Kanton St. Gallen nach Mörsch.

Je nachdem die Mauer mehr auf Bogen- oder auf Stützmauerwirkung bewehrt wird, leistet sie in der einen oder andern Weise mehr Widerstand.

## 6. Die Bewehrung von Gewölbesperren.

(Entwurf von Mörsch Abb. 143, Six mile Creek Abb. 144 bis 144b.)

In Beton u. Eisen 1915, S. 118, ist am Beispiel der Halligan-Sperrmauer gezeigt, daß die senkrechte Bewehrung rechnergemäß eine unerwünschte Steigerung des Stützmauerwiderstandes zur Folge hat.

Die Hauptbedeutung der Bewehrung scheint mir, außer im Zusammenhalt der ganzen Mauer, in der Übertragung der Einspannungsmomente und Scherkräfte, welche in der Gründungsfuge und in den Talhängen entstehen, zu liegen.

Zu dem Zwecke ist wasserseitig an den Hängen die wagerechte Bewehrung, die senkrechte in der Gründungssohle zu betonen. Außerdem

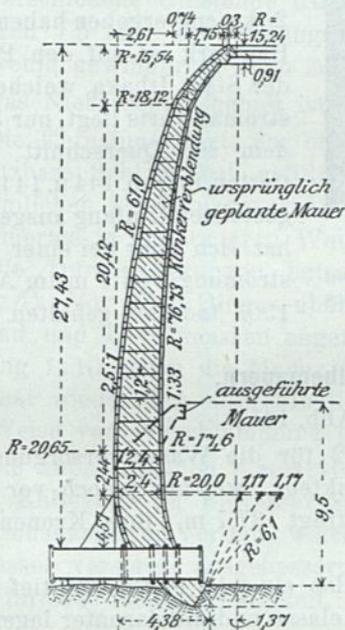


Abb. 144. Six mile Creek.  
Querschnitt.

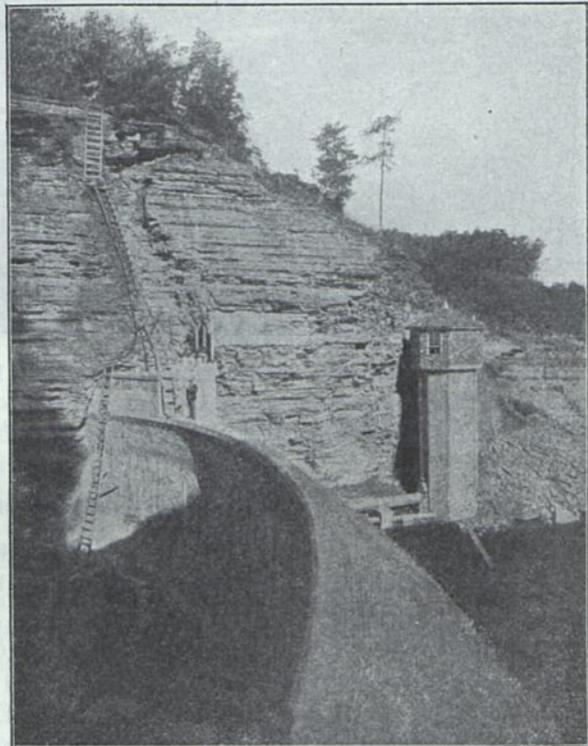


Abb. 144a. Six mile Creek-Mauer nach Vollendung  
bis zur jetzigen Höhe.

ist noch eine wagerechte Bewehrung der Luftseite in den verhältnismäßig von den senkrechten und wagerechten Auflagern wenig beeinflussten mittleren Teilen der Mauer angebracht.

Ich denke mir eine Kragträgerwirkung am ganzen Einspannungsrande des Talquerschnitts. Dieser Empfindung entspricht auch der Mörschsche Entwurf (Abb. 143 Hdb. f. Eisenbetonbau IV, S. 259),<sup>1)</sup> welcher nach Abschnitt 5 berechnet ist.<sup>2)</sup> Die wagerechte luftseitige Bewehrung ist nach den Kämpfern zu wasserseitig abgebogen. Luft- und wasserseitiges Netz sind durch Bügel verbunden.

Eine schalenförmige Eisenbetonbauweise<sup>3)</sup> zeigt der Abschluß des Six mile Creek, einer Felsschlucht von 30 m Weite mit fast senkrechten Talwänden (Abb. 144 bis

<sup>1)</sup> Die Bauweise der Entnahme ist unvorteilhaft und sollte aus Eisenrohren in Eisenbeton bestehen. Ebenso ist die Bewehrung im Felsen zu verankern.

<sup>2)</sup>  $s = 27$  m;  $r$  vermutlich nach Abschnitt 2 d 14,8 m.

<sup>3)</sup> Engin. Record 1904, Bd. 51, S. 469.

144b). Der untere scharf gebogene und wasserseitig unterschrittene Schalenrand bildet ein gelenkiges Auflager gegen den Wasserdruck, welches die Gewölbewirkung an dieser Stelle zugunsten eines dichten Schlusses der Fuge aufhebt. Der Auftrieb auf die Projektion

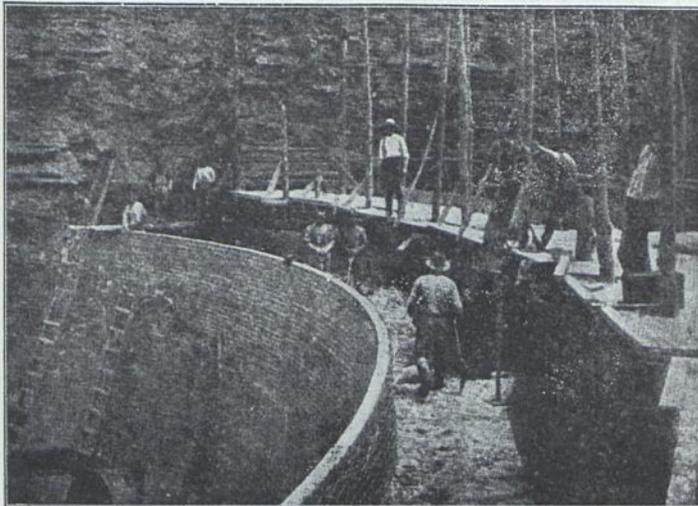


Abb. 144b. Six mile Creek Sperre für die Stadt Ithaka. Die  $\frac{1}{2}$  Stein starke Verblendung aus glasierten Klinkern wird als Schalung für den Betonkörper benutzt. Bewehrter Beton 1 Zement, 2 Sand, 4 Kies und Steine von 2,5 bis 10 cm sowie Steineinlagen.

der wasserseitigen Querschnittsbegrenzung (4,38 m Abb. 144) scheint mir unbedenklich. In demselben Sinne wie dieser wird die Eigenlast die Krümmung „biegend“ vermehren, wenn nicht die luftseitigen „Sporen“ auskragend das verhindern. Der größte Gewölbdruck soll sich zu  $20 \text{ kg/cm}^2$  ergeben haben. Das Bauwerk ist auf den Protest der Stadt Ithaka, welche 3 km stromabwärts liegt, nur bis zu dem im Querschnitt punktierten, in Abb. 144 u. 144a dargestellten Umfang ausgeführt, hat sich aber bei einer Überströmung von 1 m im August 1903 tadellos gehalten.

### 7. Ältere Beispiele reiner Gewölbemauern.

#### a) Die Zola-Sperrmauer (Abb. 145).

Die Mauer wurde in den Jahren 1843 bis 1852 für die Wasserversorgung von Aix entworfen und erbaut und nach ihrem Konstrukteur, welcher jedoch vor ihrer Vollendung starb, benannt. Ihre größte Höhe beträgt 37,7 m, ihre Kronenlänge 63,5 m, die Länge im Fundament nur 7,0 m.

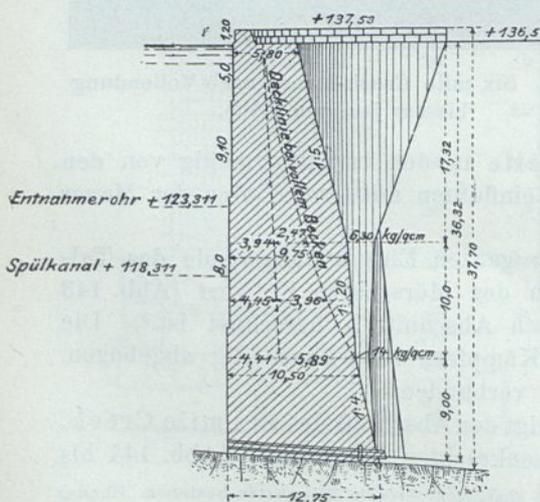


Abb. 145. Die Zolasperre. Querschnitt. 48,19 m Kronenhalbmesser.

Es ist also ein sehr enges und tief in die miozänische Melasse und die darunter lagernden Konglomerate eingeschnittenes Tal, welches durch eine gewölbartige Mauer von 48,19 m Halbmesser abgeschlossen wird.

Die Mauer besteht aus Bruchsteinen mit Werksteinverblendung.

Als Stützmauer, unter Annahme eines Raumgewichts von 2,2 berechnet, würde die Schlußkraft in der Grundfuge 3,5 m aus dem unter Wasserdruck stehenden Mauerquerschnitt herausfallen.

In Tiefen von 17,32 bzw. 22,32 m unter der Krone entstanden Druckspannungen von 6,3 bzw. 14  $\text{kg/cm}^2$  luftseitig, wasserseitig Zugspannungen, wenn nicht die Gewölbewirkung dies verhinderte.

Das Konglomerat in der Gründungsfläche hatte ein kalkiges Bindemittel und erwies sich daselbst fest und unzersetzt.

Die Entnahme erfolgt durch ein gußeisernes Rohr 13,5 m unter Mauerkrone und wird von letzterer aus mittels Schieberverschlusses wasserseitig geregelt. 5 m tiefer, beinahe senkrecht unterhalb des Entnahmerohrs, durchdringt ein zweites gußeisernes Rohr von 50 cm Durchm. die Mauer, wahrscheinlich um die Verschlammlung des oberen zu verhindern. Ein Spülkanal in Talsohlenhöhe hat den gleichen Zweck.

Derselbe darf aber wegen eines unmittelbar unterhalb liegenden, im Privatbesitz des Generals Gallifet befindlichen zweiten Beckens nicht benutzt werden.

Ein Überlauf am rechten Ufer von 8 m Breite liegt 1 m unter der wasserseitigen Brüstungsmauer 136,5 m über dem Meeresspiegel. Er ist ebenso wie der Absturzkanal in den Felsen eingearbeitet.

Verschiedene Umstände trugen dazu bei, die 400 000 Mark, welche die Talsperre mit ihren 1,5 Mill. m<sup>3</sup> Fassungsraum einschließlich Ableitungskanal gekostet hat, zu einer wenig gewinnbringenden Anlage zu machen.

Das Niederschlagsgebiet ist so klein, daß das Becken selten gefüllt wird.

Die Entnahme liegt, der ohnedies knappen Druckhöhe halber, sehr hoch, so daß die nutzbare Schicht bei gefülltem Becken nur 13,7 m Tiefe besitzt. Infolge der eigentümlichen Schichtungsverhältnisse gelangt das Sperrenwasser durch die Klüfte des Konglomerats in den unteren Weiher.

Die Durchsickerungen betragen 10 bis 30 Sek./l, ebensoviel wie die Abgabe (20 Sek./l). Vor allen Dingen aber hat der bei Hochwasser reißende Bach das Becken mit Sand und Geröllmassen angefüllt, welche sich mit einer Böschung 1:10 gegen die Mauer gelagert haben. Den Vorteil davon hat wieder das unterhalb liegende Becken, welches auf diese Weise vor Verschlammlung geschützt ist.

Die unbedeutenden Wasservorräte des Stauweihers dienen einigen Anliegern zu Bewässerungszwecken. Nur wenn der Derivationskanal von Verdun, welcher neuerdings die Stadt Aix mit Wasser versorgt, ausgebessert wird, tritt die Stauweiheranlage für diese Zeit in Tätigkeit.

#### b) Die Staumauer im Rio Grande.

Isthme de Panama. (Abb. 146.)

Die Unternehmung, welcher der Culebra-Einschnitt des Panamakanals zugefallen war, bildete auf beiden Seiten der zu durchschneidenden Höhe provisorische Kanalhaltungen, um durch Naßbagger einen großen Teil des Aushubs zu entfernen und so an Handarbeit und Transportkosten zu sparen.

Die nach dem Stillen Ozean zu liegende Haltung sollte durch den Rio Grande gespeist werden. Dieser Fluß führt aber, entgegen der Verheißung seines Namens, für gewöhnlich nur wenig Wasser — ein Mangel, welchem durch Aufspeicherung der Hochwassermengen vermittels einer Staumauer abgeholfen wurde. Dieselbe liegt in einer Verengung des Flußtales, ungefähr 1200 m von dem Baggerbecken entfernt, und bildet bei 11,6 m Stauhöhe ein Becken von 500 000 m<sup>3</sup> Inhalt. Die Mauer (s. den Querschnitt Abb. 146) ist mit einem Halbmesser von 15 m im Grundriß zwischen die festen Talwände gespannt.

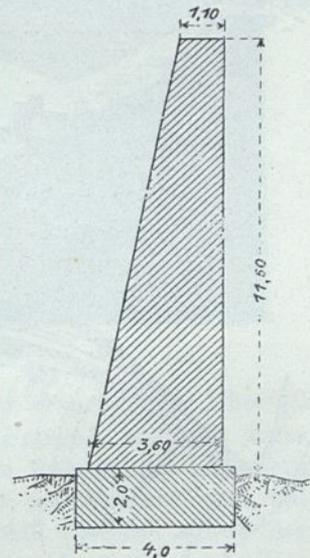


Abb. 146. Staumauer im Rio Grande.

Die Kronenlänge beträgt nur 32,97 m. Zum Fundament, welches in den Felsen eingelassen ist, wurden  $143 \text{ m}^3$  Beton, zur eigentlichen Mauer  $791 \text{ m}^3$  Bruchsteinmauerwerk verwendet.

Trotz der sparsamen Ausführungsweise betragen die Kosten 128 320 Francs = 0,205 Mark für den Kubikmeter Beckeninhalte. Ein Überfall von 6 m Länge und 0,6 m Tiefe unter Krone am linken Ufer genügt für die Abführung des Hochwassers. Eine schmiedeeiserne Rohrleitung von 0,5 m Durchm. durchdringt die Mauer und führt das Wasser dem Baggerbecken zu, wenn der Schieberverschluß geöffnet ist.

Die Mauer, 1888 erbaut, hat sich bis auf einige Durchschwitzungen gut erhalten, trotzdem ihre Widerstandsfähigkeit allein auf der Gewölbewirkung beruht.

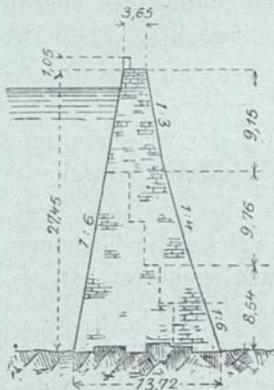


Abb. 147.  
Sweetwatersperre.  
Querschnitt.

c) Sweetwater-Sperre, Kalifornien. (Abb. 147 bis 147 c.)

Der Aufstau des Sweetwaterflusses erfolgte zu Bewässerungszwecken zuerst nur in Höhe von 18,3 m, später von 27,45 m (s. Abb. 147, Querschnitt).

Die Länge der Mauerkrone beträgt 103,6 m, die der Sehne 91,4, der Krümmungshalbmeser 67,66 m. In der Talsohle gemessen ist die Mauer 50,5 m lang.

Das Bruchsteinmauerwerk ( $16\,000 \text{ m}^3$ ) ist in unregelmäßigen Schichten in Portlandzementmörtel 1 : 3, wasserseitig 1 : 2 ausgeführt und besitzt ein Raumgewicht von 2,6.

Die Krone ist wasserseitig durch eine Brüstungsmauer, 1,05 m hoch und 60 cm stark, luftseitig durch ein eisernes Geländer eingefasst.

Der Überfall liegt 1,50 m unter der Krone am rechten Ufer. Er ist 12,20 m lang und durch Mauerpfeiler in acht Abteilungen mit Schützenverschlässen geteilt.

Für die Entnahme ist im Beckeninnern, in 15 m Abstand von der Mauer, ein besonderer Mauerwerkurm von 1,8 m Halb. mit sieben Einlaßöffnungen in verschiedenen Höhenlagen erbaut.

Ein Entnahmerohr von 0,90 m Durchm. und zwei weitere zur Lieferung von Kraftwasser, von 0,35 bzw. 0,45 m Durchm., durchdringen die Mauer und stehen mit dem Turminnern in Verbindung, die Verschlässe derselben sind voneinander unabhängig luftseitig angeordnet.

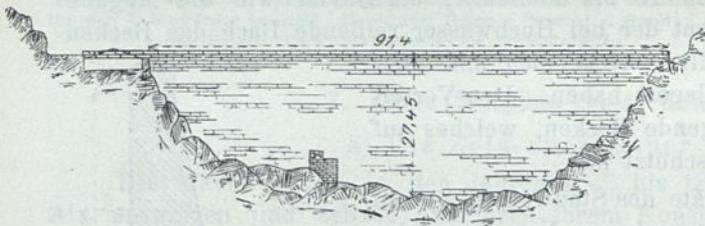


Abb. 147a. Sweetwatersperre. Luftseite.

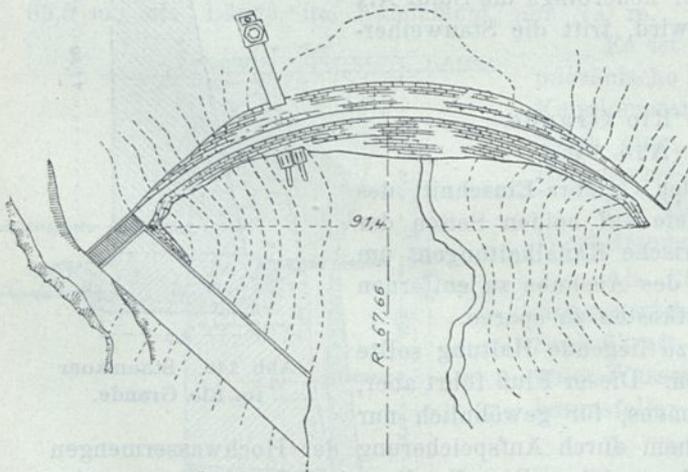


Abb. 147b. Sweetwatersperre. Grundriß.

dem Turminnern in Verbindung, die Verschlässe derselben sind voneinander unabhängig luftseitig angeordnet.

Das Becken hat bei 22 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt 2,95 km<sup>2</sup> Oberfläche. Die Verdunstung ist sehr bedeutend und wird auf 1,22 m Wasserhöhe im Jahre, welche hauptsächlich von Juni bis November verlorengiht, geschätzt. Der Bau ist in den Jahren 1886 bis 1888 vollendet und hat 1 260 000 Francs gekostet.

Die Sweetwatermauer hat ohne eigene Beschädigung 40 Stunden lang eine Überströmung von 55 m Höhe ausgehalten. Dagegen wurden die Entnahmeleitungen am Fuße der Mauer zerstört. Die Brüstungsmauer ist daher bis auf 60 m Länge, wo das

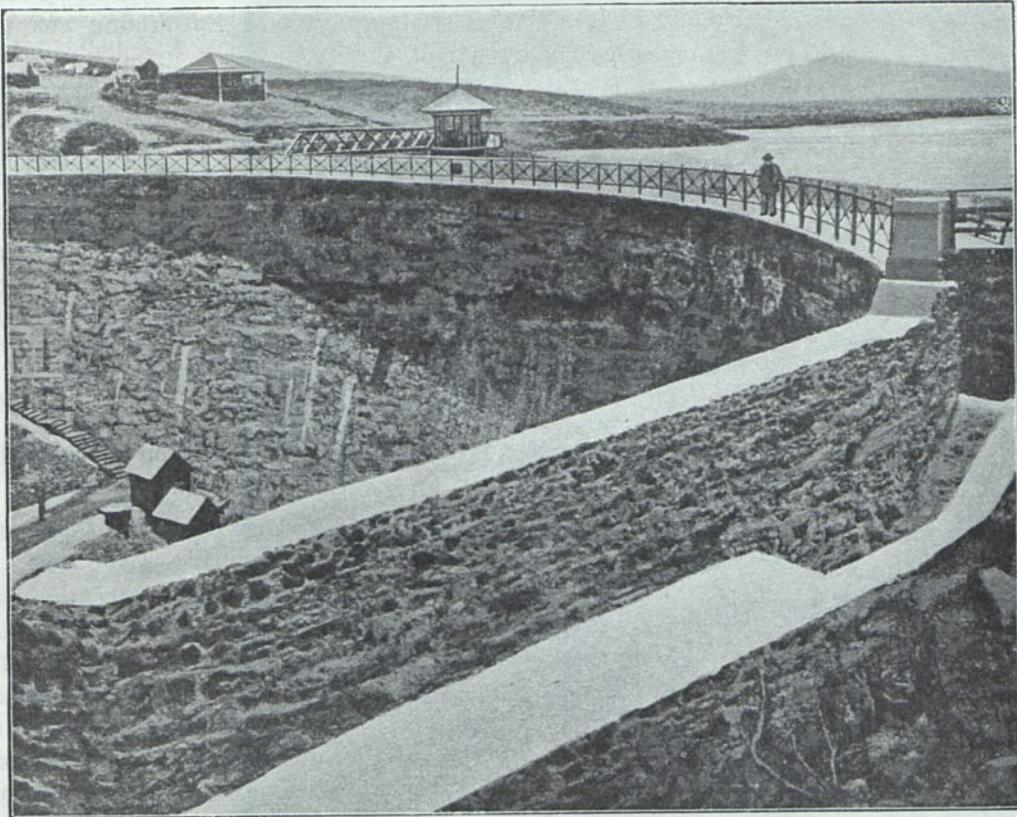


Abb. 147c. Sweetwatersperre.

Überfallwasser keinen Schaden anrichtet, um 0,60 m erhöht, der ursprüngliche Überfall um vier Felder je 1,50 m erweitert. Ein zur Senkung des Spiegels während eines Rechtsstreits benutzter Stollen 2,44 · 3,66 ist durch Einbau von Rohren und Schiebern zur Entlastung herangezogen. Das vorhandene Entnahmerohr ist erneuert und mit Halsbändern versehen in den Untergrund eingebettet. Unterhalb Überfall wurde der Fels durch eine mit Schienen bewehrte Betondecke geschützt und ein Wasserpolster durch eine konzentrische Betonmauer von 4,5 m größter Höhe 15 m unterhalb der Sperrmauer geschaffen. Wegmann 1922, S. 139.

#### d) Bearvalley-Sperre (Abb. 148 bis 148c).

Die Mauer ist auf Granitfels gegründet und besteht aus demselben Material in Portlandzementmörtel, verblendet mit Werksteinen von 0,9 bis 1,7 m Länge und 0,60 m Stärke. Die Sehnenlänge ist 73,2 m, der Halbmesser 91,5 m, der Zentriwinkel 47°.

Der Überlauf von 6 m Breite liegt 2,60 m unter Mauerkrone in einem in den Felsen des linken Talhanges eingearbeiteten Kanal.

Das durch die Mauer geführte Entnahmerohr von 1 m Durchm. wird durch einen Schieber mit Zahnstangenvorgelege verschlossen. Die anfängliche Durchlässigkeit der Mauer ist später verschwunden.

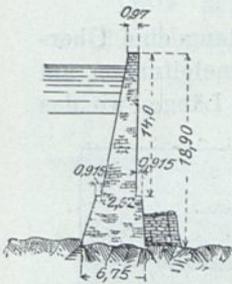


Abb. 148.  
Bearvalleysperre.  
Querschnitt.

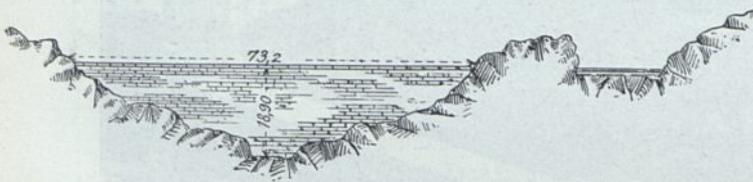


Abb. 148a. Bearvalleysperre. Luftseite.

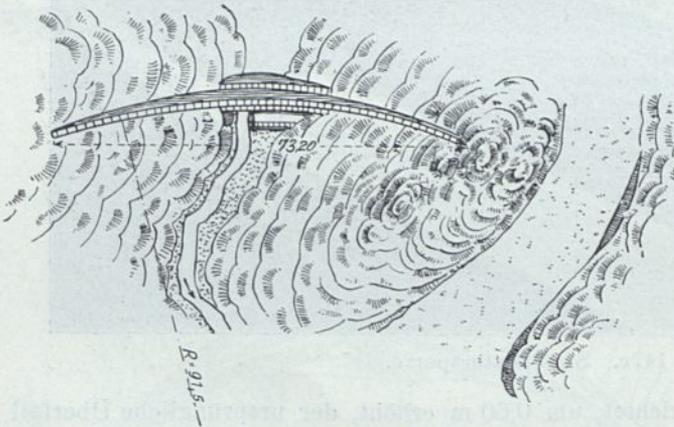


Abb. 148b. Bearvalleysperre. Grundriß.

Die Beckenoberfläche beträgt bei einem Inhalt von 50 Mill. m<sup>3</sup> 8,5 km<sup>2</sup>, das Niederschlagsgebiet (im Durchschnitt 1900 m über Meeresspiegel) 112 km<sup>2</sup>. Die Kosten beliefen sich nur auf 400 000 Francs, trotzdem ein Teil der Baumaterialien auf eine Entfernung von über 160 km hergeschafft werden mußte.

Die Mauer ist 1910/11 durch eine aufgelöste Mauer 60 m flußabwärts ersetzt, weil sie einen zu geringen Sicherheitsgrad besaß. Die neue Mauer besteht aus 11 Pfeilern von 9,75 m Achsabstand und 28 m größter Höhe. Sie haben einen Anzug von  $\frac{1}{4}$ , eine wasserseitig um etwa  $\frac{1}{8}$  geneigte Begrenzung, an der Krone auf 4,27 senkrecht in die Höhe gebogen, luftseitig  $\frac{2}{7}$ . Die Gewölberinge nehmen von 0,305 der Krone um  $\frac{1}{64}$  der Höhe nach unten an Stärke zu. Wegmann 1922, S. 439.

## 8. Beispiele von Kreisgewölbe-Schwerkraftmauern.

a) Die Roosevelt-Mauer, Arizona.<sup>1)</sup> (Abb. 149.)

Dieselbe ist im September 1906 begonnen und jetzt imstande, bei rd. 67 m Stauhöhe, 78 km<sup>2</sup> Oberfläche rd. 1583 Mill. m<sup>3</sup> für die Bewässerung von 1093 km<sup>2</sup> wüstenartiger Ländereien aufzuspeichern.

Das Sperrgebiet umfaßt 16 213 km<sup>2</sup> des Verde- und Saltflusses zwischen 305 und 396,5 m über dem Meeresspiegel mit durchschnittlich 51 cm Niederschlagshöhe, während das Bewässerungsgebiet nur 7,6 bis 25,4 cm aufweist. Der Bau, unter der Leitung des staatlichen Reclamation Service ausgeführt, begann mit der Herstellung eines Obergrabens, welcher an einem Wehr rd. 30 km oberhalb der Sperrmauer abzweigt und, unabhängig von dieser rd. 7 m<sup>3</sup> Wasser mit 66 m Gefälle nach der elektrischen Kraftzentrale am Fuße der Sperrmauer liefert. Außerdem wurden staatsseitig ein Unterwasserverteilungs kanal, Straßenverlegungen, Gleisanlagen, eine Zementfabrik, Sägemühle, Ziegeleien, Steinquetschen u. dgl. angelegt.

<sup>1)</sup> Eng. News vom 12. Januar 1905 und 10. September 1908. — Scientific American vom 4. Juli 1908. Über Klammersperren vgl. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-V. 1909, Nr. 50 u. 51.

Ein Entnahmestollen von 3,66 m Breite und 3,05 m Höhe durchdringt den linken Talhang, noch unterhalb der Grundrißfläche der Sperrmauer, auf rd. 150 m Länge in Talsohlenhöhe.

Dieser Stollen hatte unter dem Wasserdruck des Fangdamms, welcher den Fluß ihm zuführte, rd. 37 m<sup>3</sup>/Sek.

Leistungsfähigkeit und genügte nur in trockner Zeit. Die Hochwassermenge ist 100mal größer. Die Fangdämme, Gerinne und die Baugrube sind daher verschiedentlich durch Hochfluten zerstört, bis im Januar 1908 die Mauer einen genügenden Stau hervorbrachte, so daß das Hochwasser durch den Stollen und eine Mauerwerkslücke abfloß (4. Februar 1908).

Um die langen Gestänge der Verschlüßvorrichtungen zu vermeiden, führt ein senkrechter Zugangsschacht von 1,81 m Durchm. bis zu einer Arbeitskammer oberhalb des Stollens. Von diesem durch eine wasserdichte Decke getrennt sind in der Arbeitskammer die Öldruckzylinder, betätigt von einem Gasolinmotor mit Handreserve, auf gestellt. Die Kolbenstangen durchdringen mittels Stopfbüchse die Decke und greifen unmittelbar an den Schützen an.



Abb. 148c. Bearvalleysperre.

Der Stollenquerschnitt von 3,66 m Breite und 3,05 m Höhe ist in drei stahlgepanzerte Kanäle aufgelöst. Jeder derselben wird durch zwei Schütze in 3 m Abstand geschlossen. Das häufig benutzte Betriebsschütz ist aus Stahl, das wasserseitige Reserveschütz, welches auch zur Entlastung des ersteren dienen kann, aus Bronze.

Alle sechs Schütze werden von Bronzerollenrahmen umgeben, welche beim Öffnen mit einer schiefen Ebene unter eine entsprechende des Randes der eigentlichen Schütztafel fahren und sie von ihrem Sitz abheben. Das geschlossene Schütz sitzt dicht auf, beim sich öffnenden braucht nur die rollende Reibung überwunden zu werden („Endclosing type“). Die Druckhöhe beträgt 74 m (Talsohlenhöhe), der Schützendruck 363 t, die besonders zusammengesetzte Hartbronze hat einen Reibungsbeiwert = 0,4. Für Schützenstandzeiger und selbsttätige Hubbegrenzung durch Absperrung des Ölzuflusses ist

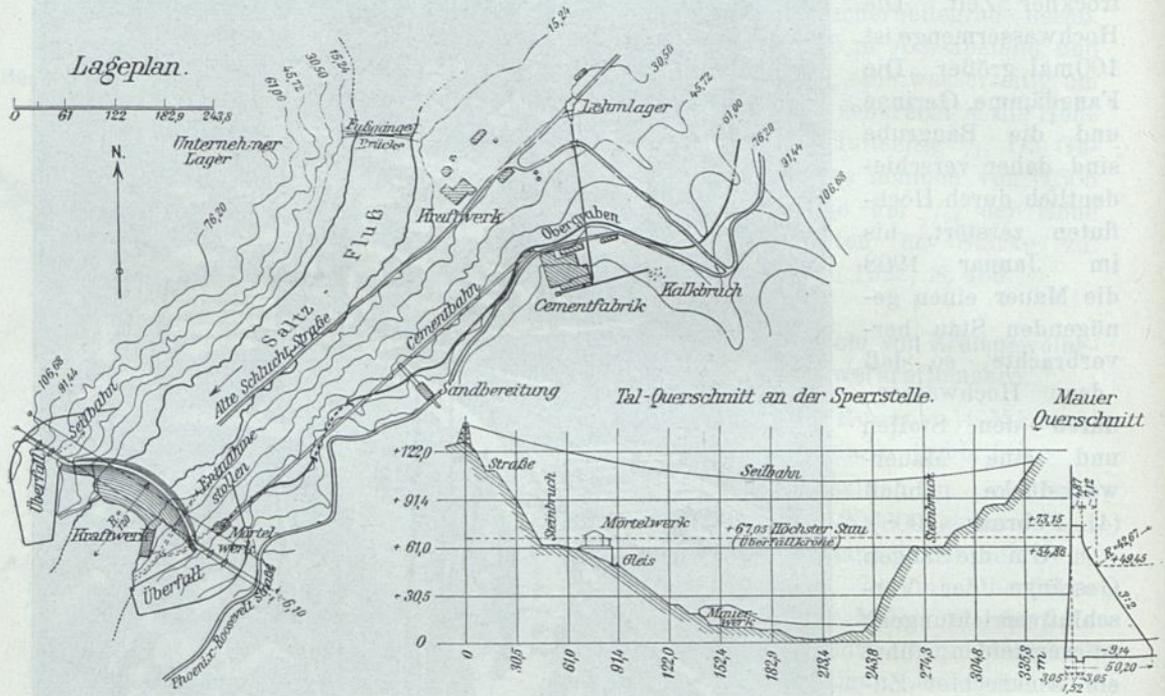


Abb. 149. Roosevelt-Sperrmauer.

gesorgt. Ein Mannloch stellt eine Verbindung zwischen Arbeits- und Schützenkammer her, welche allerdings wohl nur selten benutzbar ist.<sup>1)</sup>

Die Freilegung des Felsens von Gerölle und Morast wurde durch Druckwasserstrahlen unter 7,62 Atm. Pressung mit 28 cm Düsenöffnung erleichtert. Ein großer Teil des so gewonnenen Kieses wurde als Baumaterial verwandt. Die sogenannte-Kreisgewölbe-Schwerkraftmauer aus Sandbruchstein hat einen trapezförmigen größten Querschnitt von 4,87 m Kronen-, 50,20 m Basisbreite, 82,29 m Höhe mit Böschungen, luftseitig 3:2, wasserseitig 20:1. Der „Cañon“, bestehend aus feinkörnigen geschichteten Sandsteinen, macht eine Basislänge von etwa 82 m und eine Kronenlänge von 210 m erforderlich, welche nach einem Halbmesser von 120 m im Grundriß gewölbt ist.

Tangential an die Mauerenden schließt sich 6,10 m tiefer je ein 61 m langer Überfall an, dessen Kaskaden talseitig durch radiale Flügelschutzmauern eingefasst sind.

<sup>1)</sup> Eng. Record 1908, Bd. 58, S. 508.

In den gleichen Punkten biegt die auf der Mauerkrone laufende Straße senkrecht zur Talrichtung ab und überschreitet die Überfälle wasserseitig vermittels Brücken.

Die Sperre enthält rd. 260 000 m<sup>3</sup> Bruchsteinmauerwerk in Beton, 1 Zement, 2½ Sand, 4 Steine versetzt. Die Verblendung aus ausgesuchten Steinen mit senkrechten und wagerechten Fugen nicht über 5 cm (!) ist wasserseitig in Zementmörtel 1:2, luftseitig 1:2½ hergestellt. Der Zement ist aus 3 Teilen Kalkstein und 1 Teil Ton an Ort und Stelle gebrannt. Der Sand wurde aus Dolomit in Steinbrechern gebrochen.

Alle Baumaschinen wurden elektrisch mit 500 Volt Gleichstrom betätigt, für die Mauer insbesondere zwei Lidgerwood-Seilbahnen von 360 m Spannweite in rd. 100 m Höhe über Flußbett und eine Anzahl Derrickkrane.

b) Pathfinder-Mauer, Wyoming.<sup>1)</sup> (Abb. 150 bis 150b.)

Der Bau ist nach dem Kreisgewölbe-Schwerkrafttyp in dem steil in den Granit eingeschnittenen Cañon des Platteflusses unter Leitung der staatlichen Meliorations-

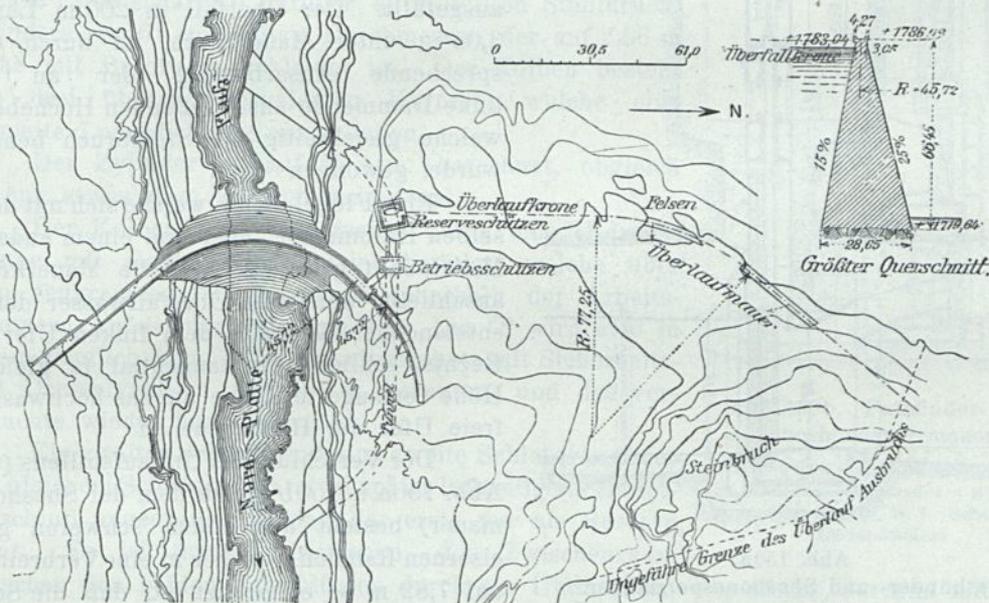


Abb. 150. Pathfinder-Sperrmauer.

behörde (Reclamation Service) ausgeführt. Die Schlucht ist in der Sohle nur 25 m und oben, 58 m über Flußspiegel, nur 55 m breit. Die Mauer, 66,45 m hoch, ist mit einem Halbmesser von 45,72 m dazwischengespannt und enthält 44 400 m<sup>3</sup>. Der trapezförmige Querschnitt ist wasserseitig mit 15%, luftseitig mit 25% gebösch, hat 28,65 m Basis und 3,05 m Kronenbreite, letztere durch Auskragung auf 4,27 m vermehrt.

Das Niederschlagsgebiet umfaßt 27 183 km<sup>2</sup>, und die Wassermengen schwanken zwischen 11,3 und 368 m<sup>3</sup>/Sek., der Beckeninhalte ist 1238 Mill. m<sup>3</sup>.

Ein Entnahmestollen von 146,4 m Länge, 2,74 (im Scheitel 3,05) m Höhe und 4 m Breite durchörtert den linken Talhang. Außer diesem wurden für die Ableitung des Flusses während des Baugrubenaushubs Stau- und Rückstaudämme aus Gerölle mit Sandsackdichtung und überbrückendem Gefluter und, während des Einbaus der Schütze,

<sup>1)</sup> Eng. News, Bd. 59 vom 2. Januar 1908, S. 8 und Bd. 60 vom 29. Oktober 1908, S. 461. — Z. d. V. d. I 1909, S. 472. — Nach Eng. Record, 15. Mai 1909, ist die Mauer vollendet.

zwei Entnahmerohre von je 91,44 cm Durchm., 1,55 m über Stollensohle, sowie eine Öffnung von 1,22 m im Geviert, 4,6 m über Stollensohle, alle drei die Mauer durchquerend, benutzt.

Wärmeunterschiede, bis 40° unter und über 0, und mehrere Hochfluten, von welchen eine am 8. Juni 1907 die rd. 20 m hohe Mauer überströmte, verzögerten den Bau.

Die Ausrüstung bestand aus zwei Lidgerwood-Seilbahnen über der Mauer von 10 bzw. 15 t Tragfähigkeit, zehn Derricks, zehn Doppelaufzügen, drei Zentrifugalpumpen, Steinbrechern, selbsttätigen Meß- und Mischvorrichtungen usw., elektrisch durch Dampfzentrale betrieben. Die Außenflächen wurden mit roh bearbeiteten Steinen in

Zementmörtel 1:2 bzw. 1:2½ verblendet und mit großen Blöcken von 1 bis 10 t Gewicht hinterpackt. Der Zwischenraum ist in vier Lagen von etwa 30 cm Höhe durch Beton 1:2½:4 mit eingedrückten Steinen ausgefüllt. Der Überfall in 200 m Länge, 3,05 m unter Mauerkrone, ist durch entsprechende Ausarbeitung der an das linke Dammende anschließenden Hochebene, welche gleichzeitig als Steinbruch benutzt wurde, gewonnen.

Eine Flügelmauer, welche sich mit demselben Halbmesser, aber aus einem anderen Mittelpunkt geschlagen an die Mauerkrone anschließt, weist das Überfallwasser der so entstandenen Kaskade dem linken Ufer zu. Rechts schließt die tangential in gleicher Höhe verlängerte Krone an das hochwasserfreie Ufer der Hochebene an.

Der Verschuß des Umlaufstollens (vgl. Abb. 150a u. 150b gleich dem der Shoshonemauer) besteht aus einem schweren gußeisernen Rahmen, welcher in eine Verbreiterung auf 7,82 m so eingesetzt ist, daß die Sohle der vier Schützöffnungen von 2,134 m Höhe und 1,12 m Breite im Lichten ungefähr bündig mit der Stollensohle liegt. Die Gußeisen-

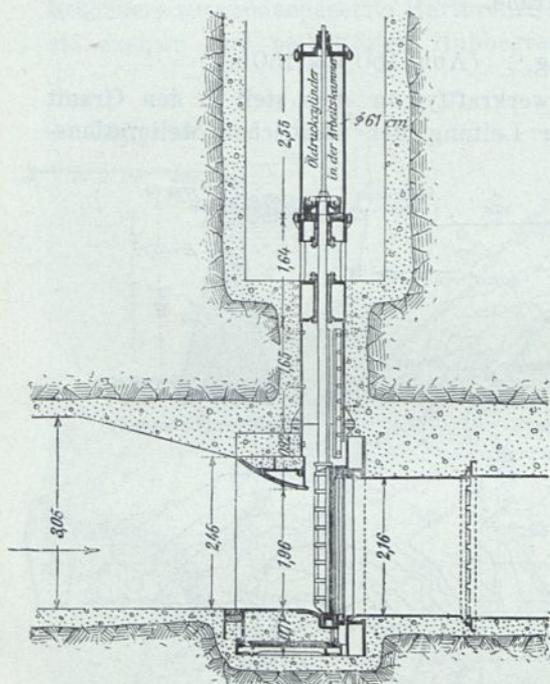


Abb. 150a.

#### Pathfinder- und Shoshonesperrmauer.

Der Einbau der Schützenrahmen in die Erweiterung des Entnahmestollens. Senkrechter Schnitt. Shoshonemauer 3 Schütze, Pathfinder 4 Schütze.

peiler in 1,956 m Achsabstand, welche die Schützöffnungen trennen, sind im Grundriß wie Brückenpfeiler gestaltet und laufen zu einer senkrechten Schneide gegen die Fließrichtung des Wassers aus, so daß in Verbindung mit den Stollenwänden und der Decke vier trichterförmige Einlauföffnungen entstehen. Über diesen liegen, durch Säulen rechteckigen Querschnitts getrennt, die vier kastenförmigen Schützenschlitz, deren wasserdichte Decke bündig mit der Sohle der Arbeitskammer abschließt und die vier Druckzylinder trägt. Den Abschluß bildet also, um es zu wiederholen, eine aus einzelnen Teilen zusammengebaute rechteckige Wand mit den vorspringenden drei ganzen und zwei seitlichen halben Brückenkopfpeilern, den vier dazwischenliegenden Schützöffnungen und den darüberliegenden unten offenen Schützenschlitz. Die ganze Tafel ist in eine Vertiefung der Stollensohle, einen Aufbruch der Stollendecke und auch seitlich in die Stollenwände so einbetoniert, daß die Stollenerweiterung wasserseitig in

die vier Schützöffnungen und hinter denselben durch drei anschließende Betonpfeiler wieder in den Stollenquerschnitt überführt wird.

Jeder dieser Kanäle ist wasserseitig auf 1,2 m, luftseitig auf 1,8 m durch eine 12,7 mm-Stahlblechbekleidung gegen Ausspülung geschützt.

Die Schütztafel besteht aus einer mit Rippen versteiften Gußeisenplatte von 51 mm Stärke, 2,28 m Höhe und 1,37 m Breite. Die Berührungsflächen zwischen Schütztafel und Schützrahmen bilden eingelegte Hartbronzestreifen, welche bis 211 kg/cm<sup>2</sup> Druck ertragen. Der Rollenrahmen des Rooseveltdammes (s. S. 188) ist hier weggelassen, der „end closing type“ aber beibehalten. Die Schütztafel erhält rd. 200 000 kg Druck und braucht zu ihrer Bewegung bei einem Reibungskoeffizienten = 0,25 und 4536 kg Eigengewicht einschließlich Kolbenstange und Kolben rd. 54 500 kg.

Die Kolbenstange von 12,7 cm Durchm. ist in den vier oberen Versteifungsrippen der Schütztafel befestigt, durchdringt die Sohle der Schieberkammer in einer Stopfbüchse und die Stopfbüchse<sup>1)</sup> des senkrecht darüber aufgestellten Stahldruckzylinders von 61 cm lichtigem Durchmesser, der auf 2,56 m Höhe mit Bronze ausgekleidet ist. Der Kolben besteht aus drei übereinandergelegten Körpern, welche eine doppelte Lederdichtung einschließen.

Der Zylinder ist auf 35 Atm. berechnet, obgleich er nur etwas über 21 auszuhalten hat.

Der Kolben wird beiderseitig durch eine Öldruckpumpe mit elektrischem Antrieb betätigt, welche über dem senkrechten Zugangsschacht oberhalb der Arbeitskammern Aufstellung gefunden hat. Das Öl wird also in einem ziemlich komplizierten Leitungsnetz mit Sicherheits- und Drosselventilen über 60 m herunter- und das verbrauchte wieder heraufgedrückt.

Ein zweiter Schacht und eine zweite Schieberkammer mit gleichem Schützenapparat ist später luftseitig als Hauptverschluß angeordnet, so daß der erste nur als Reserve dient. Es ist ferner vorgesehen, den Zwischenraum zwischen den beiden Verschlüssen durch ein Umlaufrohr von 46 cm Durchm. mit dem Beckenwasser zu verbinden, um die Öffnung der Reserveschütze durch Druckausgleich erleichtern zu können.

Die Arbeitskammern sind mittels Drainrohren, welche an der Decke des Tunnels bis zu dessen Mündung geführt sind, gegen Überflutung durch von unten etwa eindringendes Druckwasser gesichert.

Beide Schächte befinden sich im Grundriß wasserseitig der Sperrmauer senkrecht über dem Umlaufstollen.

c) Die Shoshone-Sperrmauer.<sup>2)</sup> (Abb. 120 bis 120b u. 150a, 150b.)

In Eng. News vom 2. Januar 1908 ist angegeben, daß die vollständig gleiche, nur auf drei Schützöffnungen beschränkte Verschlußeinrichtung der benachbarten Shoshonemauer in der Fabrik der New Jersey Foundry & Machine Co. bereits fertig sei. Dieselbe wird mehr nach der luftseitigen Stollenöffnung zu eingebaut, und es

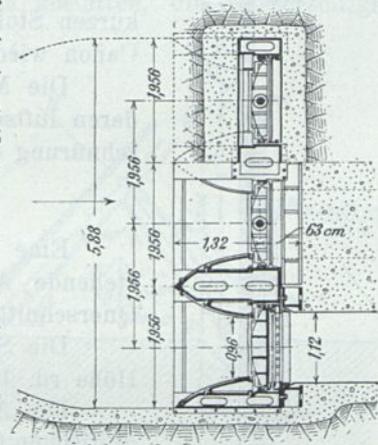


Abb. 150b. Pathfinder- und Shoshonesperrmauer.

Wagerechter Schnitt in 3 Höhenlagen der Schütze (Pathfinder 4 Schütze). E. N. 1908, Bd. 59, S. 8. Schütze im Umlaufstollen

<sup>1)</sup> Die Kolbenstange geht zur besseren Führung auch durch den oberen Deckel des Zylinders.

<sup>2)</sup> Eng. News vom 9. Dezember 1909, Bd. 62, Nr. 24.

konnte die Arbeitskammer, welche auch den 15-PS-Gasolinmotor enthält, von einem Stollen im Talhang aus zugänglich gemacht werden.

Der Entnahmestollen in Talsohlenhöhe hat einen Querschnitt von  $3,05 \times 3,05$  m.

Inzwischen ist nach Eng. News vom 9. Dezember 1909 34 m höher ein zweiter Stollen von  $7,43$  m<sup>2</sup> Querschnitt zur Entlastung, Kanalspeisung und Kräfteerzeugung angeordnet, so daß der zu überwindende höchste Wasserdruck nur 34 m beträgt.

Die Shoshonemauer besitzt denselben Querschnitt und ist zu derselben Zeit gebaut wie der Pathfinderdamm. Die größte Höhe ist rd. 100 m, davon über Flußsohle 75 m. Der Mauerinhalt ist rd.  $50\,000$  m<sup>3</sup>, der Beckeninhalte etwa  $600$  Mill. m<sup>3</sup>, das Niederschlagsgebiet  $3500$  km<sup>2</sup>. Den Überfall bildet ein in den Felsen eingearbeiteter 92 m langer Kanal, dessen Rand 3 m unter Mauerkrone liegt. Derselbe umgeht in einem Einschnitt das Mauerende und führt dann in einem kurzen Stollen von  $6 \times 6$  m Querschnitt das Überfallwasser dem Cañon wieder zu.

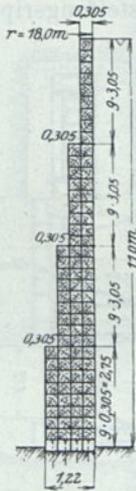


Abb. 151. Hölzerne Gewölbesperre.

Die Mauer durchdringen in der Sohle zwei Gußeisenrohre, deren luftseitige Mündungen durch Schieber, eingebaut in die Einschnürung eines Venturirohres, verschließbar sind.

### 9. Hölzerne Gewölbesperre. (Abb. 151).

Eine hölzerne Talsperre von Kreisgewölbeform zeigt nebenstehende Abb. 151 aus E. R. v. 29. III. 1913, Bd. 67, S. 353 im Querschnitt.

Die Spannweite ist rd. 20 m, der Pfeil etwas über 3 m, die Höhe rd. 11 m.

Die Abmessungen des Querschnitts bauen sich auf dem quadratischen Querschnitt der verwandten Fichtenholzbalken von 30,5 cm Seite auf.

Die vier Ringe sind je neun Balkenstärken hoch und nehmen je um eine Balkenstärke von unten nach oben ab. Eine flache Rinne, im seichten Wasser des Baches aus dem Felsen ausgearbeitet, nimmt die untersten vier Balkenlagen auf. Sie werden durch einbetonierte 25-mm-Ankerschrauben in Abständen von 60 cm fest aufgepreßt. Eine Balkenlänge wird zum Wasserabfluß freigelassen, bis die nächste Lage aufgeschraubt und kalftiert ist und so fort. Die oberen schon vorbereiteten Lagen konnten ohne dies Hilfsmittel fertiggestellt werden, da das Wasser nur langsam stieg.

Ein Auslaß außer dem Obergraben ist nicht vorhanden. Das Wehr hat bis jetzt 37 Jahre dicht und unbeschädigt gehalten.

## III. Talsperren aus Eisen.

Eiserne Stauwände sind als Verschlüsse von Schleusen und Docks (vgl. Abb. 139, Gewölbesperren) und in Gestalt von beweglichen Wehren aller Art, auch als Aufsätze für Staumauern, vielfach ausgeführt.

Die Notwendigkeit der Beweglichkeit hat zur Verwendung dieses kostbaren und nur bei dauernder Unterhaltung unvergänglichen Materials gezwungen. Die Fundamente und Seitenwände sind stets massiv ausgeführt worden. Die Standfähigkeit und Dichtigkeit des massiven Rahmens wird immer die Hauptsache bleiben. Der Vorteil der Klarheit

über die Kraftwirkungen in den Eisenkonstruktionen wird aufgehoben durch die Unsicherheit über die Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit in den Fels- oder Mauerwerksanschlüssen (vgl. Bd. I, Abb. 64, 65, 66). Die Verwendung des Eisens im Talsperrenbau wird daher auch wegen der Bau- und Unterhaltungskosten auf besondere Fälle beschränkt bleiben: vorübergehende Bauten; schnell zu errichtende Bauten in abgelegenen Gegenden; Schluß von Ausdehnungs- oder Entnahmefeldern durch muldenförmige Decken in massiven Bauwerken.

Es ist denkbar, den Trägerrost einer Eisendecke durch massive Dreieckspfeiler zu unterstützen oder bei kleineren Talweiten die wagerechte Wasserlast durch wagerechte Träger — am besten Bogenträger — auf die Talhänge zu übertragen. Beispiele dafür sind mir nicht bekannt.

Die unregelmäßige und wohl auch unzuverlässige Beschaffenheit der Felsbegrenzung des Talquerschnitts wird wohl in den seltensten Fällen gestatten, die wasserseitige Eisenblechdecke unmittelbar einzudichten. Es wird wenigstens teilweise eine wasserseitige Ausgleichschwelle zu schaffen sein, welche gleichzeitig den dichten Anschluß an den Untergrund herstellt. Auch für die Pfeiler dürfte wohl meist in Gestalt von durchgehenden Schwellen, Pfeilerschwellen oder Fundamentblöcken ein Rahmen zu schaffen sein, welcher eine günstig gerichtete Auflagerfläche im Felseingriff, im Gerüstpfeilerauflager und im Talhanganschluß, eine bequemere Verankerung und passende, möglichst gleiche Gerüstpfeilerhöhen gestattet.

Da das Deckengewicht verhältnismäßig gering ist, so darf der Winkel  $\alpha$  der Strebenrichtung mit der Pfeilergurtung nicht viel weniger als  $45^\circ$  sein, wenn Zugspannungen in letzterer vermieden werden sollen

(Abb. 152). An und für sich sind Pfeilergurtung und Decke vereint wohl imstande, Zugspannungen aufzunehmen. Die Verankerungen beider im Mauerwerk und Untergrund wechselnden Beanspruchungen auszusetzen, empfiehlt sich indessen mit Rücksicht auf Festigkeit, Umkanten und Dichtigkeit nicht. Um lange Streben zu vermeiden, wählt man eine verhältnismäßig flache Deckenneigung, eine steile Richtung der Wasserlast gegenüber dem Baugrund. Mit anderen Worten: man vermehrt das Eigengewicht des leichten Bauwerks durch die Wasserauflast. Die Anordnung der Hauserlakesperre mit konstanten Querschnitten der wasserseitigen Pfeilergurten und entsprechend der nach oben abnehmenden Wasserlast zunehmenden Abständen der Strebenauflagerpunkte dürfte zweckmäßig sein (Abb. 153).

Die zwischen die Pfeilergurten gehängten Tonnenbleche verstärken dieselben und gestatten eine Ausdehnung in der Längsrichtung des Absperrwerks. Zur Verminderung der Knicklänge werden die Streben durch Fachwerk verbunden.

In der Längsrichtung des Dammes werden je zwei oder mehrere dieser Pfeiler oder Böcke gegeneinander versteift.

Wenn die Decke aus Tonnenblechen besteht, würde ich Ausdehnungsfugen außer in der Überfallabdeckung oder Kronenbrücke für entbehrlich halten.

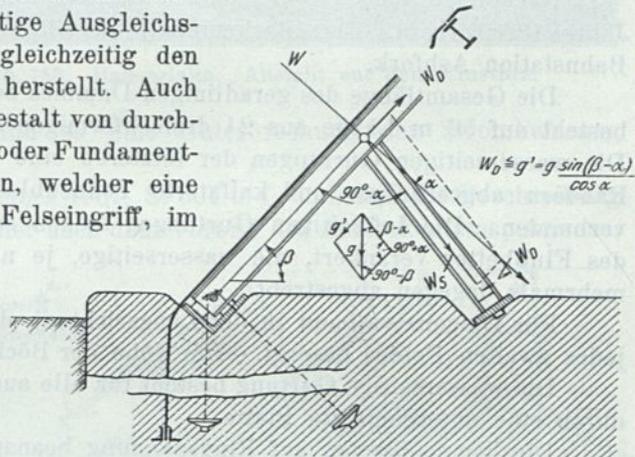


Abb. 152. Schematische Skizze des wasserseitigen Strebenfußes.

Der dichte Anschluß der Decke an Grundmauerwerk oder Felsen ist getrennt von den Auflagern der Stützkonstruktion durch nachgiebige Bleche zu bewirken, damit etwaige Bewegungen diese Verbindung nicht lockern. Die Bleche sind entweder gesäumt oder umgebogen zur Versteifung und zum mechanischen Eingriff tief in Schlitzte einzu-betonieren oder ebenfalls versteift mit dichtenden Zwischenlagen auf die glatte Steinfläche aufzuschrauben.

Die ältesten eisernen Talsperren sind für die Wasserversorgung von Lima und Callao erbaut (Ann. d. Ponts et Chauss. 1875 und 1877). Die Abschlußwerke lagen weit von jeder menschlichen Wohnung, nur für Maultiertransport zugänglich und waren den in jener Gegend häufigen Erdbeben ausgesetzt. Sie sind daher mit Erfolg aus einzelnen Widerlagspfeilern mit davorgesetzten eisernen Wänden ausgeführt.

Unter den für die Stadt Ogden, Utah, aufgestellten Entwürfen befanden sich zwei in Eisen, bestehend aus Buckelplatten oder Tonnenblechen auf eisernen Böcken bzw. Streben.<sup>1)</sup>

Nach letzterem System ist nach Patent Bainbridge der Ashforkdamm, Arizona, im Jahre 1898 erbaut. Der Beckeninhalte ist 133 000 m<sup>3</sup> und dient zur Versorgung der Bahnstation Ashfork.

Die Gesamtlänge des geradlinigen Dammes beträgt 91,5 m. Die Mitte des Dammes besteht auf 56 m Länge aus 24 dreieckförmigen stählernen Böcken in 2,7 m Abstand. Die wasserseitigen Gurtungen der letzteren sind unter 45° geneigt und durch an den Rändern abgeschrägte und kalkfaterete Tonnenbleche, Blechstärke 10 mm,  $R = 2,3$  m, verbunden. Die luftseitigen Gurtungen stehen senkrecht. Beide sind im Felsgrunde des Flußbettes verankert, die wasserseitige, je nach der Höhe des einzelnen Bockes, mehrmals dagegen abgestrebt.

Für Diagonalverband in der Längsrichtung des Dammes ist durch die Verankerung jedes zweiten Feldes gesorgt. Die Höhe der Böcke beträgt zwischen 3,66 und 12,5 m.

Die wasserseitige Gurtung besteht für alle aus I-Trägern von 31 cm Höhe, verstärkt durch eine untergenietete Platte.

Die Tonnenbleche, auf Ringspannung beansprucht, greifen auf der Flußsohle mit einem muldenförmigen Fortsatz in den Fundamentbeton und mit zwei Winkelblechen in das seitliche Widerlagsmauerwerk.

Der Beton war, bevor er mit Asphalt überzogen war, undicht. Eine Überströmung schien nicht wahrscheinlich, es ist von einem Überfall abgesehen. Die Entnahme erfolgt durch ein 15-cm-Rohr, welches mit Beton in den Felsuntergrund eingedichtet ist.

Ganz ähnlich ist von demselben Ingenieur der Redridgedamm auf 141 m Länge für Bergbauzwecke in Stahl erbaut.

Einschließlich eines 19,5 m breiten Betonsockels besitzt er eine größte Höhe von 22,5 m, die luftseitige Gurtung ist zweckmäßigerweise gegen die wasserseitige geneigt.<sup>2)</sup>

#### Der Einsturz und der Wiederaufbau des Hauserlake-Damm.<sup>3)</sup>

(Abb. 153 bis 153d und 154 bis 154c.)

Ein Ereignis, welches lebhaft an die Zerstörung der alten Puentes- und der Elwha-Mauer (siehe S. 103 u. 130) erinnert, hat sich nach dem Engineering Record, Current News Supplement vom 18. April und 2. Mai am 14. April 1908 bei einem Stahldamm wiederholt.<sup>4)</sup>

<sup>1)</sup> Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 450; 1898, S. 530.

<sup>2)</sup> Journ. of the Western Society of Civil Eng., Bd. 10, Nr. 5 von 1905; Eng. News vom 12. Mai 1898 (Ashfork) und 15. August 1901 (Redridge). 26. April 1900.

<sup>3)</sup> Einschließlich der Abbildungen aus „Beton u. Eisen“ 1908, Heft XV, S. 377.

<sup>4)</sup> Siehe auch Eng. News vom 14. November 1907 und 30. April 1908.



Der Untergrund besteht an den Dammenden aus Felsen, auf der mittleren Länge von etwa 100 m aus wasserführendem Kies von unerforschter Tiefe.

Die Dammenden werden von Betonflügelmauern, auf Fels gegründet, eingefast, deren eine zugleich die Wand des Maschinenhauses bildet.

Zwischen den Flügelmauern befinden sich 62 Stahlblöcke in Abständen von je 3,05 m. Die wasserseitige Gurtung der Böcke besteht aus einem vollwandigen genieteten Träger, welcher die Stahlblechbekleidungen trägt, von der Dammkrone bis zu einem etwa 5 m hohen, unter dem wasserseitigen Fuße hergestellten massiven Fußdamm herabreicht und dort sein Auflager findet.

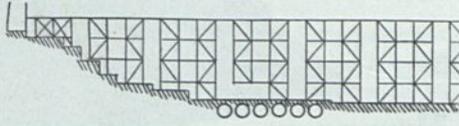


Abb. 153b. Hauserlake.  
Aufriß der Dammkonstruktion.

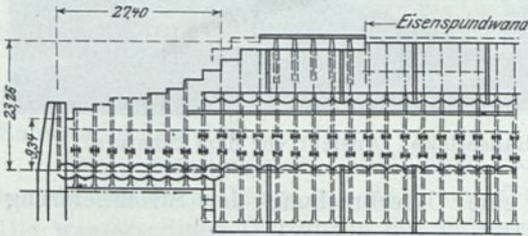


Abb. 153c. Hauserlake.  
Grundriß der Dammkonstruktion.

Die freie Länge des Trägers ist gegen den Felsuntergrund der Dammenden durch vier annähernd senkrecht zur wasserseitigen Böschung stehende Streben abgestützt.

Im mittleren Teile des Dammes (größte Höhe etwa 16 m über Flußsohle) sind je zwei dieser Streben durch Fachwerk verbunden und ruhen auf in den Fußkies eingelassenen Betonfundamenten (Abb. 153b u. 153c). In ähnlicher Weise ist die aus einem Stück bestehende Gurtung der Böcke unter der Dammkrone (Breite nicht ganz 1 m) und unter dem luftseitigen Abfallboden, unter Abspreizung der Streben gegen die benachbarten der Wasserseite, abgestützt.

Dammkrone und Abfallboden sind mit Stahlblechen auf I-Längsträger abgedeckt.

Auch der stählerne Abfallboden reicht nicht etwa von der Dammkrone bis zum luftseitigen Dammfuß, sondern nur 6,7 m, in der Böschung gemessen, herab. Es schließt an ihn in derselben Neigung ein hölzerner Abfallboden auf brunnenartiger Holzzimmerung an (Steinkistendamm).

Auf den Obergurten der Böcke sind die Pfeiler eines Fußgängersteges mit senkrechten, parallelen, gegeneinander verstreuten Gurtungen aufgesetzt. Die Pfeilerzwischenräume können auf etwa 4 m Höhe mit Schützen zugesetzt werden, um bei Niedrigwasser eine Gesamtgefällhöhe von etwa 20 m zu erzielen (Abb. 153a u. 153d).

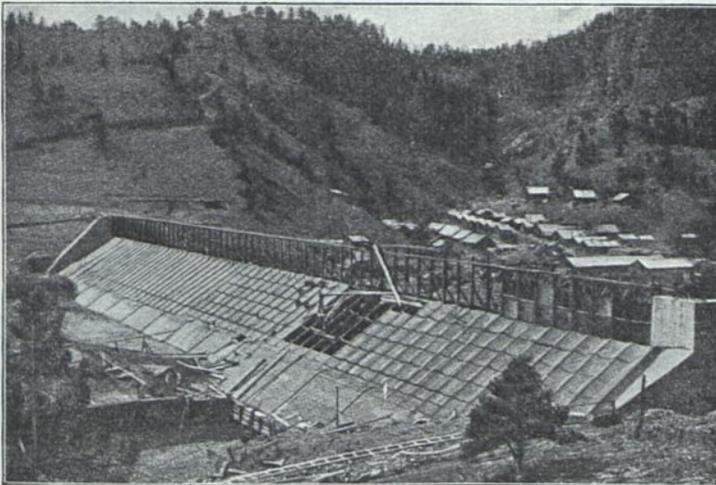


Abb. 153d. Hauserlake.  
Wasserseitige Ansicht während des Baues.

Oberkante des rd. 2,5 m breiten Steges liegt etwa 5,5 m über Dammkrone.

Je vier der Böcke sind durch einen Diagonalverband in der Längsrichtung des Dammes zusammengefaßt und jede solche Gruppe durch zwei in der Mitte des Feldes liegende Ausdehnungsfugen gegen die Nachbargruppen getrennt (s. Abb. 153 a, Schnitt A-A).

Die Fuge wird durch Saumwinkleisen und einen zwischen die zusammenstoßenden Schenkel genieteten Blechstreifen gedichtet.

Die wasserseitige Blechdecke ist, soweit sie auf dem massiven Fußdamm ruht, eben. Oberhalb verbindet sie die Böcke in Gestalt von Tonnenblechen.

Eine horizontale Ausdehnungsfuge gleicher Art, wie oben beschrieben, ist ungefähr an der Übergangsstelle der ebenen und der Tonnenblechdecke eingelegt.

Die Stöße der Bleche sind auf den Bockgurtungen überlappt, die Längsfugen stumpf gestoßen und mit doppelreihigen Laschen verbunden. Die Nietung (pneumatisch) und Dichtung wurde nach Art der Kesselnietung ausgeführt.

Der Eisenbedarf belief sich auf etwa 1700 t.

Während der Bauzeit ist mit einer Überströmung des Dammes durch Hochwasser gerechnet, welche auch über einen provisorischen, gezimmerten Überfall in rd. 75 m Breite und 1,8 m Höhe unschädlich verlief.

Das Niedrigwasser wurde durch sechs in den Felsuntergrund einbetonierte Stahlrohre, je von 23 cm Durchm., abgeführt. Sie sind nach Vollendung des Baues mit Beton verstopft, so daß ein Grundablaß nicht vorhanden ist (Abb. 153 b).

Der Damm ist deshalb wasserseitig so flach (1:1,5) gebösch, um durch die Wasserauflast eine zweifache Sicherheit gegen Gleiten zu erzielen. Die Stahlkonstruktion soll vierfache Sicherheit bieten.

Die Eisenkonstruktion scheint ja auch gut ausgeführt gewesen zu sein, denn sie hat vom März 1907 bis 14. April 1908 ausgehalten.

Der wunde Punkt war die Fundierung im Schotterbett des Flusses, welche im ersten Satz des Artikels der Engineering News vom 14. November 1907 als „erfolgreich“ bezeichnet wird.

Am wasserseitigen Fuß des mittleren höchsten Damnteils hatte man quer zum Flußbett eine 10,7 m hohe Friestedt-Spundwand<sup>1)</sup> eingerammt, welche aber den wasserdichten Untergrund nicht erreichte.

Hinter die Spundwand ist in das Flußbett eine Betonschwelle mit quadratischem Querschnitt von etwa 3,66 m Seite gestampft.

Die untere Stahlblechbekleidung der Dammböschung durchschneidet diese Schwelle und ist mit der Spundwand durch eine beiderseits angenietete gekrümmte Platte und Ankerbolzen verbunden (Abb. 153 a).

An die Schwelle schließt ein aus Felsstücken geschütteter Damm von derselben Böschungsneigung wie der Hauptdamm als Fuß desselben und Auflager der Bockgurtungen an. Bis zu diesem Auflager ist die Fußdammböschung im Anschluß an die Schwelle mit einer Betondecke und Kappe bekleidet, welche aber nicht auch luftseitig bis auf die Flußsohle herabgeführt scheint und etwa auch die dort befindliche Böschung der Felsstücke bedeckt.

Auf dem Beton der wasserseitigen Böschung ruht die ebene Stahldecke, welche, wie gesagt, einerseits mit der Spundwand verbunden ist, andererseits an die von den Böcken unterstützten Tonnenbleche anschließt, unmittelbar auf.

Die Blechdecke bildet also mit der Spundwand, der Betonschwelle und dem niedrigen, nur teilweise mit Beton überdeckten Geröllfußdamm die Verankerung, an welcher sozusagen der ganze übrige Damm hängt.

<sup>1)</sup> Ineinandergreifende U-Eisen (vgl. Eng. News 1907, Bd. 57, S. 374).

Es ist, soweit sich aus Beschreibung und Abbildung erkennen läßt, nicht darauf gerechnet, daß der luftseitige Damnteil — der Abfallboden — dem wasserseitigen eine Stütze gewährt.

Dagegen hat man versucht, die Flußsohle oberhalb des Dammes durch eine Decke feiner vulkanischer Asche, welche sich an den Flußufern vorfand, zu dichten. Die Decke ist in der Nähe des Dammes bis zu 6 m tief und erstreckt sich etwa 180 m flußaufwärts.

Da ein vollständig wasserdichter Abschluß des Flußbetts weder durch diese Maßregel noch durch das Bauwerk erreicht werden konnte, so mußten unter dem wechselnden Wasserüberdruck (bis zu 22 m) zuerst einzelne Wasseradern die Spundwand

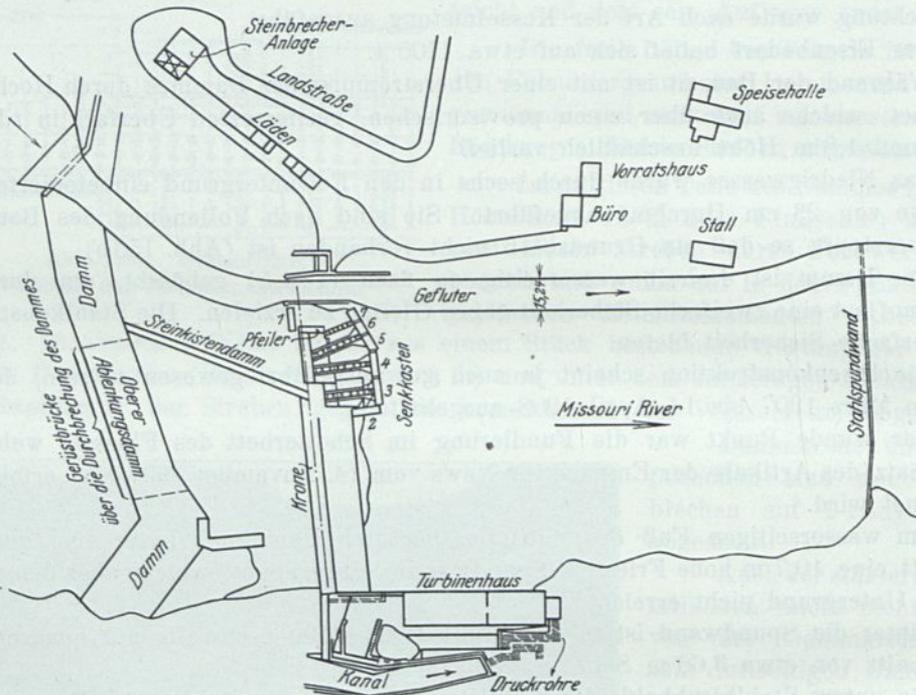


Abb. 154. Hauserlake, Wiederaufbau. Lageplan der alten und neuen Baustelle.

durchdringen und Sackungen der Steinkonstruktion und Formänderungen und Überanstrengungen der Eisenkonstruktion hervorbringen.

Weiterhin werden sich durch die entstandenen Undichtigkeiten größere Ströme hindurchgezogen und Schwelle, Fußdamm und Pfeilerfundamente bis zum Einsturz unterspült haben.

Nach Angabe von Mr. Sizer, Helena, welcher dem Engineering Record darüber berichtet, ist der ursprüngliche Bruch in etwa 122 m Entfernung vom östlichen — Maschinenhaus- — Ende des Dammes erfolgt. Dort habe die Verankerung wahrscheinlich nachgegeben, die Täfelung sei durchbrochen und hätte dem Wasser gestattet, die Mauerwerkfüllung zu unterwühlen. Dieselbe sackte und riß das untere Ende des Trägers, welcher das obere Glied der Stahlböcke bildet, mit sich.

Die Dehnungsfuge dieses Trägers und der Dammtäfelung gerade oberhalb des höchsten Punktes des Mauerwerks gab nach, so daß den Böcken und Platten die Unterstützung entzogen wurde und der Wasserdruck diesen Teil umstürzte.

Kaum sechs Minuten waren seit dem ersten Austritt des Wassers unter dem Bruchsteinmauerwerk vergangen, als die Dehnungsfuge nachgab, der erste Bock kopfüber ging und einen Abschnitt von 9 m Breite mit sich riß. Das mit ungeheurer Gewalt herausstürzende Wasser erweiterte mit rasender Geschwindigkeit die Bresche.

Die Fundamente wurden beiderseits unterspült, und die Pfosten und das Stahlwerk legten sich im rechten Winkel, entsprechend der Fließrichtung des Wassers, an den Rändern der Öffnung an.

Die Böcke gaben allmählich weiter nach und stürzten um, bis die Bresche nahezu 90 m breit war.

Die Folgen des Dammbbruchs waren unbedeutender, als gefürchtet wurde, und Menschenleben waren nicht zu beklagen. Es ist dies dem Umstande zu verdanken, daß der Fluß unterhalb des Hauserdamms auf 18 Meilen durch steile, unbewohnte Schluchten (cañons) fließt, welche im Besitz einer der Gesellschaften sich befinden. — Das Kraftwerk und die elektrischen Maschinen erlitten nur etwa für 20 000 Mark Schaden. — Unterhalb der Cañons wurden einige Häuser und Einzäunungen weggerissen und die Gleise der Great Northern-Eisenbahn beschädigt.

Bei Great Falls, etwa 100 Meilen flußabwärts, hatte sich die Flut so verteilt, daß der Flußspiegel die gewöhnliche Hochwassermarke nicht erreichte.

Der Gesamtschaden soll 120 000 Mark nicht übersteigen, mit Ausnahme der sofort in Angriff zu nehmenden Wiederherstellungsarbeiten am Damm, welche auf 1 bis 1,2 Mill. Mark geschätzt werden.

Es ist hinzuzufügen, daß die Abnahme des Dammes seitens der Ingenieure der Helena Power Transmission Co. verweigert und die Sache einem Schiedsgericht unterbreitet worden war. Die Erbauer hatten auch schon mit Reparaturen und Verstärkungen begonnen.

Zur Zeit der Katastrophe war die Angelegenheit der Abnahme und Schlußauseinandersetzung in den Händen der Anwälte der Helenakraftwerke.

In einer Fußnote des Engineering Record ist hervorgehoben, daß die Ursache der Katastrophe nicht in der Art der Dammkonstruktion zu erblicken ist. Das kurz vor dem Einsturz beobachtete Hervorquellen von Wasser unterhalb der Schürze und der Umstand, daß die auf Fels gegründeten Dammdenden stehenblieben, lassen schließen, daß die Durchlässigkeit des Kiesuntergrundes unter dem Abschnitt, welcher herausgedrückt wurde, den Einsturz veranlaßte.

Die Wiederherstellung des Hauserlakedammes ist nach Wegmann 1922, S. 396 in einem 2,44 m wasserseitig unterschrittenen Betonquerschnitt von 21,35 m Höhe über Flußsohle und bis 18,3 m (in senkrechter Begrenzung) darunter erfolgt.

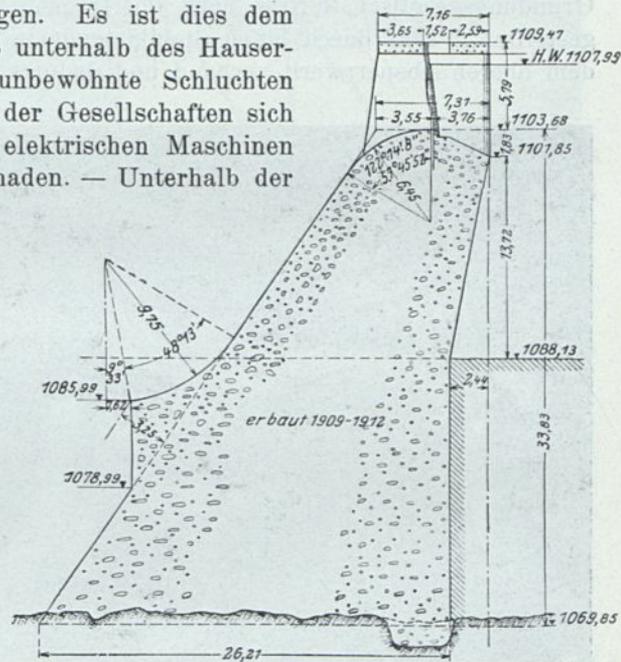


Abb. 154 a. Hauserlake, Wiederaufbau.

Die neue Hauserlakesperre. Unterschrittener Querschnitt. Prellplatte zur Ablenkung der Überfalllamelle vom Mauerfuß. Wegmann Pl. C.

Der Bau wurde mit einer oberhalb Baustelle quer über den Missouri gerammten Stahlspundwand, eingehüllt von Felstrümmern, begonnen, welche das Wasser einem Holzgefuter des linken Ufers  $4,57 \cdot 15,24$  zulenkte (Abb. 154 u. 154b).

Gegen den Rückstau wurde 330 m unterhalb eine zweite Spundwand gerammt.

Die Wasserhaltung zwischen den Spundwänden reichte aus, um den Bau vom rechten Ufer bis etwas über Mitte Strombett zu gründen. Dann aber mußten beide durchbrochen werden, um das Gefluter anlässlich eines Sommerhochwassers zu retten.

Mit der Strommitte war aber gleichzeitig auch eine bis zu 21 m unter Wasser abfallende Kluft der linken Flußbetthälfte erreicht. Die Weiterarbeit wurde der Gründungsgesellschaft New York übertragen, welche zunächst das Ende des fertiggestellten Werks durch einen Steinkistendamm gleichlaufend dem linken Flußufer mit dem oberen Absperwerk verband und dadurch ruhiges Wasser in der Lücke herstellte.

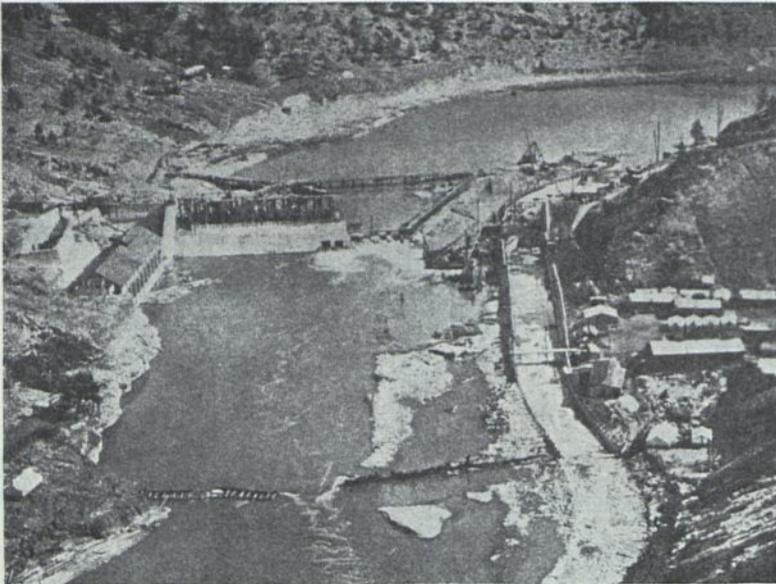


Abb. 154b. Hauserlake, Wiederaufbau. Baustelle und Betonkanal am linken Ufer, welcher später von der Mauer umschlossen wurde.

Das Gefluter wurde an der Kreuzungsstelle mit der endgültigen Staumauer auf 10,67 m zusammengezogen und derart in Beton gesetzt, daß es später mit dem Körper derselben verschmelzen konnte. Eine Anzahl Kanäle in der fertigen Mauer unterstützte den Wasserabfluß. Die engere Baugrube ist dann weiterhin durch sieben Senkkasten von 3,66 m Breite und bis zu 11,6 m Länge und den wasserseitigen Teil der endgültigen Mauer — zwischen Kofferdämmen hergestellt —

eingeschlossen. Die Senkkasten sind mit Abständen von 0,61 bis 1,22 m bis zu 21,34 m unter Wasser versackt und die Felsfuge mit Beton gedichtet.

In derselben Weise konnten die Anschlüsse an das fertige Bauwerk, die Felswand und die Fugen zwischen den Senkkasten unter Zuhilfenahme von Spundwänden gedichtet werden mit Ausnahme der Fugen zwischen den Senkkasten 3 bis 7. In der Mittellinie der letzteren wurde über dem Zwischenraum zwischen je zweien eine 1,22-m-Luftschleuse aufgesetzt. An der Fläche jedes Senkkastens war eine 1,22 m breite Nut durch zwei senkrechte 30/30-Kanthölzer vorgesehen.

Die Leute in der Luftschleuse (1,22 m) räumten den Boden des Flußbettes aus und setzten wagerechte Hölzer in die Nuten ein.<sup>1)</sup>

Die Baugrube wurde dann ausgepumpt und gleichzeitig die flußabwärts liegenden Senkkasten gegen den wasserseitigen Teil der endgültigen Mauer abgestrebt.

<sup>1)</sup> Die Wegmannsche Beschreibung der Fugendichtung unter Verwendung der Druckluftschleuse ist unklar.

Nachdem der Aushub 10,66 m Tiefe unter Flußspiegel erreicht hatte, wurde der Felsen unter dem Geflüter voll wasserführender Hohlräume und Spalten gefunden. Das Wasser wurde in Rohre gefaßt und in einem 1,22-m-Rohr vereinigt. An das letztere gab man mit Zwischenpausen so lange Zementbrühe, bis es sich gänzlich verstopft hatte. Während vorher sechs Zentrifugalpumpen von je 30 m Durchm. und

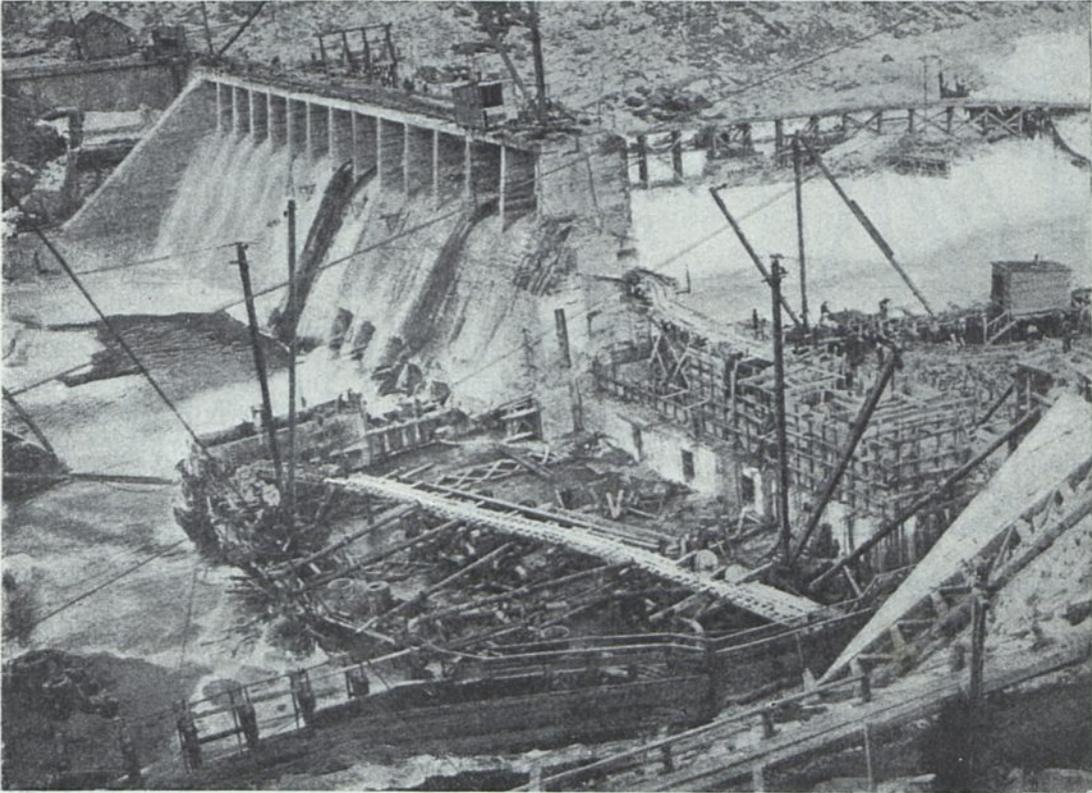


Abb. 154c. Hauserlake, Wiederaufbau.  
Der auf Senkkasten gegründete tiefste Teil und der Wehraufbau.

94 m<sup>3</sup>/Min. Leistung erforderlich gewesen waren, genügte es nunmehr, für die Wasserhaltung eine einzige zeitweise in Betrieb zu halten, um den Bau im Trocknen zu vollenden.

Es ist nicht ersichtlich, warum man die Senkkasten nicht so angeordnet hat, daß man die Mauer unmittelbar darauf setzen konnte, ferner warum man nicht den tiefsten und schwierigsten Teil der Gründung zuerst in Angriff nahm.

#### IV. Pfeilersperren.

Unter Pfeilersperren bzw. aufgelösten Sperrmauern versteht man solche, bei denen die Gefäßwand — Decke — die Wasserlast auf einzelne Stützpunkte — Pfeiler — überträgt.

Es mußte mehr noch wie in den Abschnitten I bis III unter der Berechnung gleichzeitig auch die Bauweise der Absperrwerke behandelt werden, weil die Abhängigkeit beider voneinander eine viel innigere ist als bei den einfachen Querschnitten der Gewölbe- und Schwerkraftsmauern.

## 1. Die Entwicklung der Pfeilersperren.

### a) Älteste Beispiele.

Unter Pfeilersperren können die vorstehend angeführten Beispiele des Abschnitts III, eiserne Talsperren, hierher kann eine der ältesten spanischen Talsperren, diejenige von Elche im Rio Vinolapo (Abb. 155, 155a) vom Ende des 16. Jahrhunderts, gezählt werden. Gerade die letztere zeigt einen besonderen Vorteil der aufgelösten Bauweise, die Ausnutzung von Erhöhungen der Felsoberfläche für die Pfeilerteilung. Zwischen die Pfeiler sind senkrecht stehende Gewölbe gespannt.

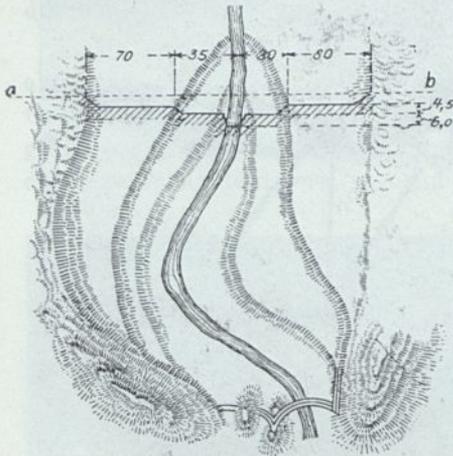


Abb. 155. Elche. Lageplan. Die Wirkung der Spülung des Beckens.

Ihr ähnelt die Mer Allum-Mauer für die Wasserversorgung von Hyderabad, Indien, um das Jahr 1800 erbaut. Die künstlichen Stützpunkte — Pfeiler von  $7,3 \times 12,8$  m Grundrißfläche, nahezu auch im Aufriß rechteckig und bis zu 15,0 m hoch — liegen in Achsabständen von 28,66 bis 52,10 m. Dementsprechend sind 21 stehende Halbkreisgewölbe von 10,67 bis 22,4 m l. Halbmesser und 2,62 m Stärke dagegensetzt. Die Mauer dient auf ihre ganze Länge von 800 m als Überfall und staut ein Becken von 8 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt bei 3,6 km<sup>2</sup> Oberfläche auf.

Senkrechte Tonnen zeigt neuerdings die Veninasperrre, Italien, Abb. 31, Abschnitt I. Vgl. auch Aaensire-Skizze, Z. d. deutsch. Wasserwirtschafts- u. Wasserkraftverbandes 1922, S. 180.

### b) Pfeilerverstärkungen und Schutzschächte.

Weniger konstruktiv durchgebildet sind die mit Strebepfeilern verstärkten Mauern. Lamy (Abb. 15), für die Speisung des Canals du midi 1877—80 erbaut, 126 m lang, 16,2 m hoch, mit 10 Strebepfeilern. Die Mauer zeigt eine Ausbauchung von 3 cm. Die starken Durchsickerungen sind durch Einstreuen von gelöschtem Kalk in das Beckenwasser verstopft, wodurch sich an der Luftseite ein schneeweißer Überzug bildete.

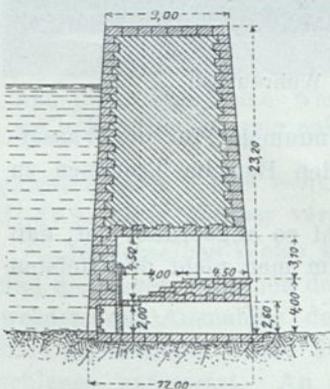


Abb. 155a. Elche. Schnitt durch den Spülkanal und die Bedienungskammer.

Die Mauer der Mutha, 1868 erbaut, hat nachträglich an den Knickpunkten Strebepfeiler erhalten (Abb. 91, S. 111).

Die Mauer von Pont (Abb. 156 und 156a), 1878—81 für die Speisung des Canals von Bourgogne erbaut, weist, trotzdem sie nur 150 m lang und nach 400 m Halbmesser gekrümmt ist, 8 Strebepfeiler auf.

Nachträgliche Strebepfeilverstärkungen wurden erforderlich für die Mauern von Grosbois <sup>1)</sup> und diejenigen von Chazilly 7 und Tillot 4, um den entstandenen Ausbauchungen entgegenzuwirken. Die drei Mauern sind in den Jahren 1830—38 für die Speisung des Kanals von Bourgogne erbaut. Die Tillotmauer Abb. 157 u. 157a trägt den Kanal für die Speisung der Scheitelhaltung des Kanals aus dem Becken von Chazilly.<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Vgl. S. 109, Abb. 90 u. 90a, Abschnitt I.

<sup>2)</sup> Vgl. Dumas, Barrages-Réservoirs S. 51 bis 55 u. 115, Paris 1896.

Eine Pfeilerverstärkung ist auch für die im Jahre 1882 im Tal des Gorzente nach einem Kreisbogen gekrümmte Sperre von Lavezze erforderlich geworden, nachdem sie 35 cm überströmt und 15 cm in der 150 m langen Krone ausgebaucht (1885). Sie ist ebenso wie die etwas oberhalb liegende Sperre von Lagolungo in hydraulischem Kalk von Casale erbaut und dient mit ihr zusammen der Wasserversorgung von Genua.

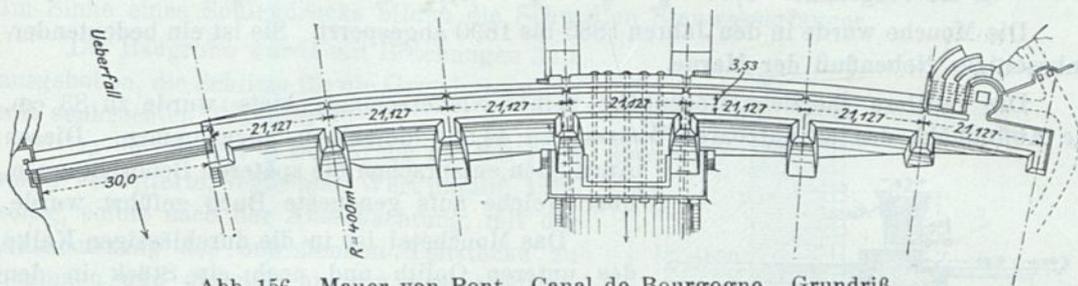


Abb. 156. Mauer von Pont. Canal de Bourgoigne. Grundriß.

Die Panzertalsperre für die Trinkwasserversorgung von Lennep ist 1893 mit 11,5 m größter Höhe, 1,6 m Kronen- und 7,5 m Grundfugenbreite nach 140 m Halbmesser gekrümmt erbaut.

Auch hier ist die „Auflösung“ = Pfeilerverstärkung nachträglich erfolgt, und zwar zwecks Erhöhung der Mauer im Jahre 1905 um 3,5 m. Ihre Kronenlänge vermehrte sich dadurch von 127 m auf rd. 160 m.<sup>1)</sup>

Die 12 radialen 3,0 m starken Pfeiler von 12,5 m Achsabstand laden luftseitig in der Krone 2,0 m, in der Grundfuge bis zu 8,0 m aus. Sie sind in der Krone und 7,75 m darunter (Scheitel O.-K.) durch Gewölbe verspannt. Zwischen diesen stemmt sich gegen die alte Mauer ein stehendes Gewölbe von 0,5 m Scheitelstärke, i. L. 9,5 m Sehne und 1,5 m Pfeil. Die Mauer hat sich nach dem Einstau um etwa 4 mm durchgebogen.

Sehr viel einfacher und billiger war die Umwandlung der erhöhten Mauer in eine Kernmauer durch beiderseitige Anschüttung, wozu der Anfang durch einen luftseitig gegen die Mauer geschütteten Wegedamm schon gemacht war (vgl. Bd. I, S. 170).

Die Staumauer der Mouche ist dadurch merkwürdig, daß auch ihre ursprüngliche Konstruktion in Strebepfeiler aufgelöst ist. Der Grund für die Anordnung dieser Pfeilervorlagen war aber nicht allein eine sparsame Verstärkung der als Stützmauer gerechnet unzureichenden „Decke“.

Der Herr inspecteur général Carlier wollte damit eine übermäßig starke massive Mauerkrone, welche zur Überführung eines 7,0 m breiten Vizinalwegs auf die 410 m Länge der Sperrmauer notwendig gewesen wäre, vermeiden. Der vorgelagerte Halbviadukt erzielt gleichzeitig eine sehr gute architektonische Wirkung.

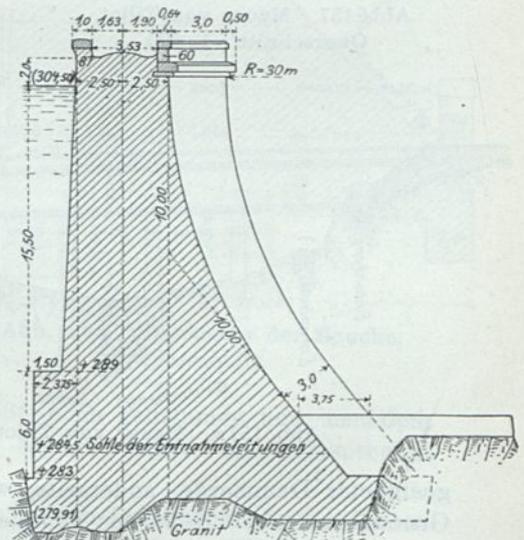


Abb. 156a. Mauer von Pont. Querschnitt mit Pfeilervorlagen.

1) Z. f. B. 1907/227.

Die Speisung der 14 km langen Strecke des Marne-Saône-Kanals wird durch vier große Stauweiher gesichert, nämlich:

1. La Liez . . .	16,10	Mill. m <sup>3</sup> Inhalt,	34,0	km <sup>2</sup> Niederschlagsgebiet
2. La Mouche .	8,65	" " "	65,0	" "
3. Charmes . . .	11,62	" " "	51,0	" "
4. La Vingeanne	8,34	" " "	86,5	" "

Die Mouche wurde in den Jahren 1885 bis 1890 abgesperrt. Sie ist ein bedeutender, linksseitiger Nebenfluß der Marne.

Die mittlere jährliche Regenhöhe seines Niederschlagsgebiets wurde zu 83 cm, die Abflußhöhe des ausnutzbaren Wassers zu 44,5% derselben angenommen. Diesen Annahmen entsprachen die späteren Beobachtungen, über welche aufs genaueste Buch geführt wurde.

Das Mouchetal ist in die durchlässigen Kalke des unteren Oolith und noch ein Stück in den braunen, undurchlässigen Mergel der Lias eingeschnitten. An den Talhängen traten daher in Höhe der Trennungsfäche zahlreiche Quellen zutage (Abb. 158).

Der feste, zur Gründung geeignete Felsmergel im Tale ist teils von dünnen, blättrigen, teils von ungeschichteten, schlammigen Mergeln und diese wieder von Alluvionen, bestehend aus Sand, Kies und Ton, überlagert. Seine Oberfläche steigt namentlich am rechten Ufer sehr flach und nicht

so schnell an wie die Taloberfläche, so daß man dort bis zu 20 m Tiefe, am linken Ufer bis zu 11,5 m Tiefe ausheben mußte, während die Mitte der Baugrubensohle nur 6,5 bis 7 m unter der Talsohle lag.

Trotz dieser ungünstigen Verhältnisse wurde einerseits wegen des gänzlichen Mangels

geeigneter Dammerde, andererseits, weil die Stauhöhe von 22,55 m über der Sohle des Grundablasses (= Höhe des Flußbetts) nicht unbedeutend erschien und ein ergiebiger Steinbruch mit einem Schmalspurgleis von 3,6 km Länge erreicht werden konnte, ein gemauertes Abschlußwerk ausgeführt.

Das Fundament der Mauer ist etwa 1 m tief in den Liasmergel eingelassen. Außerdem greifen aber noch drei Grundschwellen von quadratischem Querschnitt bis in größere Tiefen (Abb. 158a). Die wasserseitige hat 3 m Stärke, die luftseitigen je 2 m. Die mittlere erstreckt sich nicht auf die ganze Länge der Mauer von 410 m Länge, sondern nur auf 283 m des tiefsten Teiles. Sie ist in den Querschnitten, deren Sohlenbreite 12,5 m nicht übersteigt, weggelassen.

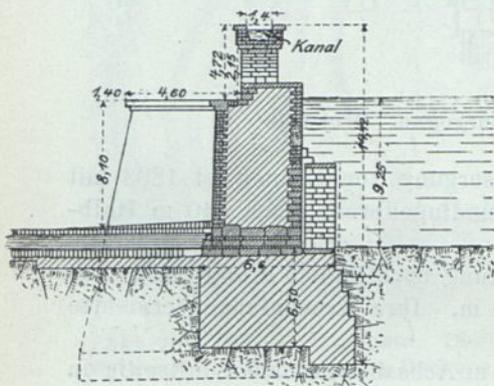


Abb. 157. Mauer von Tillot.  
Querschnitt. 1:500.

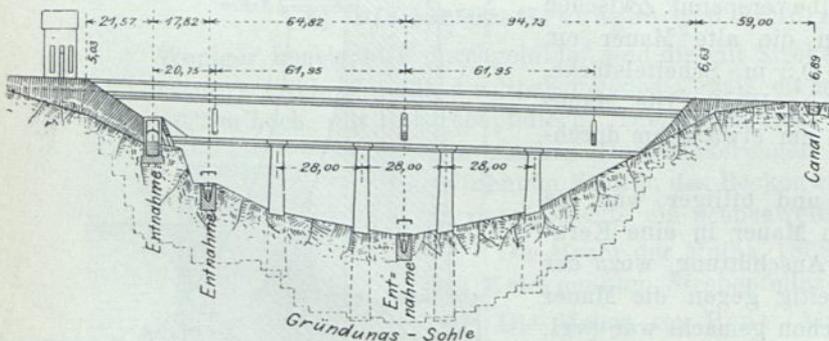


Abb. 157a. Mauer von Tillot. Luftseite.



Die äußeren, bis auf den festen Mergel eingetriebenen Pfähle wurden späterhin ausgezogen und die Löcher mit Zementmörtel vergossen.

Die linksseitige Rutschung bedrohte das in unmittelbarer Nähe befindliche Dorf St. Cierques.

In möglichster Eile gründete man Strebpfeiler von 1 m Dicke in Abständen von je 2 m und in 1,5 m Tiefe unterhalb der Rutschfläche. Sie wurden in Bruch-

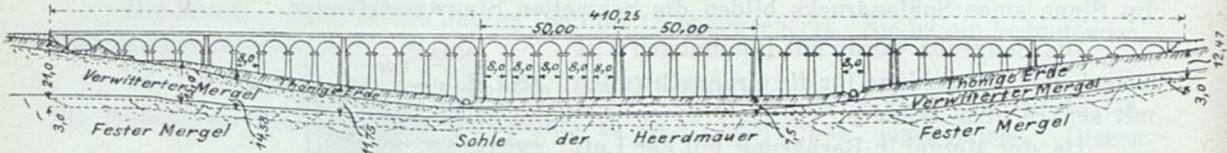


Abb. 158b. Staumauer der Mouche. Lufseite.

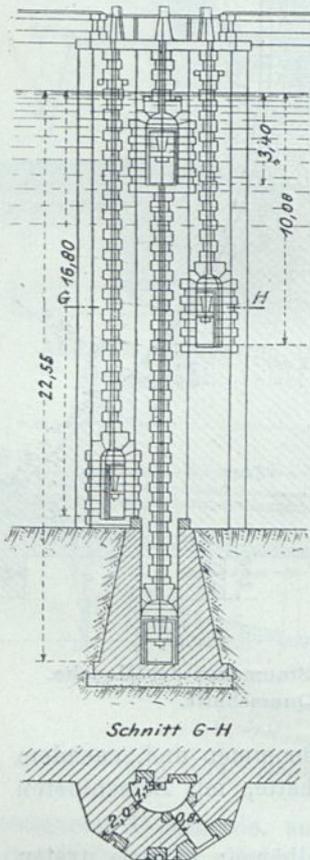


Abb. 158c. Staumauer der Mouche. Entnahmeturm.

steinen und Kalkmörtel mit Zementzusatz ausgeführt und die Lücken später ausgefüllt. Der Grundriß der Stützmauer bildete einen Kreissektor.

Weiterhin führte man unter Anwendung von Zimmerung den Aushub und diejenigen benachbarten Teile der Sperrmauer aus, gegen welche sich der Stützsektor legen konnte. Das Verfahren war erfolgreich.

Das hochgehende Mauerwerk wurde in Schichten von 0,8 bis 1 m Höhe unter Vermeidung wagerechter Fugen und Anwendung senkrechter Binder hergestellt, wobei die Luftseite stets etwas voraussilte. Der Mörtel bestand aus 390 kg Kalk von Châteauvillain auf 1 m<sup>3</sup> aus Steinbruchabfällen gequetschten Sandes.

Er wurde am Endpunkt des Steinbruchgleises auf der rechten Dammseite in Broyeuren gemischt und auf dem fertigen Mauerwerk auf Gleisen mit Steinunterlagen verfahren. Die Bruchsteine wurden auf den Gleisen eines wasserseitig geschlagenen Gerüstes, beide Materialien durch Seile ohne Ende, befördert.

Die raue Wasserseite der Mauer ist durch einen dreimaligen Teeranstrich gedichtet, welcher mit Kalk geweißt ist, um ihn vor der Einwirkung der Wärme zu schützen. Auf der Luftseite ist der Mauer ein sogenannter Halbviadukt vorgelegt, welcher der Mauer ein eigenartiges Aussehen gibt und keinen anderen Zweck hat, als die Überführung eines 7,6 m breiten Weges zu ermöglichen.

Die 40 Gewölbeöffnungen von je 8 m lichter Weite sind durch Gruppenpfeiler, welche vor den übrigen etwas hervortreten, in Abteilungen von je fünf Bogen zerlegt.

Über den Zwickeln der Bogen sind Entlastungsgewölbe geschlagen, deren Erzeugende der Straße gleichläuft. Letztere ist über der Betonabgleichung als Chaussee hergestellt.

Die Entnahmevorrichtung besteht in zwei der Mauer wasserseitig vorgelegten Türmen im Horizontalschnitt, durch ein halbes Zehneck begrenzt und nach einem Halbkreis von 1,15 m Halbm. ausgehöhlt (Abb. 158c).

Die Schützöffnungen sind in senkrechten Abständen von 4,5 m auf die drei wasserseitigen Flächen des Zehnecks verteilt, wodurch die Betätigung der Gestänge und Winden für die schmiedeeisernen Schützenverschlüsse von der Mauerkrone aus erleichtert wird. Zum Abfluß dient stets das dem jeweiligen Wasserspiegel zunächst gelegene, unter geringstem Druck stehende Schütz. Von der Sohle des Brunnens aus wird das Wasser mittels eines Stollens durch die Mauer geführt, dessen wasserseitige Mündung auf 3 m Länge in zwei kleine Schützöffnungen zerlegt ist. Auf diese Weise wird der Wasserdruck auf die Verschußschütze derselben, welche ebenfalls von der Mauerkrone aus bedient werden, in mäßigen Grenzen gehalten.

Übrigens hat man es durch die doppelte Verschußvorrichtung in der Hand, den Wasserspiegel im Brunnen auf beliebiger Höhe zu erhalten.

Der Überfall schließt sich, talaufwärts gerichtet, rechtwinklig an das rechte Ende der Staumauer auf 30 m Länge an. Es sind in denselben drei Schütze von 1,25 m Tiefe und Breite eingebaut.

Der Abflußkanal ist in 8 m Breite durch das Sperrmauerende und in einzelnen Haltungen kaskadenförmig in das Tal geführt. Die Sohle jeder Haltung besitzt ein Gegengefälle von 5 % und verbreitert sich in der Fließrichtung von 1,65 m auf 5 m, um eine Zunahme der Geschwindigkeit zu verhindern.

Auf 1 m<sup>3</sup> Mauerwerk kamen im Durchschnitt 0,42 m<sup>3</sup> Mörtel zur Verwendung. Das Raumgewicht des Mauerwerks ist durch unmittelbare Wägung eines Probeklotzes von 4 m<sup>3</sup> Inhalt auf einer Brückenwage zu rd. 2150 kg/m<sup>3</sup> ermittelt.

Während 25 Beobachtungstagen war das geringste Gewicht 2147 kg/m<sup>3</sup>, das höchste, nach einem Gewitter, 2161 kg/m<sup>3</sup>.

Das Gewicht des Halbviadukts wurde für die Berechnung als gleichmäßig über die Mauerlänge verteilt angenommen.

Die Pressungen sind nicht höher als zu 6,26 kg/cm<sup>2</sup> (voll) bzw. 6,36 kg/cm<sup>2</sup> (leer) zugelassen, weil man dem Liasmergel des Fundaments nicht recht traute. Rechnungsmäßig ergeben sich bei leerem Becken luftseitig geringe Zugspannungen, was als unbedenklich erachtet wurde, da eine vollständige Leerung, selbst während des Baues, nicht zu befürchten war. Das Mauerwerk befindet sich zum größten Teil (56 %) unterhalb der Erdoberfläche, trotzdem man den eigentlichen Querschnitt nur bis auf 10 m Tiefe unter dieselbe führte und die luftseitige Begrenzung von dort ab durch eine Dossierung von 7,5 % ersetzte (Abb. 158).

Diese Ersparnis an Mauerwerk hat man sich bei der großen Tiefe, der Einspannung und der Unwahrscheinlichkeit einer Unterspülung gestatten zu dürfen geglaubt.

Während des Winters 1890 bis 1891, wo die Temperatur auf 10° bis 20° unter 0 herabsank und der Stau 5,20 m unter Mauerkrone gehalten wurde, zeigten sich in der Sperrmauer, in der Mitte zwischen je zwei Gruppenpfeilern des Halbviaduktes mit Ausnahme des Endfeldes, Risse (im ganzen sieben). Dieselben verschwanden in 11,25 m Tiefe unter Krone.

In letzterer gemessen betrug ihre Öffnung je  $\frac{1}{4}$  bis 2 mm, im ganzen  $7\frac{1}{4}$  mm.

Bei steigender Temperatur schlossen sich vier der Risse gänzlich, die anderen verengten sich wesentlich.

Auch im Grundriß bewegte sich die Mauer mit einem größten Ausschlag von 25 mm in der Weise, daß sich zwei Wendepunkte bildeten.

Das in der Mitte angebrachte Zeichen verschob sich talaufwärts, die in den Viertelpunkten angebrachten talabwärts.

Diese Form behielt die Mauer, je nach der Temperatur, in größerem oder geringerem Maße bei.

Hätte man der Mauer im Grundriß die Form eines Kreisbogens mit 25 m Pfeil gegeben, so wäre der Ausbauchung die Richtung vorgeschrieben und die Risse vermieden worden.

Die Mehrlänge hätte nur 4,05 m, also  $\frac{1}{101}$  der tatsächlichen betragen, während der Inhalt des Beckens nur um  $112\,000\text{ m}^3 = \frac{1}{77}$  abgenommen hätte.

Dies ist der einzige Vorwurf, welchen man gegen den im übrigen muster-gültigen Bau auf dem V. internationalen Schiffahrtskongreß 1892 erhob.

Als aufgelöste Mauern können wasserseitige Dichtungs- und Schutzschächte massiver Mauern angesprochen werden. Der in der ersten Auflage dieses Buches angeführte Vorschlag von

Lerond und Coignet,<sup>1)</sup> die Tragkonstruktion, die eigentliche Stützmauer, von der dichtenden zu trennen (Abb. 159 u. 159a), ist in der Zwischenzeit verwirklicht worden.

Durch die Vorlage wasserseitiger dichter Schächte wird die Dichtungsschicht und das Drainagesystem der Sperrmauer zu einer selbständigen Konstruktion, zugänglich und in hohem Grade unabhängig von Material, Ausführungsart und Verhalten des eigentlichen Mauerkörpers (vgl. Abb. 159). An letzterem wird ein Teil des Kostenaufwandes für die Schächte einzusparen sein.

An der Mouchesperre (Abb. 158) hatten sich Bewegungen und Undichtigkeiten gezeigt. Den gefährdeten Stellen ist in ganzer Höhe eine 8 bis 12 cm starke Beton-eisenwand in einem Abstand von 10 cm vorgelegt. Dieselbe ist in Abständen von 60 cm durch senkrechte Stege gegen die Hauptmauer abgestützt und dort und zwischendurch mit derselben verankert (Abb. 160).

Die entstehenden Schächte rechteckigen Querschnitts sind am Fuße der Mauer durch eine Leitung verbunden, welche das Sickerwasser sammelt und durch die Mauer abführt.

Dieselbe Anordnung, aber mit halbkreisförmigen Schächten von 3,25 m mittlerem Durchmesser und 2 m Pfeilerbreite war für die Mauer des Staubeckens von Ban Abb. 161 vorgesehen (Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 524; Handb. f. Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. IV, S. 251).

Einen Mantel halbkreisförmiger,  $r = 0,8\text{ m}$  wasserseitig nach dem Krümmungshalbmesser der Talsperre abgeglichenen Betonschächte hat man, von einem Mauerabsatz

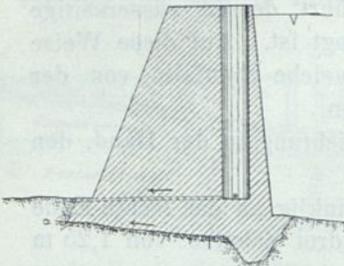


Abb. 159.  
Schutzschächte gegen das Eindringen des Stauwassers nach Lerond. Aufriß.

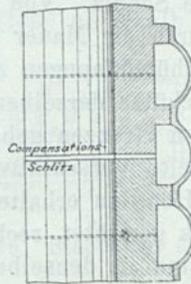


Abb. 159a.  
Schutzschächte gegen das Eindringen des Wassers nach Lerond. Grundriß.

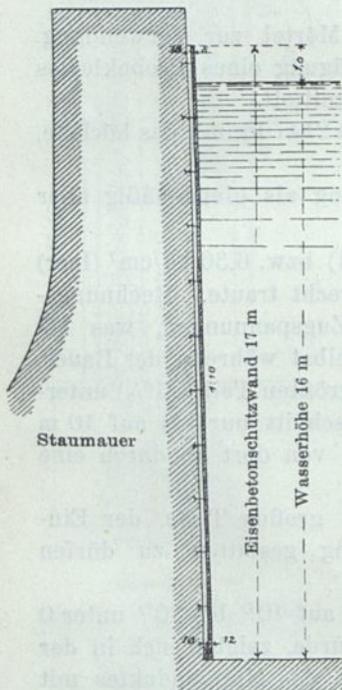


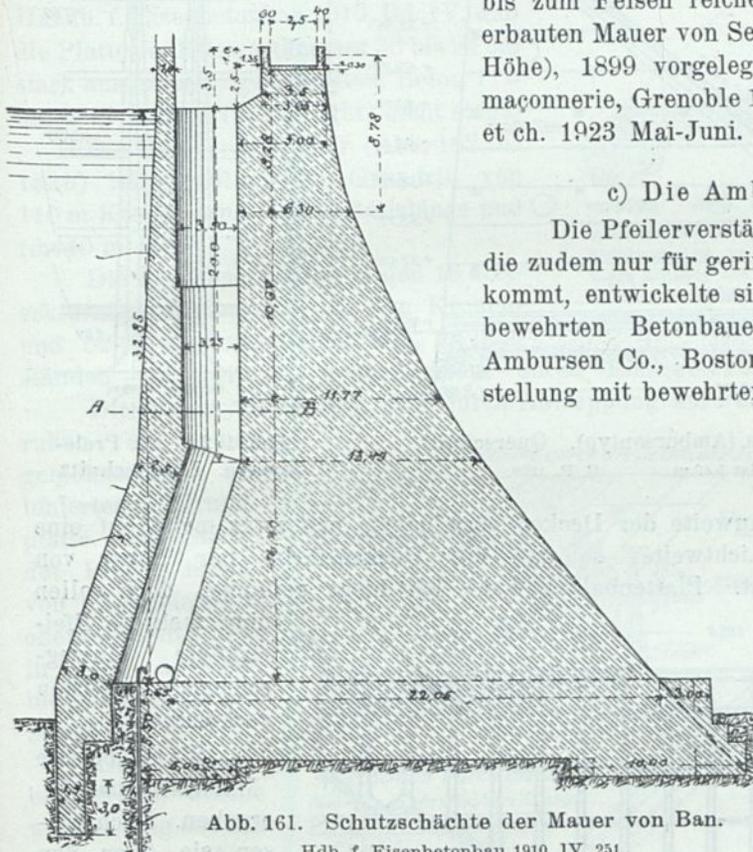
Abb. 160. Mouchesperre bei Saint-Ciergues. Nachträgliche Eisenbetondichtungswand 12 cm stark.

<sup>1)</sup> Maurice Lévy, Mitteilungen an die Akademie der Wissenschaften, Paris 1895. Siehe Génie civil 1895 u. 1896. — Pelletreau, Ann. d. Ponts et Chauss. 1897, I Trimestre. — Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 450 und 1898, S. 525. — Lencauchez, Über die Konstruktion großer Sperrmauern.

28,4 m unter Krone (Höhe der Hinterfüllung) beginnend, der Queistalsperre (siehe Beschreibung dieser nach Zeitschr. f. Bauw. 1908, S. 405) von vornherein vorgelegt. Die Pfeiler von 0,8 m Breite stützen sich gegen die verputzte Wasserseite der Mauer. Aus ihrer Fläche baucht auch der Schieberschacht mit 1,3 m Halbmesser aus. Die Scheitelstärke sämtlicher Schächte beträgt 0,5 m.

Die Schächte können sich unabhängig von der Mauer bewegen, stehen mit dem Stauwasser in offener Verbindung und bilden einen wirksamen Schutz gegen Temperaturspannungen. Den Zweck, die wasserseitige Dichtungsfläche im Gegensatz zu der früher geschilderten Verblendung zu schützen und zugänglich zu erhalten, können sie nur unvollkommen erfüllen. Ähnliche Schächte von 2,0 m Achsabstand der Pfeiler, aber

bis zum Felsen reichend, sind der 1855 bis 1858 erbauten Mauer von Settons, L'Yonne (21 m größte Höhe), 1899 vorgelegt (vgl. Bellet, Barrages en maçonnerie, Grenoble 1907). La Bouillouse. a. d. p. et ch. 1923 Mai-Juni.



### c) Die Ambursenbauweise.

Die Pfeilerverstärkung der Schwerkraftmauer, die zudem nur für geringere Mauerhöhen in Betracht kommt, entwickelte sich aus den Fortschritten des bewehrten Betonbaues unter den Händen der Ambursen Co., Boston U. S., zur Dreieckspfeilerstellung mit bewehrter Decke. Hunderte von Ausführungen (vgl. Zusammenstellung am Schluß dieses Abschnitts) vom niedrigen Wehr mit Gegendecke an (Absturzfläche luftseitig) bis zu Höhen über 40 m haben sich bewährt.

Wenn meine Auffassung, daß man sich die Pfeiler in Strebenstreifen in der Richtung des Wasserdrucks und Eigengewichts zerlegt denken kann, richtig ist, dann ist die Pfeilerbegrenzung des Ambursen-

typs wasserseitig zu flach (45 bis 55°), luftseitig zu steil (76 bis 80°). Bau und Pfeilerabsätze müßten nach der Wasserseite ansteigen. (Vgl. Einleitung, Abb. 1 u. 2.)

Die Pfeilerstärke der Ambursenmauer nimmt von 0,30 bis 0,35 in der Krone in wagerechten Absätzen (Schalung) je nach der Mauerhöhe bis auf 1,85 m (Combamala 5 m hoch Abb. 168) zu. Dadurch rückt der Pfeilerschwerpunkt zweckmäßigerweise tiefer als bei Pfeilern gleicher Stärke.

Mit Oberkante der Absätze bündig liegen wagerechte bewehrte Versteifungsbalken. Es empfiehlt sich, die Balken nicht unmittelbar in die Wand, sondern in Versteifungsrippen einbinden zu lassen und auch die luftseitige Pfeilerbegrenzung mit einer Rippe zu versehen. Die Pfeiler selbst sind selten bewehrt. Sie stehen entweder vereinzelt

(besser!), auf einer Fundamentverbindung oder auf gemeinsamer Fundamentplatte. Die aufgelöste Mauer geht nach den Talhängen zu in den Schwerkraftquerschnitt über.

Die Achsteilung der Pfeiler beträgt nicht über 6,10 m. Die Pfeilerköpfe sind durch Auskrägung rippenförmig verstärkt (bis zum Dreifachen der Pfeilerstärke).

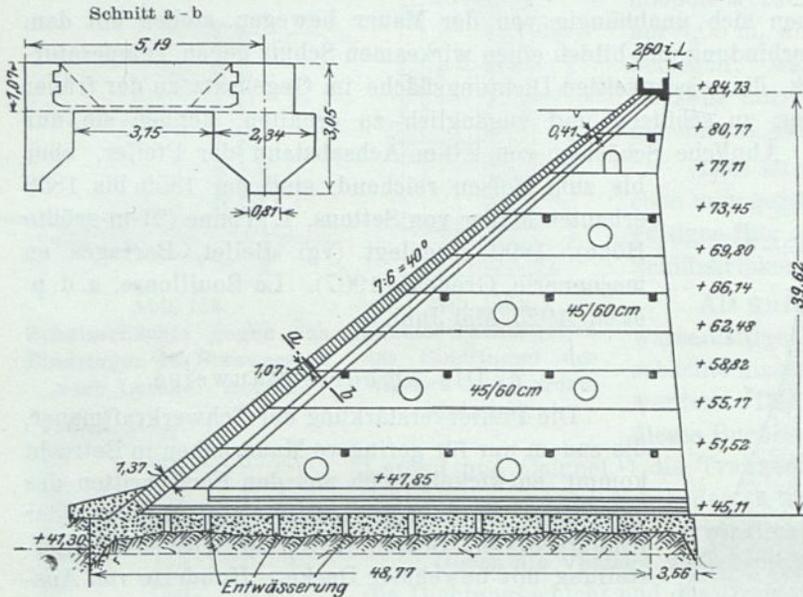


Abb. 162. La Prelesperre (Ambursentyp). Querschnitt.  
Der Pfeilerabstand ist 5,49 m. E. R. 1909.

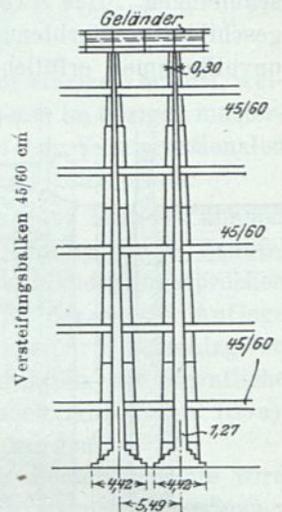


Abb. 162a. La Prelesperre. Längsschnitt.

Dadurch wird die Spannweite der Decken vermindert, und zwar meist auf eine gleichförmige Stütz- und Lichtweite, so daß die Deckenstärke nur linear von der Wassertiefe abhängig ist. Plattenbalken habe ich nicht gefunden, doch sollen über mehrere Pfeilerköpfe hinwegreichende Decken vorkommen.

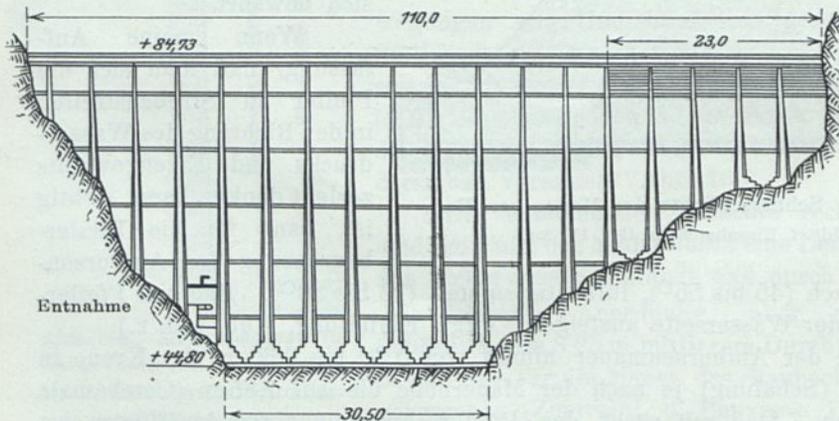


Abb. 162b. La Prelesperre. Luftseitige Ansicht.

Sie mögen eine Materialersparnis ergeben. Doch weisen sie über den Pfeilerköpfen wasserseitig Biegunszugspannungen auf und erleichtern daselbst Rißbildungen.

Im allgemeinen sind die Decken nachträglich mit einer Isolierzwischenlage — Pappe, Filz, Asphalt — zwischen Falze der Pfeilerköpfe gestampft. Diese Ausführungsweise schützt sowohl die Decken als die Pfeiler gegen die Übertragung von Bau-Senkungs- und -Schwindspannungen von einem zum andern.

Die Spannbalken verteilen die Längenausdehnungen gleichmäßig auf die einzelnen Fugen und verhindern eine Konzentration der Ausdehnung oder Zusammenziehung mehrerer Felder auf eine Fuge.

Wagerechte Ausdehnungsfugen haben sich nicht als erforderlich erwiesen.

Die Decke ist meist in scharfem Knick in die Herdmauer übergeführt, seltener der dreieckförmige Zwickel vollgestampft.

Von einer künstlichen Dichtung der Deckenoberfläche wird abgesehen. Die Ellsworth Cy., Me., bestätigt dem Verfasser des Abschnitts Staudämme usw., Handb. f. Eisenbetonbau 1910, Bd. IV, daß die Platte der Ellsworthmauer 36 bis 94 cm stark aus nassem, gestampftem Beton 1:6 unter 17 m Stau (bottle tight) dicht stand.

Die La Prelemauer (Abb. 162 bis 162b) ist geradlinig im Grundriß von 110 m Kronen- und 30,5 m Basislänge und rd. 40 m Höhe.

Die Tragkonstruktion bilden 18 dreieckförmige Pfeiler von rd. 3 m Kronen- und 52,43 m Grundfugenbreite, in Abständen von 5,49 m, gegeneinander durch Eisenbetonbalken 45/60 cm abgesteift.

Die Pfeiler verbreitern sich durch Abtreppung am Fuße unter 45° auf 4,42 m und

ruhen auf einer gemeinsamen betonierten Grundplatte. Die Stärke der Pfeiler nimmt von Fundamentoberkante mit 1,27 m in fünf Absätzen bis Mauerkrone auf 30 cm ab.

Die Eisenbetondecke, welche wasserseitig auf den dort durch Auskragung bis auf 2,34 m verstärkten Pfeilern ruht, ist unter rd. 40° (7/6) geneigt. Sie nimmt gleichfalls in entsprechenden Absätzen von 1,37 m auf 41 cm Stärke ab. Der Beton der Decken besitzt das

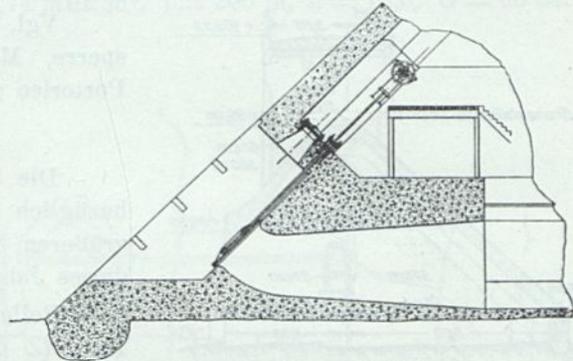


Abb. 163. Ellsworth-Mauer.

Ambursenbauweise. Entnahme im Pfeilerzwischenraum. Schützstange in Stopfbüchse. Schütz wasserseitig, nach Einsatz von Schütztafeln statt der Rechen durch Mannloch zugänglich. Besondere Entwässerung des Vorraumes wäre zweckmäßig. Hdb. f. Eb. 1910, IV, S. 263 u. f.

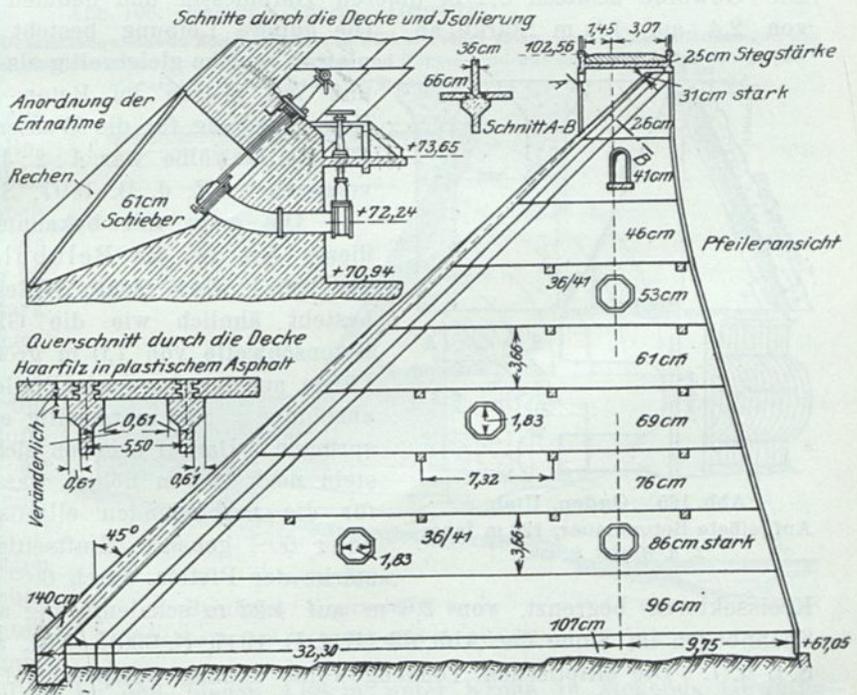


Abb. 164.

Guyabalmmauer, Portorico. Pfeiler- und Deckenquerschnitt. Der Eisenbetonteil 280 m lang. Beton 1:2:4 steht auf dem Diorit des Flußbetts.

Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4, derjenige der Pfeiler 1 : 3 : 6. Für die Eisenbewehrung sind 984 kg/cm<sup>2</sup> Zug, für den Beton der Decke 38,67 kg/cm<sup>2</sup> Druck zugelassen. Den Überfall bildet eine Lücke der Mauerkrone am Talhang von 23 m Länge und 1,5 m Tiefe. Fünf Rohre durchdringen die Decke zu Entnahmezwecken. Während des Baues floß das Wasser durch eines der Pfeilerfelder ab.

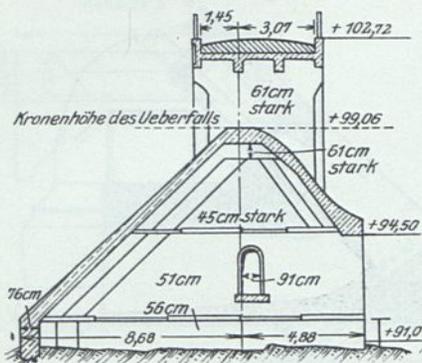


Abb. 164a. Guyabalmauer, Portorico.  
Überfallmauer mit Gegendecke.

Auch die Sperre von Ogden, Utah (Abb. 165), 32 m hoch, 5,0 m Kronen-, 29,3 m Basisbreite, beiderseitige Pfeilerneigung 65°, soll Entwurf geblieben sein. Sie zeigt m. W. zum ersten Male geneigt liegende — also ständig unter Spannung (der Eigenlast) befindliche Deckengewölbe von 9,75 m Lichtweite zwischen sechs 5 m starken Pfeilern. Die Gewölbe besitzen 5,2 m inneren Halbmesser und nehmen von unten nach oben von 2,4 auf 1,8 m Stärke ab.

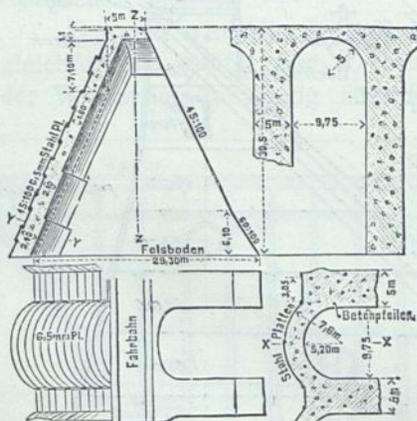


Abb. 165. Ogden, Utah.  
Aufgelöste Betonmauer, 120 m lang.  
Z. d. B. 1897, S. 450.

Die äußere Leibung besteht aus 6,5-mm-Stahlplatten, welche gleichzeitig als Lehren dienen sollten, und mit Bolzen im Beton verankert sind. Als Betonmischung für die Wasserseite der Pfeiler und für die Gewölbe war 1 : 2 : 4, im übrigen 1 : 3 : 5 vorgesehen (Z. d. B. 1897, S. 450; 1898, S. 530).

Die erste mir bekannte neuere Ausführung dieser Art ist die Belubula-Sperre (Abb. 166 bis 166b), New South Wales, 1898 erbaut. Sie besteht ähnlich wie die Glenosperre aus einer Betonschwelle von 7,0 m größter Höhe und 42 m Länge, aus der aber sechs Pfeilerfundamente in Achsabständen = 8,53 m talseitig etwa 8 m weit herauspringen. Darauf erheben sich die Pfeiler in Backstein noch 11,2 m höher, wasserseitig als Kämpfer für die verbindenden elliptischen Tonnengewölbe unter 60° geneigt. Luftseitig nimmt die Mauerstärke der Pfeiler, durch 60° umfassende, stehende Kreissektoren begrenzt, von 2,6 m auf 1,22 m schalenförmig ab. Sie bilden daher Spannbogen im Sinne der Abb. 63 (Z. f. B. 1917, S. 690). Vgl. auch Abb. 1, 1a u. 2, S. 6 u. 7. Die elliptischen Tonnengewölbe nehmen entsprechend diesen Absätzen von 1,22 auf 0,38 m Stärke ab.

Die Zwickel wasserseitig sind durch Beton zu einer unter 60° geneigten glatten Fläche ausgeglichen.

Vgl. ferner die Entnahme der Ellsworthsperre, Me. (Abb. 163) und die Guyabalsperre, Portorico (Abb. 164 u. 164a).

#### d) Gewölbedecken.

Die Verwendung von gewölbten Decken, die bezüglich des Pfeilerabstands einen erheblich größeren Spielraum gewähren, hat erst zu Anfang dieses Jahrhunderts wieder Eingang gefunden.

Pelletreau veröffentlicht in den a. d. p. et ch. 1897 (Z. d. B. 1898, S. 526; Z. f. B. 1907, S. 231) einen Entwurf mit stehenden Segmentgewölben, 30 m hoch, zwischen Dreieckspfeilern von 3,7 m Stärke und 10 m Lichtabstand mit Spannbogen.

Beton-Flügelmauern, auf den Fels gegründet, und ein Überfall, 20 m lang mit Schützregulierung, bringen die geradlinige Länge des Bauwerks auf 131,36 m.

Eine gewölbte Decke, und zwar unter Verwendung einer Bewehrung, ist im Jahre 1908 von Eastwood beim Bau der Humelakesperre, Nevada, zur Ausführung gekommen (Wegmann, S. 436h).  $J = 1,74 \text{ Mill. m}^3$ ,  $l = 206 \text{ m}$ ,  $h = 18,6$ ,  $O = 35 \text{ ha}$ .

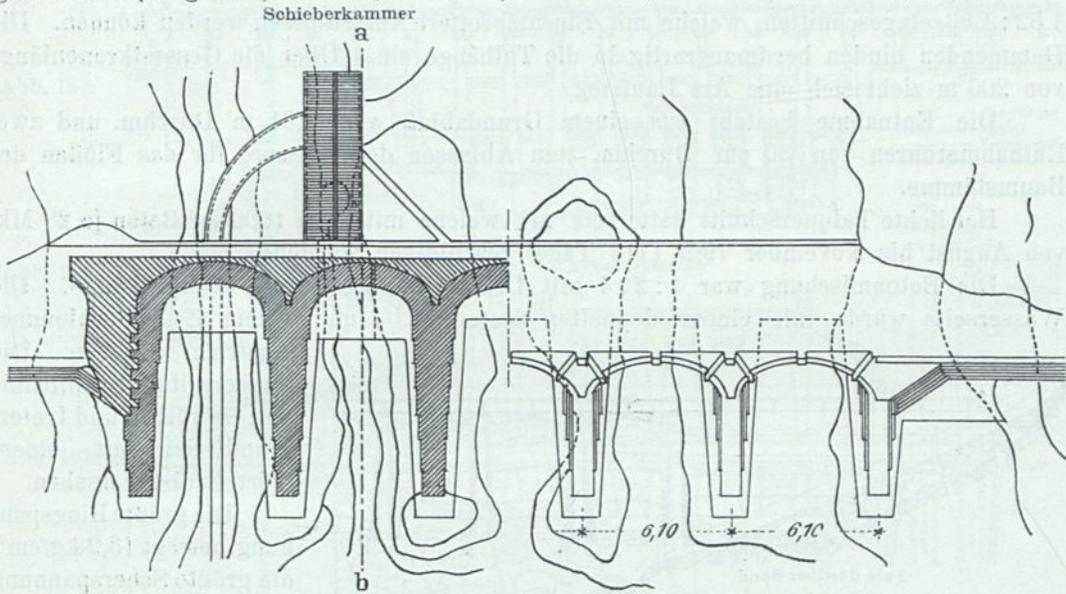


Abb. 166. Belubula-Sperre. Grundriß.

Die Sperre besitzt  $\sim 130 \text{ m}$  Gesamtlänge, davon kommen auf 5 gewölbte Felder 42,0 m, auf 5 Überfallöffnungen am linken Talrand 19,5 m. Die eng schraffierten Querschnitte (Pfeiler und Bögen) sind aus Ziegelstein, das übrige (weit schraffiert) ist aus Beton hergestellt.

Die Mauer besteht aus 12 halbkreisförmigen Bögen  $r = 7,62$  zwischen den Verstärkungsrippen des Pfeilerkopfes als Kämpfer. Der Pfeiler ist an der Krone 0,61 m stark und ebenso die Rippen, zusammen 1,83 m. Er nimmt mit  $\frac{1}{24}$  Dossierung nach unten zu. Die luftseitige Pfeilerkante 5 : 12 ist ebenfalls durch eine Rippe verstärkt.

Die Gewölbe setzen auf einem 1,04 m hohen Sockel im Granituntergrund unter  $68^\circ$  Neigung der äußeren Scheitellinie an und biegen 4,88 m unter Krone in stehende Gewölbe von 46 cm Stärke in die Höhe. Die Gewölbe unter 6,10 m Höhe stehen senkrecht.

Von der Knickstelle abwärts nimmt die Gewölbestärke im Anzug  $\frac{1}{24}$  dergestalt zu, daß der äußere Zentriwinkel konstant  $118^\circ$  bleibt, während der innere von

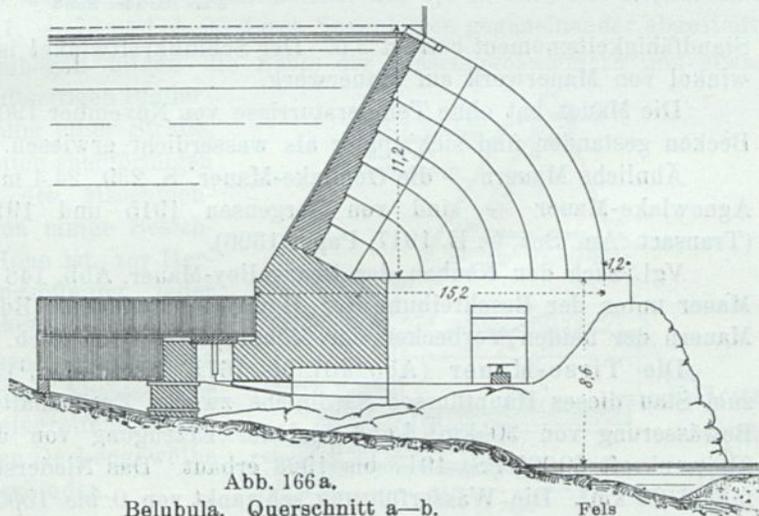


Abb. 166a.  
Belubula. Querschnitt a-b.  
Die Pfeiler sind als Stützbogen ausgebildet.

129° 50' entsprechend der Sehnenverkürzung infolge Zunahme der Pfeiler- und Gewölbestärke abnimmt.

Die mittleren sechs Pfeilerfelder  $6 \cdot (15,24 + 3 \cdot 0,61)$  liegen in ihrer Krone als Überfall 0,30 m tiefer als die übrige Mauer (1,22 über Stauspiegel). Zur Hochwasserentlastung sind im übrigen in drei Mittelfeldern je vier fensterartige Überfallöffnungen 1,52 : 1,83 eingeschnitten, welche mit Einsatzbrettern verschlossen werden können. Die Dammenden binden herdmauerartig in die Talhänge ein. Über die Gesamtkronenlänge von 206 m zieht sich eine Art Laufsteg.

Die Entnahme besteht aus einem Grundablaß von 0,61 m Durchm. und zwei Entnahmerohren von 30 cm Durchm. zum Ablassen des Wassers für das Flößen der Baumstämme.

Der lichte Talquerschnitt hatte  $1600 \text{ m}^2$ , welche mit etwa  $1600 \text{ m}^3$  Beton je 28 Mk. von August bis November 1908 (114 Tage) geschlossen wurden.

Die Betonmischung war 1 : 2 : 4 mit Drahtseileinlagen von 12 km Länge. Die Wasserseite wurde mit einem doppelten Putz 1 : 1 $\frac{1}{2}$  und einem Zementschlemme-Anstrich versehen. Die wasserseitige Schnittlinie von Gewölben und Untergrund ist mit einem Mörtelwulst versehen.

Die größte Ringspannung beträgt  $13,2 \text{ kg/cm}^2$ , die größte Scherspannung  $3,5 \text{ kg/cm}^2$ , die Schlußkraft greift im Schwerpunkt des wagerechten Fugenschnitts an. Das

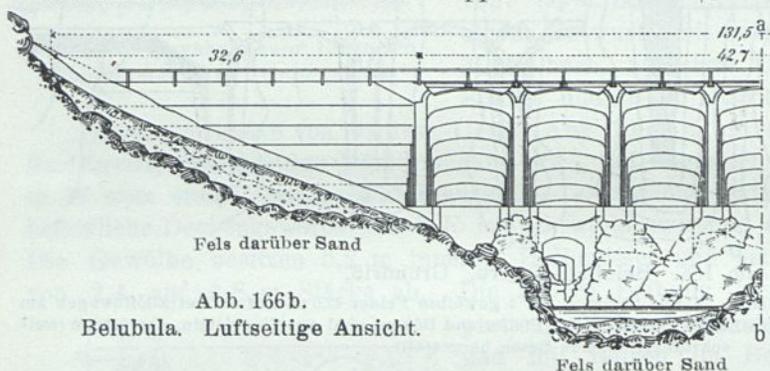


Abb. 166b.  
Belubula. Luftseitige Ansicht.

Standfähigkeitsmoment beträgt 3,6. Der Schlußkraftwinkel ist größer als der Reibungswinkel von Mauerwerk auf Mauerwerk.

Die Mauer hat ohne Temperaturrisse von November 1908 bis Juni 1909 bei leerem Becken gestanden und sich später als wasserdicht erwiesen.

Ähnliche Mauern — die Gemlake-Mauer, S. 239, 24,4 m hoch, 213 m lang, und die Agnewlake-Mauer — sind von Jorgensen 1915 und 1916 in Californien gebaut (Transact. Am. Soc. C. E. 1917, Paper 1396).

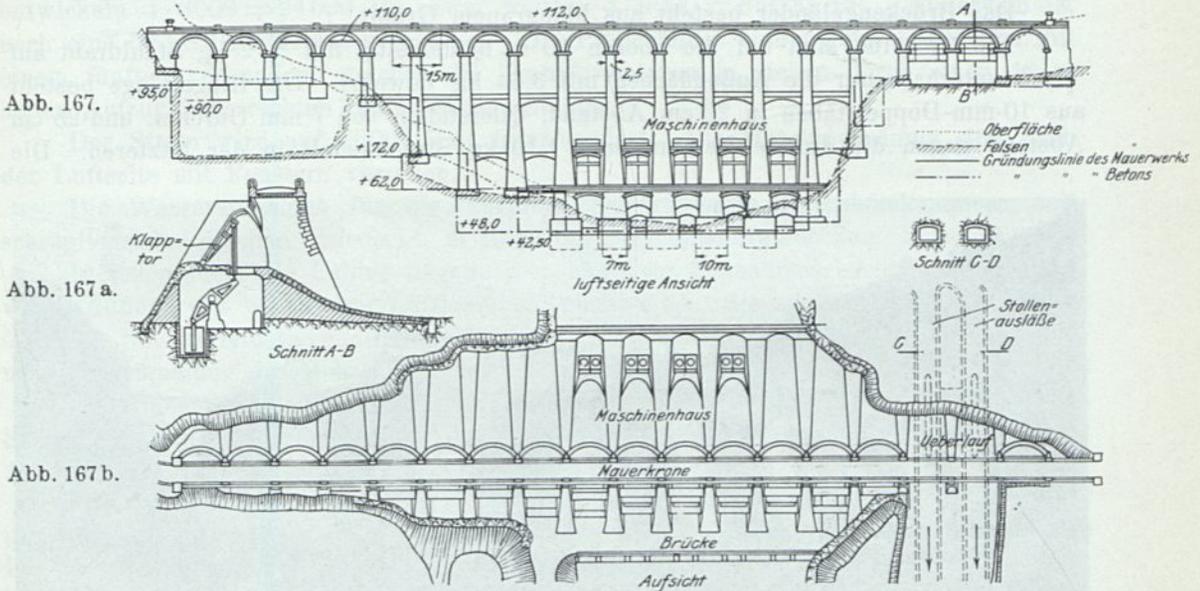
Vgl. auch den Neubau der Bearvalley-Mauer, Abb. 148 (Abschn. II), die Eleanor-Mauer unter der Beschreibung der Hetch-Hetchy-Mauer (Bd. III) und die aufgelösten Mauern der beiden Vorbecken der Möhnesperre, 10 m hoch.

Die Tirso-Mauer (Abb. 167 bis 167k) (Sardinien)<sup>1)</sup> ist als aufgelöste Mauer zum Stau dieses Hauptflusses Sardinien zwecks Zurückhaltung des Hochwassers, der Bewässerung von  $30 \text{ km}^2$  Land und der Erzeugung von durchschnittlich 10000 PS (Spitzenkraft 60000 PS) 1917 bis 1923 erbaut. Das Niederschlagsgebiet des Tirso umfaßt  $2100 \text{ km}^2$ . Die Wasserführung schwankt von 0 bis  $1000 \text{ m}^3/\text{Sek}$ ; i. M.  $20 \text{ m}^3/\text{Sek}$ . Der Beckeninhalte ist bei rd. 56,4 m Stau und  $22 \text{ km}^2$  Oberfläche rd. 400 Mill.  $\text{m}^3$ .

Die Mauer besteht aus 17 trapezförmigen Pfeilern von 5 m Kronenbreite zwischen den Talanschlüssen in 15,0 m Achsabstand. Die tiefsten Pfeiler sind bis Ord. 42,5 in den Trachit des Untergrundes (Druckfestigkeit  $840 \text{ kg/cm}^2$  [Annali del Consiglio superiore delle acque pubbliche, Roma 1922, Bd. 4, Heft 1 und Bd. 3, Heft 1]) eingelassen. Die

<sup>1)</sup> Vgl. auch Z. d. B. 1923, S. 328, Deutsche Wasserwirtschaft u. Bauingenieur 1924.

wasserseitige Begrenzung ist unter  $57^\circ$ , die luftseitige unter  $70^\circ 40'$  gegen die Waagrechte geneigt, was einer Fugenbreite =  $5,0 + \text{Höhe}$  unter Krone entspricht. Die Pfeilerstärke nimmt von 2,5 m in Kämpferhöhe der halbkreisförmigen ( $R = 5,0$  m) Gewölbe, welche die über den Damm führende Straße unterstützen, bis zur O. K. der rechteckigen



Tirsospermauer, Sardinien. E. N. R. 90/820.

Abb. 167. Luftseitige Ansicht. — Abb. 167a. Ausbalanciertes Klappstor als Überfallverschluß. — Abb. 167b. Grundriß.

Fundamentklötze der fünf tiefsten Pfeiler parabolisch auf 7,7 m zu. Die Pfeiler sind in drei Höhenlagen + 58,1, + 73 und + 90 durch Spannbogen gegeneinander abgesteift.

Die untersten Spannbögen bilden die Sohle der Maschinenkammern und etwas erhöht + 61,0 auf einer luftseitigen Pfeilerausladung die Unterstüzung einer Straße, die mittleren mit eingebauten shedförmigen Oberlichtern die Decke des Maschinenraums, die obersten tragen einige Besichtigungsstege. In jeder Höhe ist, zur Herstellung einer Verbindungsöffnung, jeder Pfeiler einmal durchbrochen.

Auf einer im Felsen eingelassenen Betongrundschwelle und in Absätze der Pfeilerköpfe als Kämpfer eingreifend, setzen sich die unter  $57^\circ$  geneigten Deckengewölbe an, welche die Pfeiler verbinden.

Die Stärke der kreisförmigbegrenzten Gewölberinge nimmt von 0,57 m in Kronenhöhe der Mauer auf 1,67 m im tiefsten Punkte zu. Das Pfeilverhältnis beträgt  $\frac{1}{3}$  der nach oben parabolisch zunehmenden Spannweite entsprechend einem konstanten Winkel von  $133\frac{1}{2}^\circ$  der Kämpferhalbmesser.

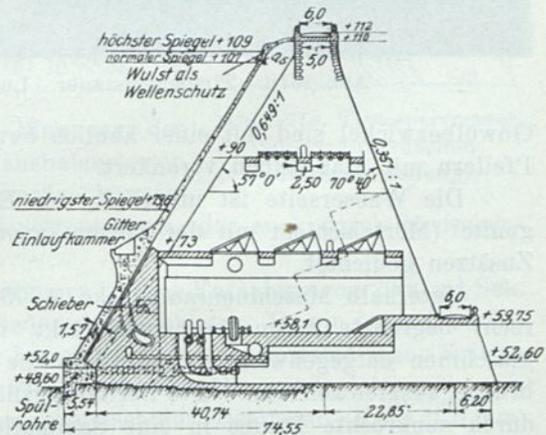


Abb. 167c. Tirsospermauer. Querschnitt durch das Maschinenhaus im Pfeilerfeld.

Die Pfeiler sind aus rötlichem Trachitbruchsteinmauerwerk in wagerechten Schichten hergestellt, mit Ausnahme des luftseitigen Pfeilerfußes, wo die Schichten senkrecht zur größten Schlußkraft ( $13,5 \text{ kg/cm}^2$ ) liegen. Die Pfeilerflächen sind durch Stahlanker, je einer auf  $3 \text{ m}^2$ , gegenseitig verspannt.

Das Brückengeländer besteht aus blaugrauem Granit.

Die Gewölbe sind auf die oberen 10 m beiderseitig mit  $8,12 \text{ kg}$  Stahldraht auf  $1 \text{ m}^2$ , unterhalb nur die Außenflächen mit  $3,64 \text{ kg}$  bewehrt. Die Ringeinlage besteht aus 10-mm-Doppelstäben in 20 cm Abstand, Querstäben von 7 mm Durchm. und 25 cm Abstand gegen die äußere Leibung und  $1,10 \text{ kg}$  Streckmetall in der letzteren. Die

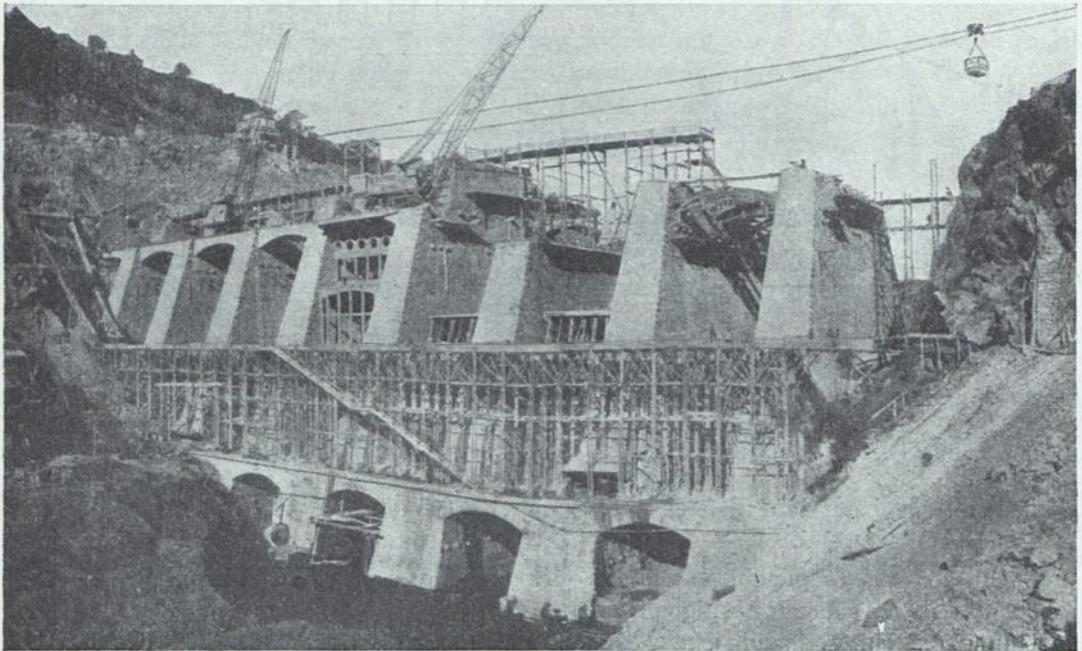


Abb. 167d. Tirsospermauer. Luftseite mit Gerüsten und Seilbahn.

Gewölbezwickel sind mit einer ähnlich bewehrten Betonschicht abgeglichen und in den Pfeilern mit Stahlstäben verankert.

Die Wasserseite ist unterhalb der Entnahmekammer mit Asphalt, oberhalb mit gunit (Mörtelschicht mit der Zementkanone aufgebracht = Torkret) und dichtenden Zusätzen gedichtet.

Unterhalb Maschinenraumdecke + 73 sind die Deckengewölbe durch eine senkrecht begrenzte Ausmauerung verstärkt, deren Masse einerseits den Vibrationen der Maschinen entgegenwirken, anderseits die Schwächung durch die Druckleitungsdurchbrüche ausgleichen soll. Die Berührungsflächen dieser beiden Mauerkörper entwässern durch senkrechte Drains in eine Sammelleitung am Fuße der Mauer. Auf Ord. 73 liegt noch eine zweite Sammelleitung, begehrbar und von eiförmigem Querschnitt mit Stichdrains nach allen Seiten zur Beobachtung etwaiger Undichtigkeiten. Beide entwässern durch ein 60-cm-Rohr in das Unterwasser der Turbinen.

Von letzteren ist je eine in den vier tiefsten Pfeilerfeldern, gekuppelt mit je einem Dreiphasenwechselstromdynamo von 5000 Volt Spannung, aufgestellt und wird durch einen Laufkran bedient.

Die Mauermaße, welche am wasserseitigen Pfeilerfuß zwischen Ablaufkanal und Gewölbedecke liegt und als Maschinenfundament dient, überträgt alle Stöße und Erschütterungen unabhängig vom Bauwerk auf den Untergrund.

Zwei der Doppelturbinen mit wagerechter Achse und getrennter Wasserzuführung entwickeln  $4 \cdot 6000 = 24000$  PS, zwei weitere  $4 \cdot 9000 = 36000$  PS. Außerdem ist noch eine 60-PS-Hilfsturbine vorhanden. Die Pfeilerfelder sind untereinander und mit einem fünften verbunden, welches die Transformatoren in sieben durch einen 40 m hohen Aufzug beherrschten Stockwerken enthält.

Der Strom wird auf 75000 Volt transformiert. Die Maschinenräume sind nach der Luftseite mit Fenstern versehen.

Die Wasserentnahme für die Turbinen erfolgt durch Entnahmekammern, mit schrägliegenden Rechen abgedeckt, in Höhe der Maschinenraumdecken.

In jedem der vier Felder liegen zwei bewehrte Entnahmeschächte, welche auf vollen Außendruck bei innerer Luftleere berechnet sind. Sie speisen je immer die im östlichen Nachbarfeld liegende Doppelturbine, durchdringen also den Zwischenpfeiler, um die Krümmung des Rohres zu vermindern.

Sie können durch einen Pfropfen in der Entnahmekammer, einen wagerechten Schieber in einer Rohrverengung in mittlerer Höhe des Maschinenraums und durch den Turbinenschieber verschlossen werden.

Die Turbinenwellen liegen 90 cm über Maschinenraumfußboden (+ 58,1), das normale Unterwasser auf 52,6, so daß noch ein Sauggefälle von 6,4 m vorhanden ist. Die Saugrohre entleeren in Kanäle von 5,0 m Breite, doch kann das Unterwasser bis auf + 59,75 steigen und das Maschinenhaus überfluten!

Außer den Druckrohren sind als Entnahmevorrichtungen noch vorhanden:

- 2 Spül- und Entleerungsrohre von 90 cm Durchm. mit Schieberverschlüssen auf Ord. 52.;
- 2 Stollenauslässe 47 m unter Mauerkrone (nach der Längsansicht etwa auf Ord. 73) mit je 2 Schiebern und einer Leistungsfähigkeit von  $800 \text{ m}^3/\text{Sek.}$  bei vollem Stau;
- darüber, in den beiden vorletzten Öffnungen des östlichen Mauerendes, 2 Überfälle mit ausbalancierten Verschlußklappen, die so eingestellt werden können, daß sie sich bei bestimmtem Wasserdruck umlegen, oder auch durch Menschenkraft betätigt werden.

Sie können bis  $800 \text{ m}^3/\text{Sek.}$  abführen. Zusammen ist eine Entnahme von  $2000 \text{ m}^3/\text{Sek.}$  möglich oder etwa  $1 \text{ m}^3/\text{Sek. km}^2$  Abfluß des Niederschlagsgebietes. Da ein freier Überfall fehlt, scheint dies etwas wenig. Der Bau ist im Jahre 1917 mit 400 österreichischen Kriegsgefangenen in dem Malariaklima begonnen. Pfeiler und Gewölbe sind gleichzeitig ausgeführt. Der Beton bestand aus gleichen Teilen gequetschtem Basaltsand (Korn  $< 5 \text{ mm}$ ) und Basaltschotter (Korn 3 bis 4 cm) mit  $\sim 300 \text{ kg/m}^3$  Zement. Er hatte nach 28 Tagen  $133,6 \text{ kg/cm}^2$  Druck und  $15,47 \text{ kg/cm}^2$  Zugfestigkeit. Nach 100 Tagen nahmen die Festigkeiten auf 280 bzw.  $35 \text{ kg/cm}^2$  zu. 411 PS Kraft für Bauzwecke wurde durch Holzfeuerung erzeugt.

Durch die aufgelöste Bauweise des Ingenieurs Kambo ( $163000 \text{ m}^3$ ) sind gegen den ursprünglichen Entwurf einer vollen Mauer  $126000 \text{ m}^3$  an Masse, jedoch kaum an Baukosten gespart. Vgl. Querschnittsflächenzusammenstellung Abb. 167 e.

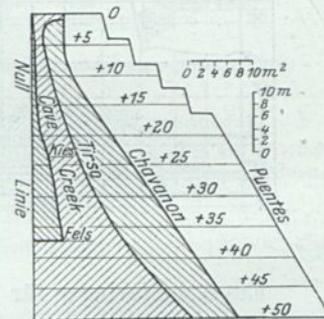


Abb. 167 e. Tirsosperrmauer. Querschnittsflächenzusammenstellung.

Aus der Ausrüstung ersieht man die Arbeitsweise.

- 1 Seilbahn von 220 m Spannweite, 70 mm Seildurchmesser, 7 t Tragfähigkeit zwischen einem stehenden und einem fahrbaren Turm, je 22 m hoch. Die Laufkatze hatte 8 m Spannweite und 4 t Tragfähigkeit.
- 2 elektrische Krane, 29 m Auslegerlänge, 20 m Reichweite, 2 t Tragfähigkeit;
- 2 Dampfkrane, 2 Betonmischer je 300 l Fassungsvermögen,
- 3 Viertonnen-Derrickkrane, 1 Steinbrecheranlage,
- 2 Winden auf Türmen, 20 m hoch, 1 Bohrausrüstung für Tiefen bis 400 m,
- 8 Motorwinden, 7 Pumpen (bis 21 Atm.),
- 4 Druckluftherzeuger, 2 Dampfplastwagen,
- 1 Zementkanone, 5 Zugmaschinen von je 35 PS mit je 4 Anhängern (5t),
- 1 Zementeinpresser, 1 Dreißigtonnen-Rollenwagen.

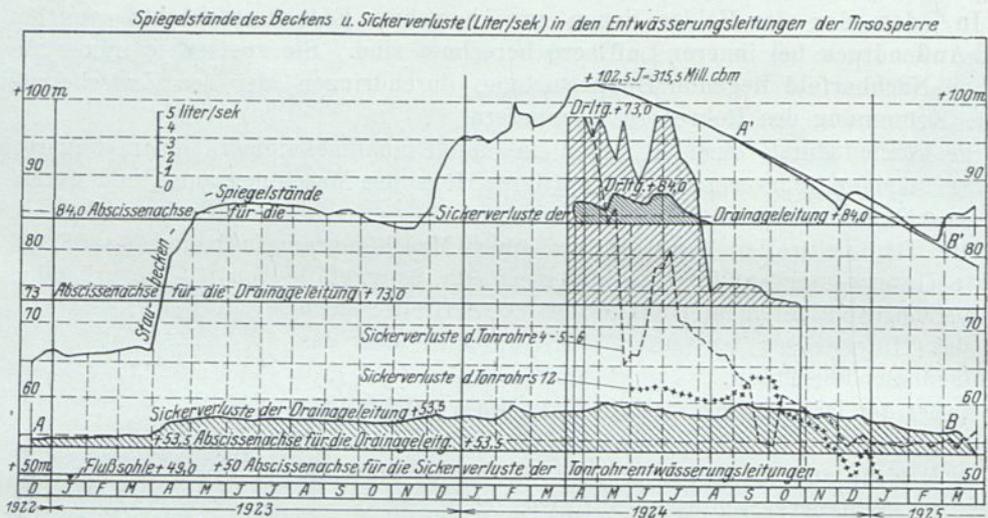


Abb. 167f. Tirso sperrmauer.

Ein Arbeiterlager für 1300 Arbeiter mit Lazarett, bakteriologischem und X-Strahlen-Laboratorium wurde von der italienischen Gesellschaft Imprese Idrauliche ed Elettriche del Tirso eingerichtet.

Die tatsächlich auftretenden Pfeilerpressungen sollen mit Hilfe der Widerstände von in verschiedenen Höhen eingemauerten Kohlenstäben gemessen werden. Dies beruht darauf, daß der Leitungswiderstand der Kohle sich ziemlich genau mit dem darauf ausgeübten Druck ändert. Die Kohlenstäbe sind in Bohrlöcher einzelner Steine mit Spielraum eingelegt, mit Paraffin vergossen, unter Druck kalibriert und dann mit den Leitungsdrähten ins Mauerwerk eingebettet.

In der *Energia Elettrica* 1925, S. 526 berichtet Kambo über Sickerungs- und Temperaturmessungen an der Tirso sperre. Der höchste Stauspiegel ist + 110, der vorläufig zugelassene + 102,5. Die Messungen erfolgten jeden 7. Tag. Die Sickerung in den Drainageleitungen, sind von Zeitachsen (Dezember 1922 bis März 1925) in Höhe + 53,5, + 73 und + 84, gemessen, in l/Sek., aufgetragen. Ebenso die Verluste in den Tonrohrleitungen von + 50 und die Stauspiegelschwankungen (Abb. 167f).

Die Sickerungen in der Drainageleitung + 53,5 hörten bei Wasserstand 69,0 auf (Druckunterschied 15,5 m). Oktober 1924: Die Sickerungen in der Drainageleitung + 73,0 hörten bei Wasserstand 90,0 auf (Druckunterschied 17,0 m). August 1924: Die Sicker-

rungen in der Drainageleitung + 84,0 hörten bei Wasserstand 97,0 auf (Druckunterschied 13,0 m). Der höchste Sickerverlust betrug in den 3 Drainage- und 12 Entwässerungstonrohren (+ 50 unterhalb jeden Pfeilers) am 15. April 1924 bei einem Stande + 102,5: 55,6 l/Sek., wobei der Verlust der Drainageleitung Ordinate + 73 mit 13 l/Sek. und noch mehr aus den Tonrohren + 50 bei weitem überwog. Ende August 1924 ergab die Drainageleitung + 53,5 plötzlich eine starke Zunahme. Diese wird darauf zurückgeführt, daß sie eine Wasserader an sich gezogen hat, welche sich vorher im Felsen verlor.

Die Verminderung auf 8,54 l/Sek. Ende November 1924 (Becken-Wasserstand + 86,73) ist der natürlichen Verstopfung<sup>1)</sup> und den Zementeinpressungen bei hohem Stau in die Tonrohre zu verdanken, welche letztere auf 12 Pfeileröffnungen bzw. auf 180 m Mauerlänge verteilt sind.<sup>2)</sup>

Die Pfeilersperre ist gewissermaßen eine „aufrichtige“ Mauer, d. h. leicht zu überwachen. Die Tirsosperre hat auf 1 Feld 860 m<sup>2</sup> wasserberührte Fläche und

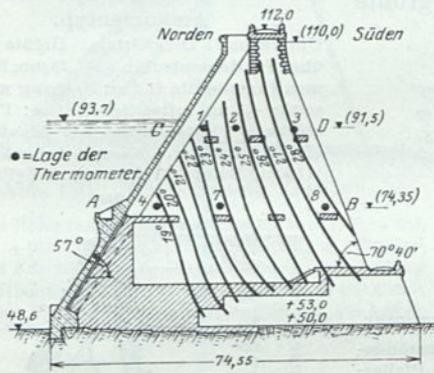


Abb. 167g. Tirsospermauer.

Isothermen der höchsten Temperaturen am 21. IX. 24 in der Tiefe 0,5 m unter Pfeileroberfläche, höchster gleichzeitiger Temperaturunterschied 9° C in 33,0 m Abstand.

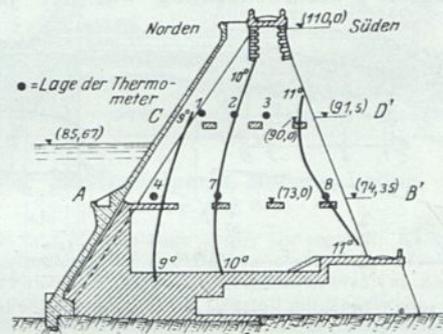


Abb. 167h. Tirsospermauer.

Isothermen der niedrigsten Temperaturen am 22. III. 25 in der Tiefe von 0,5 m unter Pfeileroberfläche, höchster gleichzeitiger Temperaturunterschied 2° C.

4600 m Pfeileransichtsfläche, eine Schwerkraftmauer gleicher Höhe nur 1100 m<sup>2</sup> luftseitige Ansichtsfläche.

Zur Feststellung der Temperaturunterschiede ist eine große Anzahl Thermometer 0,5, 1,0 und 2,0 m tief in die Ansichtsfläche eines Pfeilers eingelassen; sie werden wöchentlich abgelesen. Die wasserseitige Fläche der Mauer liegt nach Norden. Die Linien gleicher Temperatur liefen der Luftseite (70° 40') gleich und zeigen ziemlich gleichmäßig nach der Wasserseite von 28° auf 19° abnehmende Temperaturen. Die höchste Temperatur befand sich in 0,5 m Abstand von der luftseitigen Pfeilerstirn um 12 Uhr mittags (Abb. 167g).

Der größte gleichzeitige Temperaturunterschied zwischen dort und der Wasserseite betrug 28° — 19° = 9° auf 33 m Abstand. Wasserstand + 93,7.

1) Das Seewasser hatte, nach einer Trockenheitsperiode, in einer im März 1924 entnommenen Probe 0,23 g/l Trockenrückstand. Eine Probe aus der untersten Drainageleitung + 53,5 hatte 0,21 g/l Rückstand. Der Unterschied von 0,02 g/l ergibt bei 30 l/Sek. mittlerer Sickermenge 19 t Trockenrückstandsverlust als Dichtungsmaterial im Jahre. Es zeigte sich bei der Tirsosperre bei gleichen Wasserständen + 92 in dem Drainagekanal + 53,5 ein Rückgang der Sickerungen von 2,94 auf 1,92 l/Sek. oder 38% in sieben Monaten.

2)  $\frac{8,51}{180} \approx 0,05$  l/Sek. auf das laufende Meter. Auch Noetzli bestätigt die geringen Sickerungen der Pfeilersperren. Bei der aus Trockenmauerwerk bestehenden Vanninosperre dagegen (Stau 12,2 m) betrug der größte Sickerungsverlust 0,5 l/Sek. auf das Meter Länge.

Die Schwerkraftmauer von Bouillouse von 14 m Stau, Meereshöhe + 2000, mit reichlichem Querschnitt und wasserseitigen Schutzschächten hatte zwei Jahre nach ihrer Vollendung (1909) 24 l/Sek. Wasserverluste, welche ständig zunahm und Ausbesserungskosten von 2,7 Mill. Fr. erforderten.

Die Isothermen der Minimaltemperaturen  $11^{\circ}$  luftseitig und  $9^{\circ}$  wasserseitig laufen je den betreffenden Pfeilerbegrenzungen ungefähr gleich. Wasserstand  $+85,67$  (Abb. 167h).

Die größten jährlichen Wärmeänderungen nehmen mit der Tiefe unter Wasserspiegel und der Abnahme des Abstandes von dem ausgleichenden Wasserkörper ab. In der Fuge  $+91,5$  war der jährliche größte Thermometerausschlag in  $0,5$  m Pfeilertiefe nahe der Wasserseite  $13,6^{\circ}$ , unterhalb des Laufstegs  $17,8^{\circ}$  (Abb. 167i oben).

Der Wasserstand sank eine Zeitlang unter diese Fuge.

In der Fuge  $+74,35$  (Abb. 167i unten) mit ständiger Wasserbedeckung war der jährliche größte

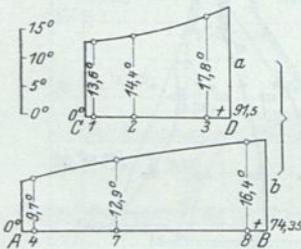


Abb. 167i. Tirsosperrmauer. Größter jährlicher Temperaturauschlag  $0,5$  m unter Pfeileroberfläche.

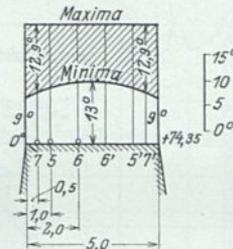


Abb. 167k. Tirsosperrmauer. Jährliche größte Temperaturänderungen entsprechend der Pfeilerstärke.

Thermometerausschlag an der Wasserseite des Pfeilers  $9,7^{\circ}$ , an der Luftseite  $16,4^{\circ}$ .

Die jährliche Temperaturänderung in dem Pfeiler von  $5$  m Stärke ist klein. Am größten in den Mauer- außenflächen und im Winter ( $4^{\circ}$ , wahrscheinlich infolge der Abbinde-temperatur) (Abb. 167k).

Die Lufttemperatur hat beinahe keinen Einfluß auf die täglichen Schwankungen im Pfeiler. Der letztere ist an der Oberfläche kühler als im Inneren.

Aus dem Vorstehenden ist zu schließen, daß auch die Gewölbetemperatur keinen plötzlichen Schwankungen unterliegt.

Die Feuchtigkeit der Drainrohre und die Verdunstung wirken ausgleichend. Es finden sich also in der Tirsosperrmauer Höchsttemperatur-Unterschiede im Sommer von  $9^{\circ}$  und im Winter von  $2^{\circ}$ , während in der Vollmauer eine hohe Abbinde-temperatur sich jahrelang erhält. In der verhältnismäßig dünnen Gewölbeperrmauer von Jogne erhob sich die Abbinde-temperatur  $22^{\circ}$  über die Anfangstemperatur, noch mehr in den Schwerkraftmauern von San Antonio und Camarasa.

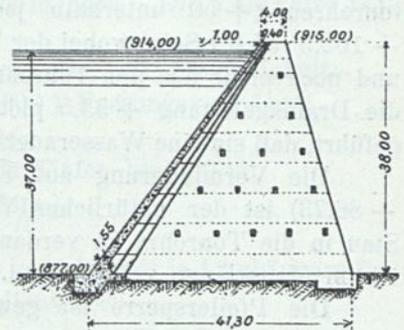


Abb. 168. Combamalasperre, Cuneo. Ambursentyp.

Untergrund: Dolomittfels. Größte Höhe über Fundamentsohle  $+87,38,0$  m; Fundamentfugenbreite  $41,4$  m; Neigung wasserseitig  $0,7$  m, luftseitig  $0,281$  m; Pfeilerstärke = Plattenstärke  $1,25$  bis  $0,35$  m. 17 Pfeilerfelder,  $5,5$  m Achsabstand.  $11500$  m<sup>3</sup> Beton 1:2:4 bzw. 1:3:6 (Pfeiler).

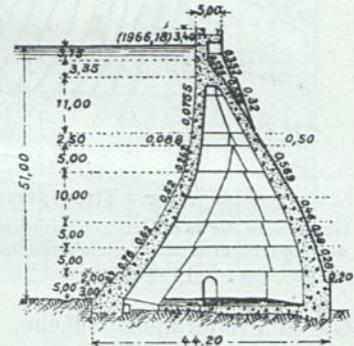


Abb. 169.

Rochemolle. Dora Riparia im Bau. Beton mit Hohlkammern.

Der ursprüngliche Typ „Figari“ besitzt zweckmäßigerweise Dreiecksquerschnitt. Die Hohlräume könnten m. E. luftseitig offen sein (vgl. Harzodersperre Abb. 193). Nach dem Typ Figari sind die je  $34$  m langen Flügelmauern der Pavanasperre, Appeninen, ausgeführt. Die dazwischen liegende Schlucht ist durch Dreieckspfeiler – größte Höhe über Fundament  $51$  m, Fundamentfuge  $48$  m, Pfeilerstärke  $4,65$  bis  $2,0$  m, Pfeilerneigung wasserseitig  $0,594$  ( $59^{\circ} 40'$ ), luftseitig  $0,52$  ( $62^{\circ} 30'$ ), Spannbögen in 3 Höhen – in 3 Öffnungen von  $16,5$  m Achsabstand geteilt. Diese sind durch halbkreisförmige bewehrte, eingespannte Tonnen konstanter Spannweite  $1,7$  bis  $0,65$  m stark (nachträglich in Ringebenen senkrecht zur Erzeugenden vorgestampft unter Stauspiegel  $+468$  muldenförmig), abgeschlossen. Warum die Schlucht von  $50$  m Spannweite nicht in einem Bogen geschlossen, ist nicht ersichtlich.

Langsame Bauausführung, Drainagerohr-Belüftung und die dünnen Wände des tipo sottile mildern diese Erscheinung.

Es seien hier die Querschnitte noch einiger italienischer und amerikanischer Pfeilersperren aus Bautechnik 1925, S. 90 und S. 605 wiedergegeben und auf die Quellen hingewiesen: Bautechnik 1924, Heft 29, S. 334 (Cismon (Abb. 118) Combamala (Abb. 168) Sapeio (Abb. 170); Bauingenieur 1922, S. 60 (Scoltenna Abb. 170a); Bonomi Annali della utilizzazioni delle acque, Roma 1924; Tipografia del Senato, Giov. Bardi; Mangiagalli Annali dei Lavori Pubblici 1924, Heft 9; Energia Elettrica 1925, Juniheft.

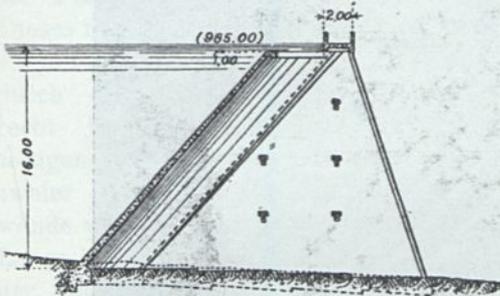


Abb. 170. Piano Sapeio, Genova.

Größte Höhe 18,0 m. Versteifungsbalken O.-K. + 953, + 957, + 961. Fundamentfugenbreite 22 m. Pfeilerstärke 0,84 bis 0,45 m. Pfeilerneigung wasserseitig  $49^\circ$ , luftseitig  $72^\circ 20'$ . 11 Öffnungen in 10 m-Achsenabstand. Bewehrte eingespannte Tonnen  $R = 4,93$  m, Zentriwinkel  $140^\circ$ , Stärke 0,36 bis 0,25 m.

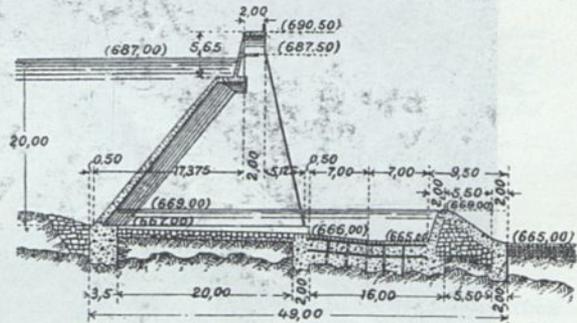


Abb. 170a. Scoltennasperre, Modena, Italien. 1919. Bauing. 1922, S. 60.

$J = 600\,000$  m<sup>3</sup>. Kronenlänge 76 m. Untergrund: Kalkfelsen mit mergelhaltigen in das Becken einfallenden Schichten. Bewehrte Fundamentplatte. Pfeilerstärke 2,5 bis 1,4 m. Abstand 9,5 m in 8 Feldern. 5 Felder als Überfall mit Nadelwehr. Lichtweite 7,0 m. Gewölbstärke 1,0 bis 0,4 m. Halbmesser der inneren Leibung = 4,4 m. Ankerartige Bewehrung der Gewölbe. Vergl. Abb. 172a. Luftseitige Neigung 4 wagrecht 5 senkrecht. Wasserseitige Neigung 1 wagrecht 4 senkrecht.

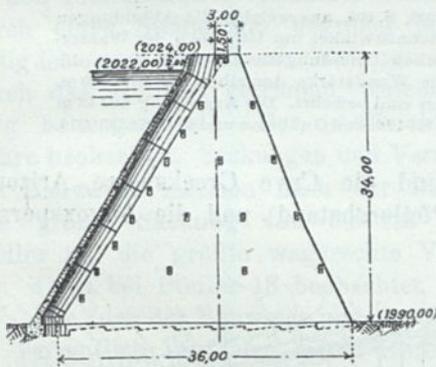


Abb. 170b. Lago Nero.

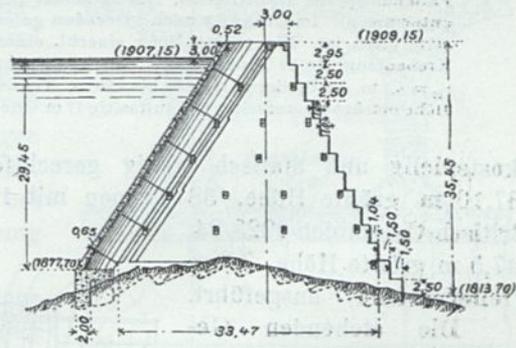


Abb. 170c. Lago d'Avio.

Vgl. auch Zusammenstellung X. Die Pfeiler der italienischen Sperren werden meist in größerer Stärke in Bruchsteinmauerwerk oder Stampfbeton und unbewehrt hergestellt. Bei dieser zweckmäßigen Bauweise sollen Arbeiterlöhne und Arbeitsweisen, Preise, Beschaffung und Anfuhr der Baustoffe mitsprechen.

Besonders ist auf die Veninasperre, Abschnitt I, Abb. 31, Schwerkraftmauern, hinzuweisen, bei welcher die im starken Talgefälle liegende Gründungsfläche zu dem naturgemäßen Strebpfeilerquerschnitt führte. Die Humelakesperre, die älteste Gewölbetonnenpfeilersperre (S. 213) hat in den Endfeldern stehende Gewölbe. Nahezu senkrecht stehen diejenigen der Webber-Creek Mauer 1922/23. Das mittlere Gewölbe

von 36,5 m größter Höhe, 0,76 bis 3,6 m Stärke hat eine Spannweite von 42,5 m. Es ist von den beiden seitlichen Gewölben von 10,5 m Spannweite durch Pfeiler getrennt, deren Achsen in der Resultierenden der Kämpferdrücke liegen — also talwärts divergieren. Mit verhältnismäßig steiler konkaver Pfeiler- und Tonnenbegrenzung

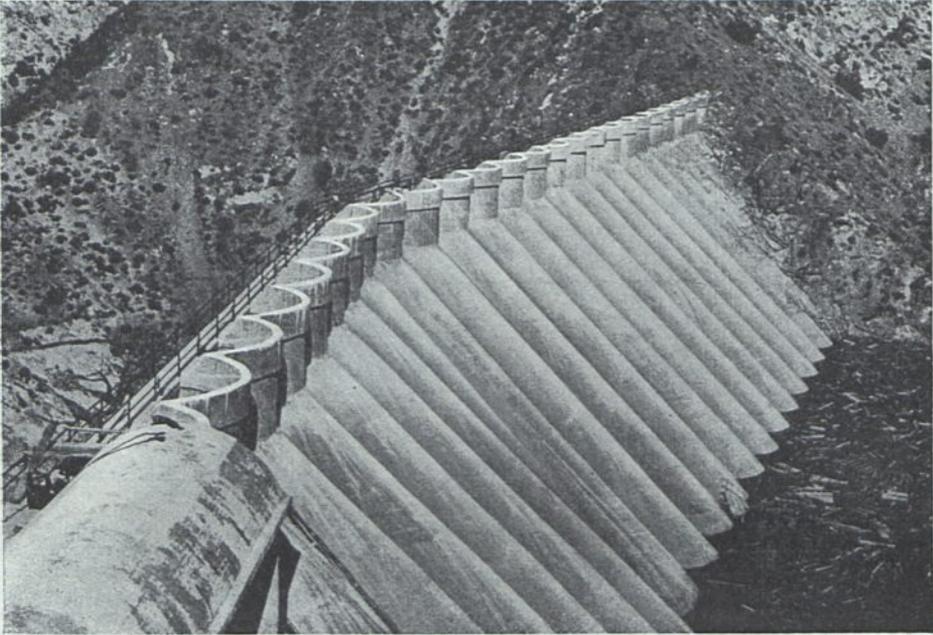


Abb. 171. Palmdale. Wasserseitige Ansicht.

Palmdalesperre, Los Angeles, 1924 vollendet (Bautechnik 1925, S. 605, aus welcher die Abbildungen entnommen). Im Grundriß nach 2 Geraden geformt, deren Schnittwinkel um  $165^\circ$  nach der Wasserseite offen ist. Die größte Höhe einschl. einer beträchtlichen Gründungstiefe beträgt 53 m, die Kronenlänge in 29 Tonnen von 7,3 m Achsabstand 210 m, die Wandstärke derselben 0,38 bis 1,20 m,  $r_a = 4,8$  m, die Pfeilerstärke 0,38 bis 1,96 m. Tonnen und Pfeiler sind bewehrt. Die Ausladung auf 48 m Höhe beträgt wasserseitig 47,5, luftseitig 17 m. Die Mauer enthält  $19000 \text{ m}^3$  Gußbeton und kostete 550000 \$.

(kostspielig und statisch wenig gerechtfertigt) sind die Cave Creeksperre, Arizona (37,10 m größte Höhe, 38 Tonnen mit 13,4 m Pfeilerabstand) und die Anyoxsperre, Britisch-Columbien 1923/24, (47,5 m größte Höhe, 7,3 m Pfeilerabstand) ausgeführt.

Die stehenden Gewölbe nehmen keine senkrechten Wasserlasten auf, wie es die Gleitsicherheit (?) und das Trapezgesetz zum Ausgleich der senkrechten Pressungen durch die Wasserlast verlangt, sind auch nicht unter der Eigenlast in

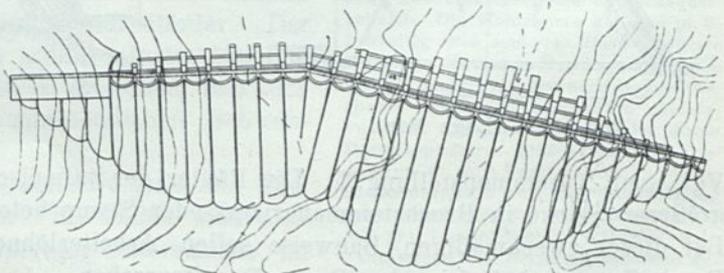


Abb. 171a. Palmdale. Grundriß.

Gewölbespannung. Diese zweifelhaften Vorteile werden aber m. E. durch den Ausschluß von Biegungsspannungen im Pfeiler und besseren Untergrundanschluß bei weitem überwogen. Vgl. auch Elche (Abb. 155), Mer Allum, S. 202.

Der Staudamm bei Sherman Island (Abb. 172 u. 172a) ist im Hudson<sup>1)</sup> 1921 bis 1923 für den Betrieb von 5 Krafteinheiten<sup>2)</sup> von je 10 000 PS errichtet. Er besitzt 24,5 m größte Höhe und eine Gesamtlänge von 300 m. Der mittlere Teil besteht aus 32 Pfeilern von 5,79 m Achsabstand auf einer gemeinsamen Grundplatte von 32,91 m Breite und 0,91 m Stärke. Die Platte ist luftseitig noch um 15,24 m über die Grundfläche des massiven Bauwerks verbreitert, wahrscheinlich, um während der Bauzeit als Sturzbett für das Flußwasser zu dienen. Dieses floß in Öffnungen von 4,0 m Breite und 3,0 m Höhe durch den zunächst senkrecht begrenzten wasserseitigen Mauerfuß oberhalb zweier Lackawannaspundwände von 12,0 bzw. 16,5 m Länge hindurch. Die Pfeiler der Sperre haben gleichmäßige Stärke von 1,06 m. Die Deckengewölbe nehmen von 0,61 auf 0,45 m ab, bei gleichem inneren Leibungshalbmesser von 2,36 m und polygonaler wasserseitiger Begrenzung. Die Abmessungen der Pfeiler und Decken, welche bewehrt sind, erleichtern die Einschalung und deren Wiederverwendung. Die Deckenneigung im unteren Teil beträgt  $22^{\circ} 40'$  ( $5:12$ ), im oberen  $45^{\circ}$ . Die Wasserauflast der flachen Decke wird noch durch eine Sandschüttung in den Pfeilerfeldern vermehrt, welche luftseitig durch einen Steindamm begrenzt ist. Wasserseitig ist eine weitere Sandschüttung von 23 000 m<sup>3</sup> durch das Flußbett getrieben, welche zur Dichtung beitragen soll. Der „Auftrieb“ ist durch Rohre beobachtet. Sackungen und Verschiebungen des Bauwerks nahmen nach der Dammitte zu. Die größte Sackung von 3,5 cm wurde bei Pfeiler 14, die größte wagerechte Verschiebung von 4 cm bei Pfeiler 18 beobachtet.

Die Idee der Bauweise und des Bauvorgangs ist vermutlich: auf der tiefen Geröllausfüllung des Flußbetts zunächst ein Durchflußbauwerk für das Flußwasser, sodann einen Staukörper zu schaffen, in dessen Schutze die zur weiteren Verstärkung eingebrachten Sandmassen vor dem Hinwegspülen durch die Strömung gesichert waren.

Die Idee der Bauweise und des Bauvorgangs ist vermutlich: auf der tiefen Geröllausfüllung des Flußbetts zunächst ein Durchflußbauwerk für das Flußwasser, sodann einen Staukörper zu schaffen, in dessen Schutze die zur weiteren Verstärkung eingebrachten Sandmassen vor dem Hinwegspülen durch die Strömung gesichert waren.

Der bewehrte Kernkörper<sup>2)</sup> spitzwinkligen Querschnitts = Pfeilersperre wirkt, wie die Durchbiegungen beweisen, in ganzer Länge als Träger.

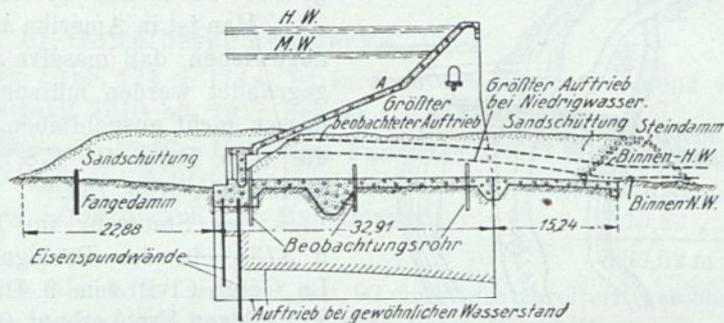


Abb. 172. Shermansperre im Hudson. Querschnitt, der als Sanddamm mit schräg liegender Kernmauer aufgefaßt werden kann. Von letzterer — durch Pfeiler unterstützt — ragt ein Stück aus dem Damm empor.

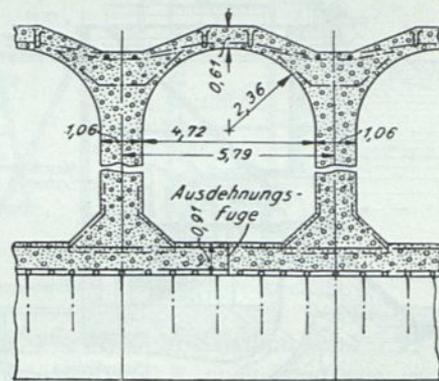


Abb. 172a. Shermansperre im Hudson. Wagerechter Schnitt oberhalb Grundplatte.

Polygonale wasserseitige Leibung, welche die Herstellung der Schalung erleichtert. Ankerartige Eiseneinlagen.

<sup>1)</sup> Bautechnik 1925, S. 405, aus der auch die Abbildungen entnommen.

<sup>2)</sup> Strebepfeilerverstärkungen des Kerns (vgl. Gooseberrydam, Bd. I, S. 131, Abb. 91, ferner Arroyo Hondo-Damm, E. R. 66, S. 304).

Die Belastung durch Wasserlast — wagerecht, senkrecht, nach unten und nach oben — sowie durch Sand — wasserseitig ganz, luftseitig teilweise vom Wasser durchtränkt — einschließlich der auf die „Sturzbett“verbreiterung von 15,24 m wirkenden Lasten ist eine äußerst verwickelte. Der Staudruck befindet sich gegenüber dem Porenwiderstand der Sandschüttung und des Untergrundes im labilen Gleichgewicht.

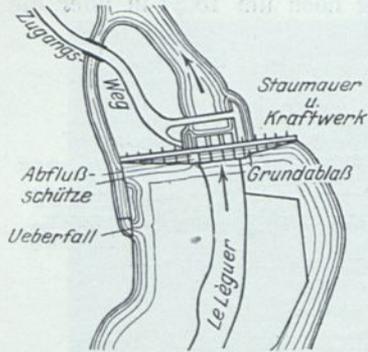


Abb. 173. Staumauer und Kraftwerk am Le Léguerfluß, Côtes du Nord, Frankreich. Lageplan.

Man ist in Amerika ab und zu von dem Grundsatz abgewichen, daß massive Absperrwerke auf den Felsen gegründet werden müssen. Die Fehlschläge sind indessen nicht ausgeblieben. Vgl. Elwha, Abb. 97 und die Abb. Dansville, 178, Ashley 179, Stonyfluß 180, Hauserlake Abb. 154.

Das Stauwehr im Le Léguerfluß (Abb. 173 u. 173a) in der Bretagne am Ärmelmeer ist nach Le Génie Civil vom 9. Dezember 1922 (Z. d. B. 1923, S. 250) von Froté erbaut (vgl. dessen selbsttätige Überfälle, G. C. vom 31. Mai 1919 ähnliche Anlagen G. C. vom 20. Juni 1914 und 27. Januar und 12. Mai 1917 Sélune, Z. d. B. 1914, S. 488, 538). 13 Dreieckspfeiler

von 14,10 m größter Höhe, 4,86 m Abstand, 20 cm stark, mit talseitiger Rippe 44 cm stark, beiderseitige Bewehrung aus 7,5 mm Stahldrahtnetz, haben eine luftseitige Begrenzung von 60°, eine wasserseitige von 45°. Sie sind sägeförmig in den Felsen des Baugrundes eingelassen. Die Türöffnungen der vier Maschinenräume sind durch starke Bewehrung umrahmt. Entwässerte Schwitzwasserdecken sind unter den halbkreisförmigen doppelt bewehrten

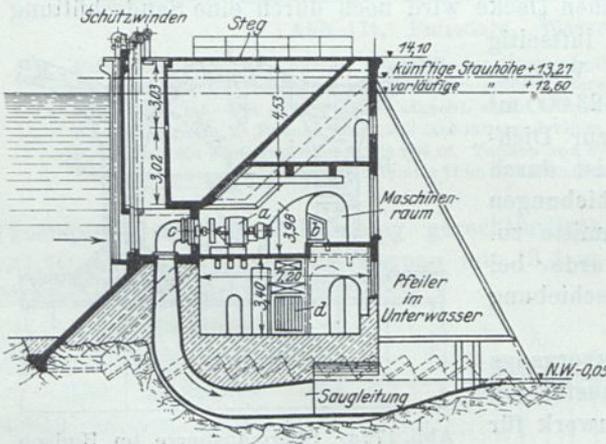


Abb. 173a. Staumauer und Kraftwerk am Le Léguerfluß. Querschnitt.

Neigung luftseitig 60°, wasserseitig 45°. a = Stromerzeuger. b = Schaltpult. c = Turbine. d = Umformer.

Tonnen von 2,33 m innerem Leibungshalbmesser rund 12 bis 18 cm Stärke eingebaut. Die Entlastung für 40 m<sup>3</sup>/Sek. Hochwasser bei 70 cm Überströmung der Überlaufschwelle (+ 12,60) eines Randkanals besteht aus zwei Öffnungen von 25,0 m und zwei Schützeinschnitten 2,85 m breit, 1,85 m tief. Der Kanal dient gleichzeitig als Fischpaß.

Die drei Turbowechselstrommaschinen von 175, 300 und 600 PS haben je einen besonderen Einlaufschacht mit Schütz und Schutzgitter. Die Entnahmeschächte bis zur Abschlußwand gegen den Maschinenraum, vor welcher die Turbinen eingebaut sind, stehen auf einem Betonklotz trapezförmigen Querschnitts. Dieser füllt die Spitze des Tonnengewölbes bis zur Ein-

laufsohle aus und hüllt den senkrechten Teil der Saugleitung ein. Der Francisturbineneinlauf erfolgt dicht an der Turbinenkammerabschlußwand im Gegenstrom zum Schachteinlauf.

Sauggefälle 6,0 m, Nutzgefälle 10,8 m, 600-Minuten-Umdrehungen. Unter den Dreiphasenstrommaschinen von 220 V sind die Umformer (15 000 V), darüber Blitzableiter und Fernleitungen untergebracht.

Die aufgelöste Bauweise ist nicht nur wegen geringerer Baukosten, sondern wegen größerer Standfähigkeit, gleichmäßiger Beanspruchung des Baugrundes bei leerem und gefülltem Becken, Ausschluß von Zugspannungen und Auftrieb, Ersparung von Leitungslänge und Maschinenhaus gewählt. Wände und Decken des letzteren bilden eine wirksame Versteifung der Pfeiler.

e) Gewölbesegmentdecke.

Die Aziscohosperre (Abb. 174 u. 174a) ist in einer abgelegenen Gegend von Maine 60 km vom Bahnanschluß 1910 bis 1912 gebaut.

Hauptmauer in aufgelöster Bauweise, größte Höhe über Fundament	23,77 m	80,77 m lg.
Überfall	"	nördlich 3,05 m unter Krone Hauptmauer
Kernmauerdamm beiderseitig	1,5 m über Krone Hauptmauer	115,82 " "
		<u>268,52 m lg.</u>

Überströmungshöhe des Überfalls, welcher mit 90 cm Aufsatzbrettern versehen, beträgt 1,83 m, die nutzbare Schicht des Beckens 14,33 m unter Überfallkrone.

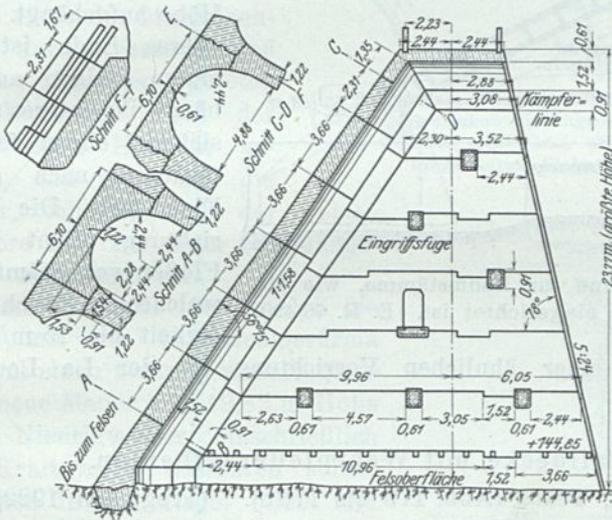


Abb. 174. Aziscohos.  
Querschnitt.

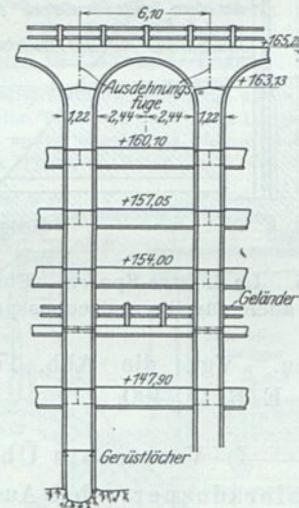


Abb. 174a. Aziscohos.  
Luftseitige Ansicht.

Die Hauptmauer besteht aus Trapezpfeilern von 6,10 m Abstand und 1,22 m gleichmäßiger Stärke. Sie sind luftseitig 5 : 24, wasserseitig 2 : 3, ausgehend von einer Kronenbreite von 4,88 m, geneigt. Decke und Krone sind aus Segmentstücken von 6,10 (4,88) m Gesamt- und 4,56 m lichter Spannweite außen eben, innen nach 2,44 m Halbmesser und 1,53 m Pfeil ausgehöhlt hergestellt. Die Deckenstücke sind, in der Böschung gemessen, 3,66 m lang und ihre Scheitelstärke nimmt von 0,61 m in der Krone im Verhältnis 1 : 1,58 auf 1,22 m am Fuß zu. In der Kämpfer- und Ausdehnungsfuge über dem Pfeiler greifen sie mit Verzahnung ineinander.

Der Pfeilerkopf, auf dem sie ruhen, ist senkrecht zur Stirnfläche gemessen, auf 0,91 m, von 1,22 auf 1,54 m verstärkt, so daß insgesamt eine halbkreisförmige innere Leibung von 2,44 m Halbmesser herauskommt. Es scheint, als ob die Segmentstücke von 6,10 · 3,66 Grundfläche und die Pfeilerköpfe nicht an Ort und Stelle, sondern als einzelne Formstücke hergestellt sind.

Ihrer senkrechten Höhe von 2,44 m entsprechend hat man die mit Eingriffen versehenen Pfeilerschichten gestampft und mit bewehrten wagerechten Versteifungsbalken 60/90 cm gegeneinander abgesteift.

Letztere sind für den erheblich niedrigeren Überfallquerschnitt entbehrlich, da dessen nach 3,0 m abgerundete Krone aus einem Betonklotz von 4,3 m Höhe mit anschließender, 11:24 geneigter Gegendecke besteht.

In der Hauptmauer sind zwei Pfeiler bis auf 2,13 m Lichtöffnung verstärkt und auf 11,6 m Tiefe mit Dammbalken 30/40 cm in Gußeisenfalzen geschlossen. Der jeweilig oberste schließt mit einer Schnauze an eine 28,6 m lange Rinne an. Die Rinne ist V-förmig von 2,34 m oberer Breite und zwischen parallelen

I-Trägern von 1,83 m Höhe aufgehängt. Ihr oberes Ende ist an einem Galgen aufgehängt, ihr unteres setzt sich in einem festen Geflüter nach dem Fluß fort. Die Vorrichtung dient zum Flößen von Stämmen, welche eine Geschwindigkeit bis 15 m/Sek.

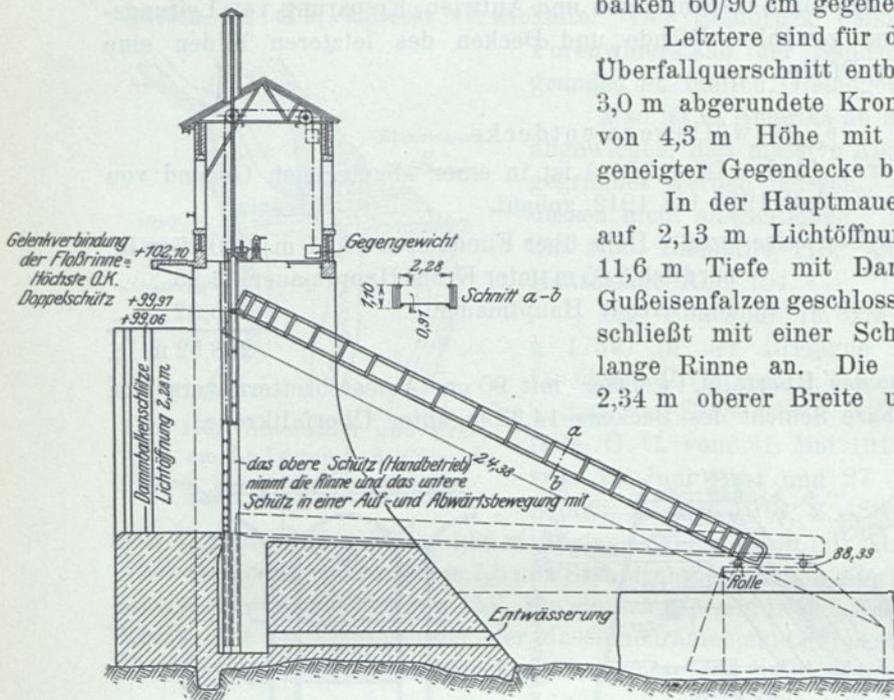


Abb. 175. La Loutre-Sperre. Floßrinne für Baumstämme, wie sie ähnlich auch für die Azisohossperrre eingerichtet ist. E. R. 70/490.

erreichen. Vgl. die Abb. 175 einer ähnlichen Vorrichtung an der La Loutre-Sperre, E. R. 70/490.

#### f) Verstrebt Überfalldecke mit Wehrpfeileraufbauten.

Coloradosperre bei Austin, Texas (Abb. 176 bis 176b). (Wegmann 1922/142 u. 462, E. N. 73/1091, Z. d. V. d. I. 1911/1773.) Eine Sperrmauer, welche außer durch Dreieckspfeiler durch eine besondere dazwischengeschaltete Strebenkonstruktion den größten Teil der Decken- und Wasserlast unmittelbar auf den Baugrund überträgt, ist der Ersatzbau des zerstörten Austinwehres im Colorado, Texas. Diese Strebenanordnung ist wie die Bauweise der Belubulasperre eine weitere Bestätigung dafür, daß man Pfeiler und Schwerkraftmauerquerschnitt auch als Strebenmauerwerk auffassen kann.

Im Jahre 1890 begann die Stadt Austin, Texas, für ihre Wasser- und Kraftversorgung eine 332,52 m lange und 18,29 m hohe, wehrartige Staumauer im Colorado-flusse zu erbauen.

Das Niederschlagsgebiet des Colorado bis zur Mauer, 5 km oberhalb der Stadt, umfaßt etwa 100 000 km<sup>2</sup>.

Vielfache Streitigkeiten zwischen den Ingenieuren und der Stadtbauverwaltung waren schon während der Bauausführung vorgekommen. Vier Wochen nach Vollendung (2. Mai 1893) entstanden arge Risse an den Schieberkanälen des Wehres. Bis zum Jahre 1900 traten manche unerwünschte Anzeichen auf: Ein 25 cm weites Entwässerungs-



Die aufgelöste Mauer, welche sich in 137,2 m Länge zwischen die stehengebliebenen massiven Wehrmauern der Uferanschlüsse einfügt, ist aber dadurch interessant, daß der Wasserdruck der Decke nicht nur auf die Dreieckspfeiler (6,10 m Achsabstand), sondern auch auf dazwischengestellte strebepfeilerartige Wände übertragen wird.

Die trapezförmig verstärkten Köpfe der Pfeiler und Wände bilden einen Trägerrost für die bewehrte Decke von 4,27 m Quadratseite der Lichtöffnung. Die äußerste luftseitige Strebenwand ist als Gegendecke und Wehrrücken ausgebildet und zwischen den Pfeilern der Bedienungsbrücke als Wehrkrone wasserseitig verlängert.

Diese Form scheint mir gegen Wasserschläge und Eisangriffe nicht günstig. Außerdem muß die Wehrkrone in der Mitte freitragend noch einen kleinen Pfeiler aufnehmen, welcher das mittlere Lager der Klappenwelle — also die halbe Wasserlast — erhält und bei geöffneter Klappe dieselbe unterstützt. Die Wehrkrone des Neubaus liegt 2,74 m unter der Krone des stehengebliebenen massiven Wehres und trägt

28 Klappen von 5,5 m Breite und 4,57 m Höhe. Die 26 Klappen auf der alten Mauer sind nur 1,83 m hoch, so daß sich dadurch der Höhenunterschied der Kronen ausgleicht. Die niedrigen Klappen sind derartig ausbalanciert, daß sie sich zuerst umlegen. Die Lastverteilung erfolgt durch eine Betonausfüllung des Stahlrahmens unterhalb Drehachse und einen Bohlenbelag oberhalb. Die Gesamtlänge des beweglichen Wehres einschließlich Pfeiler beträgt 332,5 m.

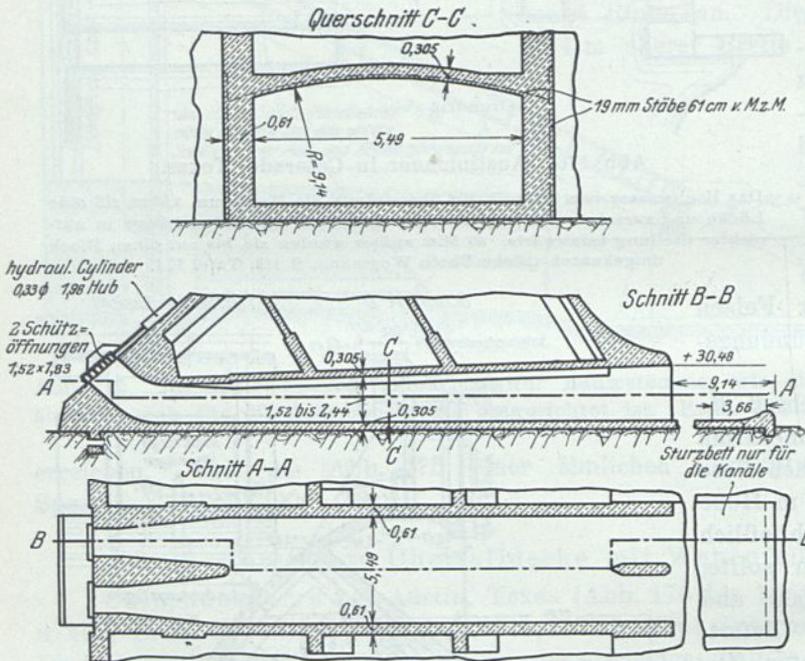


Abb. 176b. Austinmauer, Texas. Wiederherstellung. Spülkanal im Pfeilerfeld.

dem sind Spülkanäle mit Doppelschützöffnungen 1,52 · 1,83 in vier Pfeilerfeldern angelegt, um einer Verschlämzung vorzubeugen.

Wegmann bezeichnet es als einen Fehler, daß sowohl die Schütze als die hydraulischen Druckzylinder von 0,33 m Durchm. und 1,98 m Hub (Abb. 176b) auf der wasserseitigen Deckenfläche liegen. Im ursprünglichen Entwurf befanden sich wenigstens die Druckkolben innerhalb eines kistenartigen Aufbaus der auf 3,05 m verengten Pfeilerteilung. (Z. d. V. D. I. 1911, S. 1773, Abb. 11 u. 12. Vgl. auch Abb. 163 u. 164.)

### g) Brücken und Schützpfilerbauten auf massiven Wehren.

Als besondere Anwendung der aufgelösten Bauweise sind die Schützpfilerbauten auf massiven Wehren und Überfällen aufzufassen. Vgl. auch den Neubau der Hauserlakesperre (Abb. 154a u. 154c).

Die Muscle Shoals- oder Wilson-Sperre am Tennesseefluß, Alabama (Abb. 177 bis 177b). Der Tennesseefluß wird an der Staustelle durch Jackson Island in den Nord- und Südarml getrennt.

Die wehrartige geradlinige Staumauer dient auf 820 m Länge als Überfall und am linken Flußufer auf 385 m als Einlaufwand für die Turbinenkanäle und Rückwand des Maschinenhauses.

Das letztere steht am luftseitigen Fuße der Mauer auf einem Klotz von 21,64 m Breite und 21,33 m Höhe, welcher auch die senkrechten Turbinenschächte enthält. Der Wehrrücken liegt 24,4 m über Flußbett. Auf ihm erheben sich die Pfeiler einer aufgelösten Mauer von 11,28 m Höhe, 2,44 m Stärke und 11,58 m Lichtabstand, welche auf Kreisgewölben von 6,10 m Halbmesser eine 14,17 m breite Brücke tragen. Der luftseitige Teil dieser Breite dient als Straßenbrücke, der wasserseitige als Bedienungsgang für die Verschlussschütze der Pfeileröffnungen von 5,5 m Höhe und die Verschlussschütze der Turbineneinläufe. Der Stau steigt bis  $\sim 30$  m über Flußbett. Die Wasserführung des Tennessee schwankt zwischen 340 und 14 150 m<sup>3</sup>/Sek. Auf eine größte Nutzleistung der Turbinen von 612 000 PS wird gerechnet. Das Bauwerk einschl. einer zweistufigen Schleusenanlage (18 · 90 m lichte Kammerweite) am rechten Ufer erfordert über 1 Mill. m<sup>3</sup> Beton und einen Kostenaufwand von 50 Mill. Dollar.

Der Bau begann im Jahre 1918 mit der Herstellung der Anschlußgleise auf beiden Ufern und der Errichtung einer hölzernen Hilfsbrücke über den Nordarm (rechtes Ufer von welcher aus am luftseitigen Mauerfuß die eigentliche Montagebrücke — Stahlträger auf Betonpfeilern — erbaut wurde. Letztere sind mit Achsabständen von  $\sim 11$  m auf dem Felsen des Flußbetts in 2 bis 2,5 m Wasser gegründet. Ihnen entspricht eine Pfeilerreihe von 7,0 m Achsabstand, welche später im Mauerwerk des Wehres verschwindet und welche beide zusammen das Krangleis von 11,6 m Spur tragen. Auf diese Weise wird der Zwischenraum zwischen Montagebrücke und Bauwerk für sieben Krane von 22,8 m Halbmesser (volle Drehung) und 10 t Tragfähigkeit ausgenutzt. Die drei Krane für das Maschinenhaus bestreichen 36 m Halbmesser.

Auf der Montagebrücke laufen vier Gleise vom rechten Ufer bis zum linken Ufer von Jackson Island und drei bis zum linken Ufer des Flusses. Durch doppelte und einfache Steinkistendämme sind drei Baugruben abgeschlossen: eine an das rechte Ufer anschließend, eine beiderseits an die Insel anschließend und eine für das Maschinenhaus am linken Ufer. Die Dämme sind 4,27 bis 6,10 m über NW geführt

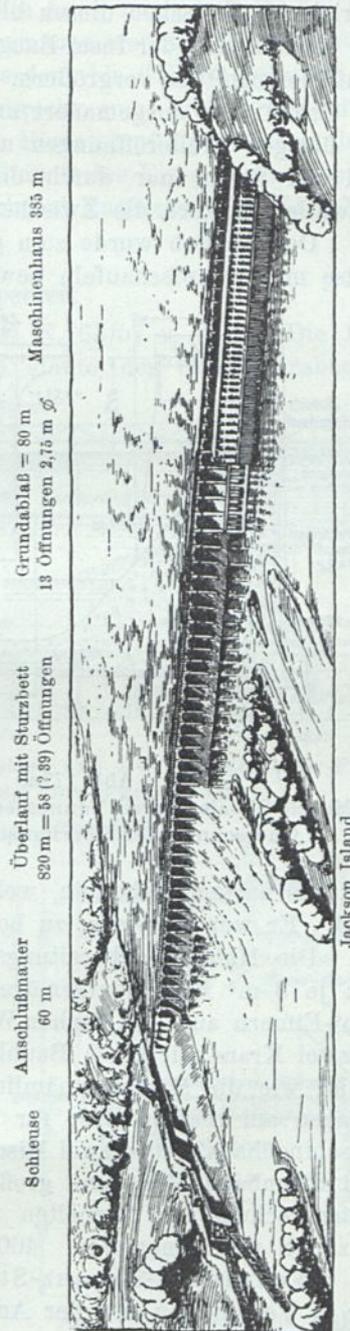


Abb. 177. Muscle Shoals oder Wilsonsperre im Tennesseefluß. E. N. R. 23. IV. 25.

und auf Überströmung eingerichtet. Auf dem rechten Ufer wie auf der Insel wird die Mauer einheitlich bis zur vollen Höhe geführt. Im übrigen werden als Unterbauten für die Pfeiler der Straßenbrücke nur einzelne Pfeiler, 3,66 m stark, in die Höhe getrieben. Zwischen diesen bleibt die Mauer auf + 125,28 liegen. Die Kofferdämme der rechten und der Insel-Baugrube sollen so bald als möglich entfernt werden, um den Flußquerschnitt zu vergrößern. Während der Nordkanal durch Kofferdämme geschlossen, bis Ord. 125,28 ausgemauert und mit Pfeilern versehen wird, fließt der Strom durch die übrigen Pfeileröffnungen und den Südkanal; dann wird auch dieser geschlossen und der Strom nur durch die Öffnungen geleitet. Endlich werden von der Grundschwelle aus auch die Zwischenräume der Pfeiler geschlossen.

Der Aushub wurde zum größten Teil mittels Krane, für das Maschinenhaus teilweise mit Dampfschaufeln bewältigt. Er bestand an den Ufern aus weichem, im Fluß-

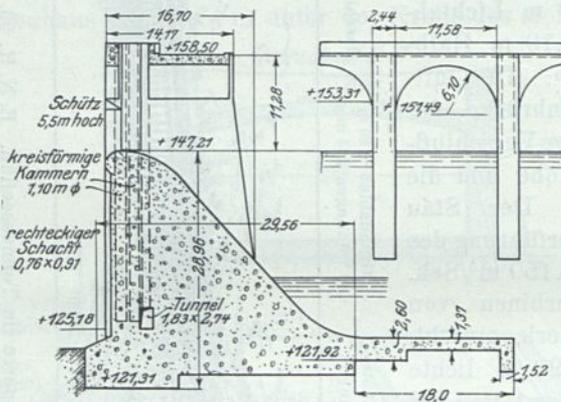


Abb. 177a.

Muscle Shoals-Sperre, Tennessee. E. N. R. 86/536.  
Querschnitt der Überlaufstrecke 820 m.

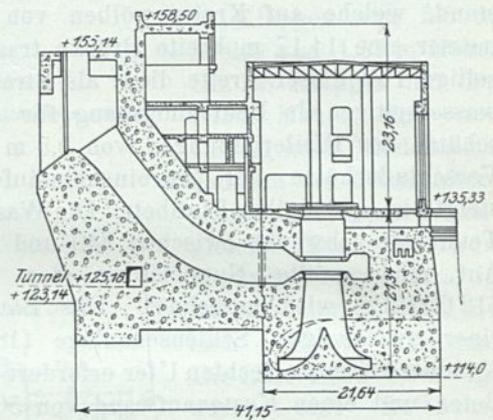


Abb. 177b. Muscle Shoals-Sperre,

Tennessee. E. N. R. 86/536. Querschnitt  
der Turbineneinläufe 385 m.

bett aus hartem Kalkstein, welches letzterer zu Schotter und Einlagesteinen Verwendung fand. Er war schwierig zu bohren (Druckluft) und zu sprengen.

Die Hauptbetonbereitungsanlage auf Jackson Island bestand aus zwei Mischern von je 3 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen. Die Mischung dauerte drei Minuten und wurde in 3-m<sup>3</sup>-Eimern auf zwei flachen Wagen zu je drei Eimern verladen. Von diesen hoben sie je zwei Krane für einen Baublock an Ort und Stelle. Die Krane leisteten zusammen soviel wie die Mischer, nämlich 120 m<sup>3</sup>/Stunde. Für den Notfall konnten die Mischanlagen am rechten Ufer für die Schleusen und später die des linken Ufers für das Maschinenhaus mit je zwei Mischern à 1,5 m<sup>3</sup> einspringen. Steinbrecheranlagen, Schiffs- und Eisenbahngefäße und große Baumaterialienvorräte sorgten ferner dafür, daß eine Unterbrechung der Arbeiten nicht eintrat. Die Bauleitung wurde von Ingenieuroffizieren wahrgenommen. 4600 Arbeiter waren auf den Baustellen untergebracht.

Wehr im St.-Lorenz-Strom. Ein Entwurf einer Kraftanlage im St.-Lorenz-Strom, der in Verbindung mit der Anlage eines Schleusen-Umgehungskanals der St.-Lorenz-fälle steht, ist offenbar der Muscle-Shoals-Sperre nachgebildet. Er besteht aus einem dreieckförmigen Überfallwehr von 27,71 m Höhe und 28,40 Grundfugenbreite. Auf dem Wehrrücken erheben sich in 18 m Achsabstand 45 Schützpfiler von 1,83 m Stärke, welche den überdachten Bedienungsgang der durch Gewichte ausbalancierten

Schütztafeln tragen. Schütz-O. K. liegt 4,88 m über Wehrkrone. Den Pfeilern sind, 3,05 stark und 13,0 m wasserseitig vorspringend, Eisbrecher vorgebaut, gleichzeitig als Verstärkung der Schützpfiler. Sie könnten auch zur Verstärkung des Wehrquerschnitts dienen, wenn nicht eine kreisförmig überwölbte Aussparung von 8,54 m Breite und 21 m Höhe sie bis zum Fundament von der Wehrmauer trennte. Über das Wehr soll der Eisgang des St.-Lorenz-Stromes abgeführt werden: bis 675000 t/Stunde. Die Turbinenabzapfung liegt gleichlaufend dem Ufer senkrecht zum Wehr, weil sie nur dann durch die raschere Strömung des Flusses gegen Eisverstopfung gesichert ist.

Wahrscheinlich verhindert eine Tauchwand den Eintritt des Eises in die Turbinenleitungen. (Journal of the American Institute of Electrical Engineers Vol. XLI, No. 11 vom Nov. 1922; Bauing. 1923, S. 187.)

## 2. Zerstörung von Pfeilersperren.

Die Zerstörung der Dansvillemauer N. Y. (E. N. 63/57 u. 440). Die Eisenbetonmauer zu Dansville N. Y. (Abb. 178 u. 178a) staute den Canasagerabach zur

Aufspeicherung eines Wasservorrates für eine Fabrik durch eine Pfeilerverstärkte Eisenbetonplatte auf. Es waren 10 Pfeilerfelder von 3,05 m und eine Freiflut (vier Schütze) von 6,61 m Achsabstand der Pfeiler angeordnet.

Der Felsuntergrund war nur auf etwa 12 m in erreichbarer Tiefe vorhanden, die übrige Breite des Flußbettes nahm ein guter, fester Kies ein. Er war so fest, daß die luftseitige Baugrube von 1,52 m Tiefe ohne Aussteifung stand, bis der Beton eingebracht war. Die wasserseitige Baugrube ist 0,91 m tief um eine Reihe 3,05 m tief eingerammter Rundisen von 38 mm Durchm. gestampft und gegen die Grundplatte unter jedem Pfeiler durch eine bewehrte Dreieckleiste abgesteift. Die luftseitige Herdmauer enthält keine Eiseneinlagen. Die Grundplatte ist mit in Beton versetztem Steinpflaster als Sturzbett und fünf Entwässerungsöffnungen in jedem Felde versehen. Die Stauhöhe kann durch Aufsatzbretter um 60 cm vermehrt werden.

Das aufgestaute Wasser umspülte zunächst das südliche Widerlager und legte den alten Kerndamm frei. Dieser wurde in flacherer Böschung verstärkt und wieder mit Erde umfüllt. Als der Stau am 4. Dezember 1909 langsam 3,05 m Höhe über der Grundplatte erreicht

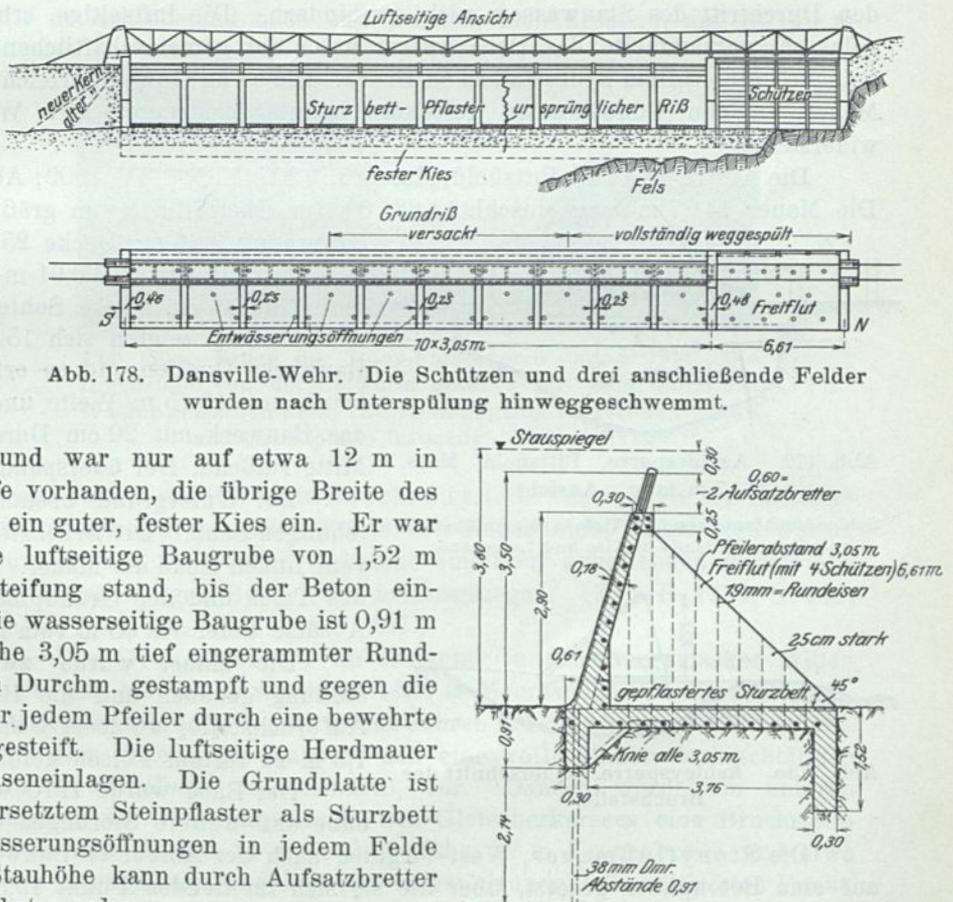


Abb. 178. Dansville-Wehr. Die Schützen und drei anschließende Felder wurden nach Unterspülung hinwegschwemmt.

Abb. 178a. Dansville-Wehr. Querschnitt.

hatte, quoll angeblich Wasser aus den Entwässerungsöffnungen, und es entstand der Riß im vierten Felde von der Freiflut aus. Am 5. Dezember wurden die drei der Freiflut benachbarten Felder und diese selbst rd. 15 m flußabwärts geschwemmt. Die Strömung spülte den Kies vollständig hinweg und riß ein Loch, in welches sich die anstoßenden vier Felder hinabsenkten.

Die nachträgliche Untersuchung ergab eine außerordentlich schlechte Mischung des Betons, Zementklumpen und zementfreies Sand- und Steinmaterial.

Am ursprünglichen Riß und an der Bruchstelle der abgesenkten vier Felder war der Stoß der Eiseneinlagen nicht überdeckt oder verbunden. Beide Herdmauern des hinweggeschwemmten Damnteiles waren abgeschoren, ohne daß es möglich war festzustellen, ob dies beim Bruch oder nachträglich geschehen ist.

Ganz abgesehen von der fehlerhaften Bauausführung würde die Dansvillemauer auch hinweggeschwemmt sein, wenn eine flachere Wasserseite eine günstigere Richtung der Schlußkraft, eine größere senkrechte Belastung des Bauwerks begünstigt hätte.

Die wasserseitige, in einen durchlässigen Baugrund eingreifende Herdmauer konnte den Durchtritt des Stauwassers nicht verhindern. Die luftseitige, erheblich tiefer eingelassen, versammelte das Druckwasser unter der gemeinschaftlichen Gründungsplatte beinahe unter vollem hydrostatischen Druck. Die so an Gewicht erleichterte geschwächte Mauer, in den Fundamenten gelockert, konnte dem wagerechten Wasserdruck nicht widerstehen.

Die Ashleymauer, Pittsfield, Massach., 1907 (E. N. 1/IV, 1909; Abb. 179 u. 179a).<sup>1)</sup> Die Mauer 141,7 m lang einschl. 14,63 · 0,61 m Überfall; 12,8 m größte Höhe; Pfeiler-

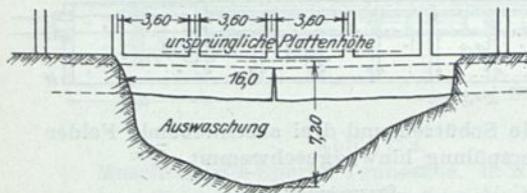


Abb. 179. Ashleysperre, Pittsfield, Mass.  
134,7 m lang. Ansicht.

Sohlenbruch von 7,0 m Tiefe in rd. 40 m Abstand vom linken Talende in Kies und Lehmsand

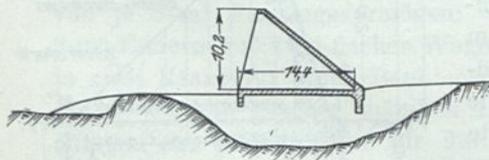


Abb. 179a. Ashleysperre. Querschnitt der Bruchstelle.

entfernung 3,66 m; Decke 25 bis 56 cm stark; bewehrt; Herdmauer 0,91 m stark, bis 2,44 m unter die 46 cm starke Sohle reichend. Nach dem Einstau zeigten sich 15 m unterhalb des Bauwerks Quellen und es erfolgte ein Durchbruch von 16,15 m Weite und 6 m Tiefe, den das Bauwerk mit 20 cm Durchbiegung, in der Mitte reißend, frei überspannte.

Der Untergrund bestand aus Kies und lehmigen Sand. Die Bruchstelle liegt rd. 40 m vom linken Ende der Mauer. Die tiefste Stelle des Tales und der Grundplatte liegt um zwei Absätze tiefer rd. 80 m vom linken Mauerende.

Die Mauer wurde zwecks Wiederherstellung gehoben und die Herdmauer an der Aufbruchstelle, wo loser Schiefer anstand, bis 7,5 m zu festem Felsen geführt.

Der Bach wurde 1910 wieder aufgestaut, ohne daß weitere Störungen eintraten.

Die Stonyflußmauer, West-Virginia, nach der Ambursen-Bauweise ist durchweg auf eine Betonplatte gesetzt, über die sie sich im tiefsten Punkt 15,55 m hoch erhebt (Abb. 180 u. 180a). Eine Herdmauer, 90 cm stark, reicht nicht überall bis zum festen Felsen, aber bis zu 12,8 m größter Tiefe unter die Betonplatte. Der Untergrund besteht über weichem Sandstein aus Kies, Ton, kalkigem Ton mit Einlagerungen

<sup>1)</sup> Die Abb. 179 u. 179a sind entnommen aus dem Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. IV, 2. Aufl. Berlin 1910. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.



Gegenüber dem Anschlag für die massive Mauer von 10 Mill. Lire ist die Hälfte gespart.

Nachdem das Becken mit 5 Mill. m<sup>3</sup> durch ungeheure Regenmengen am Südabhang der Alpen gefüllt, der Überlauf 2,5 m unter der Krone in Tätigkeit getreten war, stürzte am 1. Dezember 1923 im wesentlichen der Teil der aufgelösten Mauer oberhalb der Bruchsteinschwelle ein.

Es sind an 500 Menschenleben, die mit dem Stausee in Verbindung stehenden vier Kraftzentralen (mit zusammen über 700 m Gefälle), mehrere Ortschaften und Teile des Eisenwerkes Voltri vernichtet.

Die aufgelöste Mauer trägt dem ursprünglichen Entwurf insofern Rechnung, als der Teil über der Bruchsteinschwelle nach 93,5 m Halbmesser, Zentriwinkel 44° 7' 15"

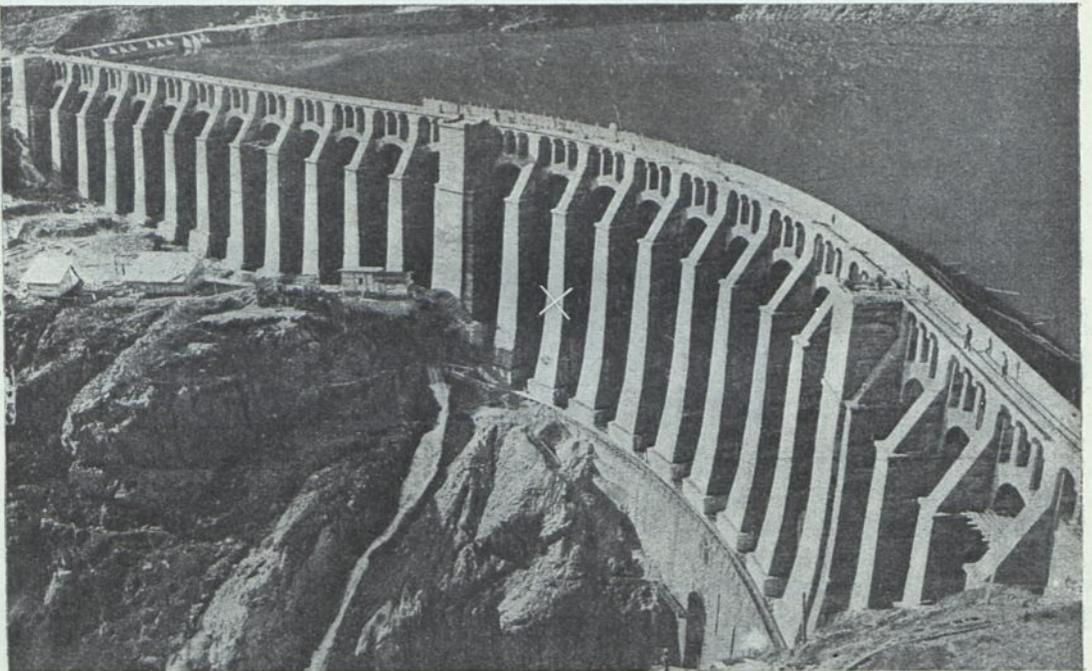


Abb. 181. Glenosperre. Luftseitige Ansicht. Im Hintergrund der Überfall. Der Bruch erfolgte oberhalb des Mauersockels der Schlucht (vom × an rechts).

gekrümmt und von zwei Gruppenpfeilern eingefast ist. Beiderseits schließen sich geradlinige Strecken von 48 und 104 m und an die längere des rechten Ufers, im rechten Winkel zurückbiegend, der Überfall von 40 m Bruttolänge an. Die Mauer besteht aus 26 Dreieckpfeilern von ausschließlich Sockel 27,5 m größter Höhe und etwa 8,0 m Achsabstand. Die beiden Gruppenpfeiler und der rechte Endpfeiler (Überfallanschluß) sind dadurch verstärkt, daß ein 4,0 m starker Zwickel in den Normalpfeiler eingeschaltet ist. Die Pfeiler erheben sich auf Sockeln von 2,0 m Höhe, beiderseits 0,5 m über Pfeilerbreite hervorstehend und an eine wasserseitige Herdmauer anschließend.

Diese ist in 6,0 m Stärke auch der Mauerschwelle vorgelegt und bildet den unteren senkrechten Abschluß der Tonnengewölbe. Die Pfeilerstärke nimmt in der luftseitigen Ansicht vom Sockel zur Krone von 3,44 auf 2,0 m ab; die Stärke der verbindenden Tonnen von 0,80 auf 0,30 m.

Die Tonnen haben innen eine konstante Halbkreisform von 6,0 m Durchmesser.

In den geradlinigen Strecken der Mauer wird das konstante Lichtmaß von 6,0 m zwischen den unter  $53^{\circ} 10'$  geneigten wasserseitigen Pfeilerköpfen (luftseitig ist die Pfeilerbegrenzung durchschnittlich etwa  $80^{\circ}$ ) dadurch erreicht, daß die wasserseitige Stirnfläche der Pfeiler von Sockel bis Krone 2,0 m bleibt. Die wagerechten Pfeilerschnitte sind daher Trapeze mit der Wasserseite = 2,0, der Luftseite zwischen 3,44 bis 2,0 m.

Die Pfeiler der nach 93,5 m gekrümmten Mauerlänge haben dieselbe luftseitige Ansicht von 3,44 m Stärke am Sockel und 2,0 m in der Krone. Damit der mit der Tonne zu überdeckende, unter  $45^{\circ}$  geneigte wasserseitige Pfeilerzwischenraum ein Rechteck gleicher Breite von 6,0 m wird, läuft die wasserseitige geneigte Stirnfläche der Pfeiler von 4,2 m in der Sohle auf 2,0 m in der Krone trapezförmig zusammen. Die Pfeilerzwischenräume sind noch unterhalb Stauspiegel (2,5 m unter Krone) durch halbkreisförmige Spannbogen überbrückt, die auf ihrer äußeren Leibung je zwei Pfeilerchen für die Gewölbe eines Laufstegs der Mauerkrone tragen (Abb. 181).

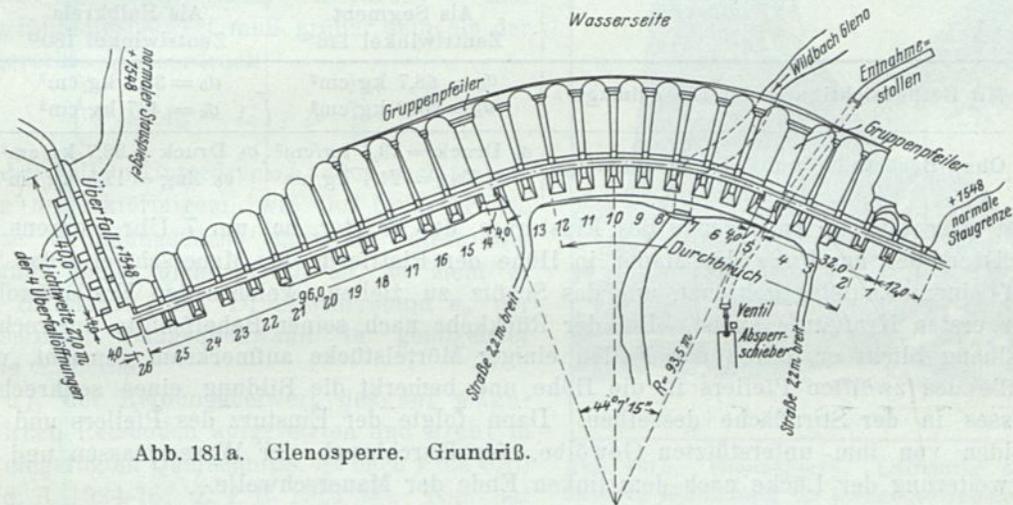


Abb. 181a. Glenosperre. Grundriß.

Aus der Beschreibung von Kelen auf Grund örtlicher Besichtigung und Aufnahmen (vgl. B. u. E. 1924, S. 6, 133 u. 167) geht hervor, daß das Sockelmauerwerk aus schlechtem Kalkmörtel — die Probe war durch und durch feucht, mürbe und unabgebunden — bestand. Die Untersuchung zweier Proben aus Pfeiler 13 (Abb. 181b) und Gewölberesten der Bruchstelle durch das Materialprüfungsamt ergab ein Raumgewicht von 2,15 und einen Bindemittelgehalt — anscheinend Romanzement — von  $175 \text{ kg/m}^3$ .

Die Pfeiler sind zwischen 25 bis 30 cm starken Betonwänden mit gemauerten oder vergossenen Bruchsteinen von 15 bis 25 cm größtem Durchmesser gefüllt (durch Photo belegt, B. u. E. 1924, Abb. 8, S. 136). Die Ringspannung in 19,0 m Scheiteltiefe des Gewölbes von 0,7 m Stärke und 3,7 m äußerem Halbmesser beträgt:

$$\sigma_a = \frac{19,0 \cdot 3,7}{0,7} \approx 100 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2.$$

Demgegenüber berechnet Kelen nach Mörsch, Schweiz. Bauztg. 1907, 1. Jahreshälfte die folgenden Spannungen.

Als Bautemperatur sind  $+12^{\circ}$ , als Abkühlung  $12^{\circ}$  und entsprechend den Deutschen Eisenbetonbestimmungen für Schwinden eine weitere Abkühlung von  $15^{\circ}$ , insgesamt  $27^{\circ}$  eingesetzt. Der Temperaturabfall zur Zeit des Einsturzes mit höchstens  $11^{\circ}$  ist vernachlässigt.

Schnitt in Höhe + 1535 N. N.

Wasserdruck  $h = 1,4$  Atm.; Bogenstärke 0,6 m; innerer Leibungshalbmesser = 3,0 m;  
Bewehrung im Kämpfer 2 · 2 R.-E. 20 mm;  $F_e = 2 \cdot 6,28$  cm<sup>2</sup>.

	Als Segment Zentriwinkel 146°	Als Halbkreis Zentriwinkel 180°
Mit Berücksichtigung der Eiseneinlage	$\sigma_b = 63,1$ kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_e = 2050$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b = 31,7$ kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_e = 376$ kg/cm <sup>2</sup>
Ohne Berücksichtigung der Eiseneinlage	$\sigma_b$ Druck = 37,4 kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_b$ Zug = 21,2 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ Druck = 27,1 kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_b$ Zug = 10,4 kg/cm <sup>2</sup>

Schnitt in Höhe + 1530 N. N.

Wasserdruck  $h = 1,9$  Atm.; Bogenstärke 0,7 m; innerer Leibungshalbmesser = 3,0 m;  
Bewehrung im Kämpfer 2 · 2 R.-E. 22 mm;  $F_e = 2 \cdot 7,6$  cm<sup>2</sup>.

	Als Segment Zentriwinkel 148°	Als Halbkreis Zentriwinkel 180°
Mit Berücksichtigung der Eiseneinlage	$\sigma_b = 68,7$ kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_e = 2050$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b = 38,2$ kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_e = 467$ kg/cm <sup>2</sup>
Ohne Berücksichtigung der Eiseneinlage	$\sigma_b$ Druck = 43,8 kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_b$ Zug = 24,4 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ Druck = 32,7 kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_b$ Zug = 12,5 kg/cm <sup>2</sup>

Der einzige Augenzeuge des Einsturzes, der Wärter, hat um 7 Uhr morgens am 1. Dezember am Fuße der Mauer in Höhe der Plattform der Mauerschwelle das Tal auf einem Laufsteg gekreuzt, um das Schütz zu ziehen, welches den Freilaufstollen der ersten Kraftstufe speist. Bei der Rückkehr nach seiner Behelfshütte am rechten Talhang blickt er, durch das Fallen einiger Mörtelstücke aufmerksam gemacht, vom Fuße des zwölften Pfeilers in die Höhe und bemerkt die Bildung eines senkrechten Risses in der Stirnfläche desselben. Dann folgte der Einsturz des Pfeilers und der beiden von ihm unterstützten Gewölbe, der Durchbruch der Wassermassen und die Erweiterung der Lücke nach dem linken Ende der Mauerschwelle.

Ludin (Deutsche Wasserwirtsch., Februarheft 1924), Stucky (Schweiz. Bauztg. 1924, Heft 6 u. 7) und Link (Z. f. B. 1924, S. 34) stellen auf Grund örtlicher Besichtigung eine Gleitbewegung des Bauwerks bzw. eine 5-mm-Fuge in der Gründungsfläche fest.

Wenn Link aus diesem Maß und dem talseitigen Fall der Gründungsfläche von 1:10 unter Pfeiler 12<sup>1)</sup> eine wagerechte Verschiebung von 5 cm errechnet, so setzt das unbegründeterweise voraus, daß sich die Mauer bei der Bewegung nicht auch gesackt hat. Einerlei, ob dies geschehen und ob die Bewegung sich gleichmäßig über die Länge der Mauerschwelle erstreckt hat, kann man Link voll beipflichten, wenn er sagt: „Bei dieser Bewegung mußte die auf dem Block (der Mauerschwelle) errichtete aufgelöste Mauer reißen und wäre auch dann der Zerstörung anheimgefallen, wenn sie aus einwandfreien Baustoffen und mit der solchen Bauwerken gebührenden Sorgfalt ausgeführt worden wäre.“

Auch Petry, welcher die Unfallstelle im Auftrage des Betonvereins besichtigte, findet nach Z. d. V. d. I. 1924/477 die Ursache des Einsturzes in der mangelhaften Gründung und Beschaffenheit der Bruchsteinschwelle.

Keiner der Besucher der Unfallstelle nennt die Felsart, auf der sich die Mauer erhebt, und nur Link führt die sehr wichtige Angabe des Ingenieurs Rodio-Mailand

<sup>1)</sup> Kelen, B. u. E. 1924, S. 135, gibt die Geländeschnitte unter Pfeiler 7 bis 12. Danach liegt unter Pfeiler 7 u. 8 je ein steiler Gefällbruch; unter 9 ist das Gefälle etwa 1:3,5; unter 9 bis 12 mag das Durchschnittsgefälle etwa 1:10 sein.

an den norwegischen Ingenieur D. A. Lund an, daß der talwärts abfallende Felsen der Gründungsfläche nicht abgetreptt und die Mauerschwelle in hydraulischem Kalkmörtel hergestellt sei. Eine Verschiebung der Mauer auf der langsam abbindenden geneigten Mörtelzwischenlage und der Gründungsfuge wäre schon unter ihrem vollen Eigengewicht denkbar.

Link hat die statischen Verhältnisse der Mauer unter den üblichen Annahmen untersucht und als ausreichend befunden. Die Mauer hat tatsächlich eine Zeitlang dem Staudruck widerstanden und würde ohne die Bewegung — die dynamische Beanspruchung — noch weiter widerstanden haben, einerlei, ob die Herdmauer von vornherein vorhanden war oder nachträglich vorgepappt ist. Um den Eintritt der Bewegung zu erklären, macht sich Link eine Formel zu recht. Er sagt: Mauergewicht  $G$  + Wasserauflast  $A_w$  weniger dem Unterdruck  $U$  mal dem Reibungsbeiwert muß größer sein als der wagerechte Wasserdruck

$$(G + A_w - U) f > \frac{h^2}{2} \cdot 1)$$

Da bei vollem Unterdruck  $h$ , oder auch trapez- oder dreieckförmigem, wie ihn Link für die ganze Gründungsfläche annimmt, diese Bedingung meist nicht erfüllt ist, so zieht er als Hilfskraft den Druckwiderstand  $\sigma_y$  der luftseitigen Baugrubenwand in genügender Höhe  $h_1$  heran.

$f$ , der Reibungsbeiwert des auf wagerechten Felsboden aufgesetzten und nicht in ihn eingefügten Querschnitts, ist nach Link 0,75 (Z. d. B. 1924/76; Z. f. B. 1924/34). Nun hat man die „Gleitfestigkeitsziffer“

$$\eta_g = \frac{(G + A_w - U) f + \sigma_y h_1}{\frac{h^2}{2}} > 1$$

vollständig in der Hand. Es ist rechnungsmäßig alles in schönster Ordnung (?), man ist nicht mehr „auf den Scherwiderstand der im Fundament etwa anstehenden Gesteinsvorsprünge und Felsbänke angewiesen“ (Link, Z. f. B. 1924/34).

Leider kommt es anders, und man kann dies auch aus der Linkschen Formel herauslesen:

Die „offene“ Fuge, welche den Unterdruck erst ermöglicht, macht gleichzeitig auch den wagerechten Auflagerwiderstand zu Null. Es genügt aber schon das Zurückgehen des Reibungsbeiwerts  $f$  infolge einer tongefüllten Schichtenfuge, um eine Bewegung und Zerstörung des Bauwerks einzuleiten. Daß in diesen beiden Fällen das Bauwerk und vor allen Dingen der Stau der Baugrubenwand den Grad absoluter Starrheit besäßen, um zerstörende Deformationen zu verhindern, ist nicht anzunehmen!

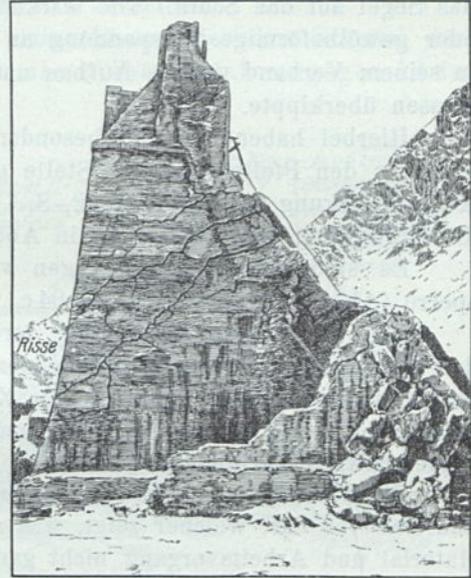


Abb. 181 b. Glenosperre. Luftseitig abfallende Rißbildung im stehengebliebenen Pfeiler 13 und Bruchfuge des Pfeilerrestes 12 im Vordergrund, beide entsprechend den Abb. 1 u. 2, S. 7.

Die größte Höhe von Mauerschwelle O.-K. bis Krone betrug 29,5 m, die größte Pfeilerbreite oberhalb Mauerschwelle 30,0 m; die wasserseitige Neigung  $53^\circ 10'$  oder 3,76 wagerecht zu 5,0 m senkrecht, die luftseitige Neigung war oberhalb Sockel beziehungsweise 25, 15, 10 u. 5% auf je 5,0 m Höhe.

1) Für einen Neigungswinkel  $\alpha$  der Gründungsfuge ist statt  $G + A_w$  zu setzen  $(G + A_w) \cos \alpha$  und abziehen  $(G + A_w) \sin \alpha$ .

Die Glenosperre hatte keine Baugrubenwand.

Die 1 : 10 talabwärts geneigte Felssohle, auf der sie ruhte, war nach B. u. E. 1924, S. 133, Kelen, durch Glazialwirkung und Erosion gestaltet, also bereits einmal eine Rutschfläche gewesen.

Die geringen mechanischen Eingriffe zwischen Mauer und Fels wurden durch den plastischen, von Wasseradern feucht gehaltenen Kalkmörtel nicht verkittet, sondern wie mit einem Schmiermittel abgeglichen, ähnlich einer mit Schnee ge-glätteten Rodelbahn.

Der Aufbau der aufgelösten Mauer auf die Schwelle hat auf diese gewirkt wie das Segel auf das Schiff. Die Wirkung verschwand, als die Mauerschwelle durch keil- oder gewölbeförmige Verspannung an den Schluchträndern zum Stehen kam und der in seinem Verband gelöste Aufbau unter der lebendigen Kraft der Mauer und Wassermassen überkippte.

Hierbei haben sich mit besonderer Deutlichkeit die luftseitig abfallenden Bruchfugen in den Pfeilern an der Stelle gebildet, wo die Strebenwirkung aufhört und die Konsolwirkung anfängt (Abb. 2, S. 7). Man vergleiche den Rest des Pfeilers 12 und die Rißbildung des Pfeilers 13 in Abb. 181b.

Es sind dieselben Bruchfugen wie bei der Habra-, der Bouzey- und S. Dieguitosperre (Abb. 93 bis 93d, 94 bis 94c, 214).

Eine Gesamtgewölbewirkung der Tonnen in dem nach 93,5 m gekrümmten, auf der Mauerschwelle ruhenden Teile der Mauerlänge ist erst nach Wegfall der Pfeilerunterstützung denkbar und für die Zerstörung gänzlich unwesentlich. Sie ist weder beobachtet, noch konnte ihr geringer günstig wirkender Widerstand das Gleiten der Mauerschwelle verhindern.<sup>1)</sup>

Die Glenosperre stellt einen Belastungsversuch im großen Maßstab für 25 Pfeiler und Gewölbe dar, welcher zeigt, was man einem nach Pfeilerform (zu steile Luftseite), Material und Arbeitsvorgang nicht ganz einwandfreien Bauwerk zumuten kann. Die Gefahr hat bisher nie in diesem, sondern immer in der Nachgiebigkeit des wagerechten Auflagers, der Verbindungsfuge zwischen Bauwerk und Untergrund, gelegen.

Die Aufmerksamkeit der Untersuchungskommission wird sich auf genaue Ausführungszeichnungen, eine Untersuchung der Untergrund- und Oberflächenbeschaffenheit der Gründungsfläche, der Baustoffe und des Bauvorgangs einschl. Wasser- und Witterungsverhältnissen, sowie der Bewegungen und Vorgänge beim Einsturz zu richten haben. Es ist aber nicht anzunehmen, daß dadurch eine weitere Klärung erzielt wird. Das Gutachten der Untersuchungskommission (Corriere della Sera vom 13. Mai 1924, auszugsweise B. u. E. 1924, S. 167) ist tatsächlich wie folgt zusammenzufassen:

Die geologische Beschaffenheit des Untergrundes ist vor dem Bau von Professor Torquato Taramelli untersucht und als geeignet befunden. Geodynamische Störungen sind ausgeschlossen.

Die Mauerschwelle des verstorbenen Verfassers des ursprünglichen Entwurfs ist in schlechtem Kalkmörtel als schwammartiger Körper auf die glatte talabwärts fallende Felsfläche gesetzt und von einem beinahe 11 m hohen Stollen durchschnitten. Sie ist unterspült, hat sich gesenkt und dadurch Gleichgewicht und Zusammenhang des aufgelösten Aufbaus gestört. Im Punkte der größten Last und des schwächsten Widerstandes hat zunächst ein Pfeiler mit den anschließenden Gewölben, dann infolge der lebendigen Kraft des Wasser- und Luftdrucks der übrige Teil der Lücke nachgegeben.

<sup>1)</sup> Der Überfall der Eastparksperrre (Bd. I, S. 238) und die Eleanorsperre, Zentriwinkel 30° (Bd. III, Hetch-Hetchy-Sperrmauer) besitzen eine im Grundriß kreisförmige Anordnung der Gewölbetonnen.

Die Gemplakesperre, Sierra Nevada, Calif.,<sup>1)</sup> (Abb. 181c) ist 1915/16 von Jorgensen erbaut. Breitenrad 37,5, Meereshöhe 2700 m, mittlere Jahrestemperatur  $+12,8^\circ$ , längere Zeit anhaltende Mindesttemperatur  $-18^\circ$ , Einwohnerdichte unterhalb  $0,4/\text{km}^2$ . Das N. G. umfaßt  $157 \text{ km}^2$ , der Inhalt  $21 \text{ Mill. m}^3$ , die luftseitige Pfeiler-ausladung  $2,40 \text{ m}$  auf die größte Höhe von  $24,4 \text{ m}$ . Es wurde verwendet:  $\frac{3}{4}$  Seesand (mit  $3\frac{1}{2}\%$  Lehm,  $1\%$  Schlamm)  $+$   $\frac{1}{4}$  Granitquetschsand, Korngröße  $< 6 \text{ mm}$ . Mörtel-mischung  $1:2:4$  (Gewölbe),  $1:2\frac{1}{2}:5$  (Pfeiler). Korngröße des Quetsch-Schotters  $6,19$  und  $37 \text{ mm}$ . Torkretputz  $1:2$  von  $6 \text{ mm}$  (Krone) bis  $19 \text{ mm}$  Stärke (Gründungsfuge). Stahleinlagen  $82 \text{ t}$  auf  $6520 \text{ m}^3$  der Gesamtbetonmenge zum Preise von  $29 \text{ \$/m}^3$  zuzü-glich eines Preises von  $110 \text{ \$/t}$  für Stahl einschl. Einbau desselben.

In den ersten beiden Jahren zeigten sich einige Risse unter dem Scheitel der Gewölbe und ferner solche in den Pfeilern, „wie sie bisher erfahrungsgemäß in

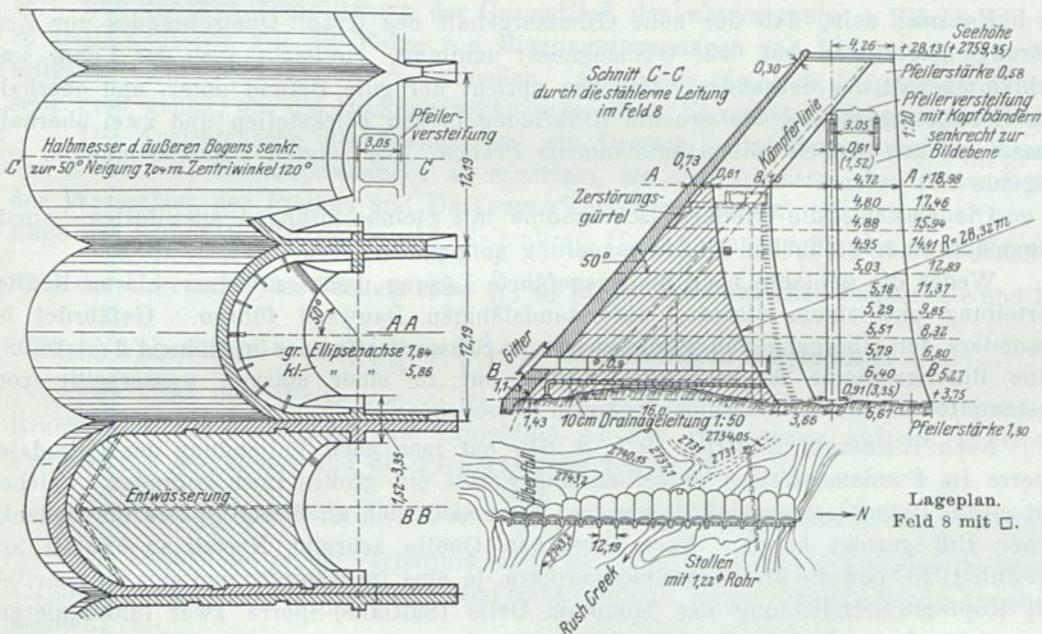


Abb. 181c. Gemplakesperre. Nach L'Energia Elettrica 1925, S. 640.  
Die Verstärkung durch Ausmauerung der Pfeilerfelder bis  $+18,98$ .

allen Gewölbetonnen-Pfeilersperren entstanden sind“ (Dolson u. Huber, L'E. E. 1925, S. 638).

Im dritten Jahre traten Sickerungen und ein weißer Ausschlag (laitage) auf der Luftseite der Gewölbe auf.

In den zwei folgenden Jahren schritten die Zersetzungen an den Ansichtsflächen zuerst langsam, dann schneller fort.

Eine Eisdecke von  $0,76$  bis  $1,01 \text{ m}$  Stärke nahm, bei sinkendem Wasserspiegel abbrechend, den Torkretputz mit. Als die Eisdecke noch schwamm, ließen eingebrochene Löcher erkennen, daß die äußere Tonnenleibung bis auf  $3,0 \text{ m}$  Tiefe mit einer dichten Eiskruste bekleidet war. Die bedenklichen Zerstörungen wurden der Abkühlung durch die dünne Gewölbedecke hindurch zugeschrieben. Die Ausbesserung erstreckte sich

<sup>1)</sup> Jorgensen, Multiple Arch. Dams of Rush Creek, Calif. Transact. 1917, Bd. 81, S. 850; L'Energia Elettrica 1925, S. 640; E. N. R. 1925 v. 2. VII. u. 30. VII.

zunächst darauf, daß der morsche Beton in scharf abgesetzten viereckigen Flächen (Gewölbewirkung) bis zu 20 cm tief ausgestemmt, in möglichst innigem Verband mit dem alten durch neuen ersetzt und mit „Ironite“ überzogen wurde.<sup>1)</sup>

Erneuter Frost hatte indessen bald wieder Haarrisse, wahrscheinlich infolge der Temperaturbewegungen der Gewölbe, zur Folge.

Eine Prüfung im Jahre 1924 ergab, daß sich die Zerstörungen auf einen Gewölbegürtel von 9 m unter Krone an (Höhe des Stauspiegels während der Wintermonate und Frost bis 25°) mit einer unteren Grenzlinie  $\sim 3,0$  oberhalb Fundamentfuge längs der Gewölbe erstreckt. (Gürtelhöhe des höchsten Pfeilers 12,0 m, Gewölbstärke zwischen 0,6 und 1,0 m.)

Der angegriffene Beton war tot (morto, dead), glich hartem Lehm und klang nicht mehr unter einem Hackenschlag. Löcher bis 45 cm tief ließen sich leicht von der Luftseite in dem bewehrten Beton aushöhlen.

Es mag sein, daß der hohe Glimmergehalt des Granit-Quetschsandes zur Zerstörung beigetragen hat, wie O'Shaughnessy annimmt, vielleicht auch der Lehm- und Schlammgehalt des Seesandes. Dagegen spricht der gute Befund unter- und oberhalb des Zerstörungsgürtels, die erneute Reißbildung in den Flickstellen und zwei oberhalb Seespiegel aus den Gewölben entnommene Proben. Sie zeigten Druckfestigkeiten von 132 bis 153 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Absicht, die Pfeilerzwischenräume mit Steinschüttungen auszufüllen, wurde zugunsten einer halbhohen Fußausmauerung aufgegeben (Abb. 181 a u. 181 b).

Weder die geplante noch die ausgeführte Lösung kann zu einer klaren Kräfteverteilung und einem dichten, widerstandsfähigen Bauwerk führen. Gefährdet ist besonders der Übergang von Pfeilersperre zu Schwerkraftmauer in Höhe AA (+18,98). Eine durchgreifende Ausbesserung konnte nur in einer starken wasserseitig vorgestampften Decke mit Herdmauereingriff bestehen.

Nach L'Energia Elettrica 1925, S. 645 hat man nach Vollendung der Palmdale-Sperre im Fundamentfelsen derselben unerwartet ein großes Loch gefunden, welches mit einem Betonblock ausgefüllt wurde. Auch soll sich an dieser Sperre ein bedenklicher Riß gezeigt haben. Nach derselben Quelle schreibt Noetzi an Fantoli am 21. Juli 1925, daß die drei Gewölbescharniere, je eins im Kämpfer und eins im Scheitel, mit Kupferstreifendichtung der Mountain Dells (Saltlake)-Sperre zwar funktionieren, aber nicht als „gut“ betrachtet werden.

### 3. Die Abmessungen der Pfeilersperren.

#### a) Die Grundfugenbreite und die Neigung der Pfeilerseiten.

Die Pfeilerabstände  $x$  ergeben sich aus der Untergrundoberfläche und Beschaffenheit, der zulässigen Stützweite der Deckenkonstruktion und aus der Stau- und Mauerhöhe  $h$  insofern, als die größere Höhe die Kosten der Pfeiler schneller steigert als die größere Spannweite die der Decken. Zum Pfeiler zählt stets noch das Fundament (Pfeilerzahl), zur Decke die Herdmauer hinzu.

Die Pfeilerstärke ergibt sich ebenfalls aus der Deckenkonstruktion (Pfeilerkopfverstärkungen, Rippen, Zwischenstreben, Ankerbalken, Kämpfer), dem Pfeilerabstand und der Knicksicherheit. Noetzi nimmt als Regel die mittlere Pfeilerstärke nicht geringer als  $\frac{1}{12}$  bis  $\frac{1}{15}$  der Höhe (Proceed. 1923, S. 1068).

<sup>1)</sup> Chemische Verfestigung der Alkaliverbindungen durch Fluat-(Lithurin)-Imprägnierung. Tonindustrie-Zeitung 1925, Nr. 60.

Es ist zweckmäßig, die Kronenstärke  $k$  der Pfeiler entsprechend der zunehmenden Last nach der Fundamentfuge auf  $p_0$  zunehmen zu lassen. Dadurch rückt der Schwerpunkt der Hauptmasse (Pfeiler) tiefer und die Stützweite der Decke verkleinert sich für die größten Wasserlasten. Es kann dies in Absätzen oder wie in der folgenden Überschlagsrechnung (Abb. 182) in gleichmäßigem Anzug geschehen.

Die wagerechte Teilkraft des Wasserdrucks  $\frac{h^2}{2}$  und ebenso die Höhe der Deckenbelastung ist lediglich abhängig von der Wassertiefe und nicht von der Neigung der wasserseitigen Mauerbegrenzung. Ein Reibungswiderstand gegen  $\frac{h^2}{2}$  kommt erst in Frage, wenn die Mauer ohnehin verloren ist. Daher ist die Auflast  $\frac{nbh}{2}$  nicht über das Maß zu vergrößern, welches hinreicht, die Schlußkraft in die Fugenmitte zu zwingen. Dadurch wird eine unnötige Vergrößerung der Gesamtlast, der wasserberührten Fläche und eine zu steile Luftseite mit der Folge von Biegungsspannungen und Ribbildungen in einer luftseitig abfallenden Pfeilerfuge vermieden. Andererseits bleibt die Neigung der Wasserseite groß genug, um die Deckengewölbe unter ihrer Eigenlast in Spannung zu halten.

Die Ansichtsfläche des Pfeilers sei ein Dreieck. Die Berechnung hat weniger den Zweck, die Kantenpressungen zu ermitteln, als eine sparsame Gewichtsverteilung der Wasserlast, des Pfeiler- und Deckengewichts vorzunehmen. Es ist daher von der Lage der Schlußkraft  $R$  (senkrechte Seitenkraft  $P$ ) ausgegangen für den Angriffspunkt:

a) in der Fugenmitte des Pfeilers  $r_v = \frac{b}{2}$ ; b) in der Mitte zwischen Fugenmitte und luftseitigem Fugendrittel  $r_v = \frac{1}{2} \left( \frac{b}{3} + \frac{b}{2} \right)$ ; c) im luftseitigen Fugendrittel  $r_v = \frac{b}{3}$ .<sup>1)</sup>

Für diese drei Werte von  $r_v$  ist aus Gl. 7, S. 42 die Pfeilerbreite  $b$  sowie der Bruchteil  $n$  von  $b$ , welcher die Projektion  $nb$  der Wasserseite auf die wagerechte Fuge ergibt, hergeleitet und die Pfeilerneigung bestimmt.

Der Wasserdruck ist in die Auflast  $\frac{nhb}{2} \cdot x$  und den wagerechten Druck  $\frac{h^2}{2} \cdot x$  zerlegt.

Die Deckenlast ist im Verhältnis zum Pfeilergewicht gering und ebenso ihr Einfluß auf die Abmessungen des Pfeilers. Man kann deshalb einige vereinfachende Annahmen machen:

a) daß sich die Deckenlast über die Pfeilerköpfe hinweg auf die ganze Feldbreite  $x$  (Pfeilerabstand) erstreckt,

b) daß der Deckenquerschnitt ein Dreieck von der Pfeilerhöhe  $h$  und der Basisbreite  $db$  in der wagerechten Gründungsfuge gemessen ist, wobei  $d$  einen Bruchteil der Pfeilerbreite  $b$  bedeutet,

c) daß man das Raumgewicht der Decke = dem des Pfeilermauerwerkes  $\gamma$  setzt,

d) daß man den Schwerpunkt der Decke zwar richtig im Drittelpunkt der Höhe, aber in der wasserseitigen Deckenbegrenzung liegend annimmt. Der Abstand des Deckenschwerpunktes von  $L$  ist dadurch um die halbe Deckenstärke zu groß =  $b - \frac{nb}{3}$

gerechnet. Die kleinen Unrichtigkeiten der Annahmen können durch die Konstruktionsverstärkung des Pfeilerkopfes, Lage der Decke im Verhältnis zur Pfeilerseite ausgeglichen oder durch eine Wiederholung der Rechnung mit den genauen Gewichten und Abständen beseitigt werden (im allgemeinen nicht erforderlich).

<sup>1)</sup> Vgl. Aufsatz des Verfassers in der Z. d. Österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1916, S. 911 u. f.

Zur Berechnung des Pfeilergewichts und des Schwerpunktabstandes desselben =  $g$  von  $L$  (Abb. 182) werde ein Rechteck parallel der Gründungsfuge in der Tiefe  $h_p$  von den Seiten  $p$  (Pfeilerstärke) und  $b_p$  (Fugenbreite) aus dem Pfeiler herausgeschnitten gedacht.  $p$  und  $b_p$  lassen sich nach Abb. 182 durch  $h_p, p_0, k, h$  und  $b$  ausdrücken.

$$\frac{h_0}{h_p + h_0} = \frac{k}{p_0}; \quad h_0 = \frac{k h}{p_0 - k}; \quad \frac{h_0}{k} = \frac{h_0 + h_p}{p}; \quad p = k + \frac{h_p k}{h_0};$$

$$p = \frac{h k + h_p p_0 - h_p k}{h}; \quad b_p = \frac{b}{h} h_p.$$

Das Gewicht  $G$  des Pfeilers ist:

$$G = \gamma \int_0^h b_p \cdot p \, d h_p$$

$$= \gamma \int_0^h \frac{b}{h} h_p [h k + h_p (p_0 - k)] \cdot \frac{d h_p}{h}$$

$$(1) \quad G = \frac{b h \gamma}{6} (k + 2 p_0).$$

Zur Berechnung des Moments des Pfeilergewichts  $M_p$  in bezug auf  $L$  ist nach Abb. 182 der Hebelarm  $g_p$  des materiellen Rechtecks  $p \cdot b_p$  durch  $h_p, n, h$  und  $b$  auszudrücken:

$$g_p = b - n b - a; \quad a = \frac{b_p}{2} - n b_p;$$

$$b_p = \frac{b}{h} h_p$$

$$(2) \quad g_p = \frac{b}{2 h} [2 h (1 - n) - h_p (1 - 2 n)].$$

$$M_p = \gamma \int_0^h p b_p \, d h_p \cdot g_p$$

$$= \gamma \int_0^h \left( \frac{h k + h_p (p_0 - k)}{h} \cdot \frac{b h_p}{h} \cdot \frac{b}{2 h} [2 h (1 - n) - h_p (1 - 2 n)] \right) d h_p.$$

$$M_p = \frac{\gamma b^2 h}{24} [3 k + 5 p_0 - 2 n (k + p_0)].$$

Der Hebelarm  $g$  des Pfeilergewichts ist:

$$g = \frac{M_p}{G} = \frac{\frac{\gamma b^2 h}{24} [3 k + 5 p_0 - 2 n (k + p_0)]}{\frac{\gamma b h}{6} (k + 2 p_0)}$$

$$(2a) \quad g = \frac{b}{4} \frac{[3 k + 5 p_0 - 2 n (k + p_0)]}{k + 2 p_0}$$

Die Tiefe  $h_s$  des Pfeilerschwerpunkts unter seiner Spitze findet sich, indem man setzt:  $g = g_p$ , Gl. 2 und 2a) und daraus  $h_p$  ( $h_s$ ) berechnet.

$$(2b) \quad h_s = \frac{h}{2} \frac{k + 3 p_0}{k + 2 p_0}$$

Die Summe der senkrechten Pfeiler- und Deckenlast einschließlich Wasserlast ist für ein Pfeilerfeld:

$$(3) \quad P = \frac{b h \gamma}{6} (k + 2 p_0) + \frac{d b h}{2} \gamma x + \frac{n b h}{2} x.$$

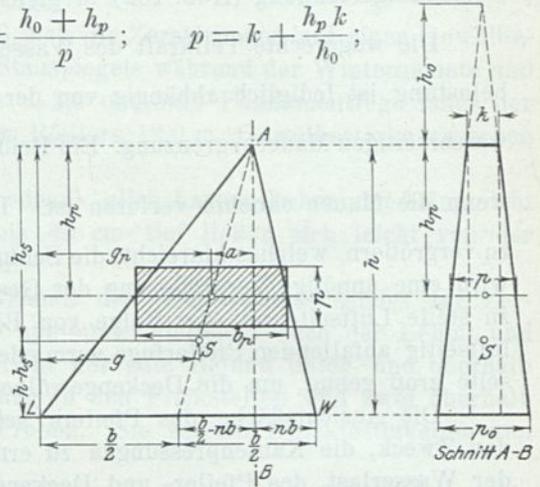


Abb. 182. Ermittlung des Gewichts des Pfeilers für die verjüngte oder Keilform, des Moments des Pfeilergewichts in bezug auf den luftseitigen Fußpunkt  $L$  und die Schwerpunktsabstände  $g$  und  $h_s$ .

Aus den Gewichten des Pfeilers, der Wasserauflast, der Decke und des waagrechten Wasserdrucks und ihren Hebelarmen bezogen auf den luftseitigen Pfeilerfußpunkt  $L$ :  $g$ ,  $\frac{b}{3}$  ( $3 - n$ ) und  $\frac{h}{3}$  ergibt sich die Momentsumme:

$$(4) \quad \Sigma M = \begin{cases} \frac{\gamma b^2 h}{24} [3k + 5p_0 - 2n(k + p_0)] + \frac{n b^2 h x}{6} (3 - n) \\ + \frac{b}{3} (3 - n) \frac{d b h \gamma x}{2} - \frac{h^3 x}{6}. \end{cases}$$

a) Soll der Angriffspunkt der senkrechten Schlußkraft aller senkrechten Lasten  $P$  in Fugenmitte liegen,  $r_v$  also  $= \frac{b}{2}$  sein, so ergibt sich nach Gl. 7 (unter I Schwerkraftmauern, S. 42) die Bedingung  $\frac{b}{2} = \frac{\Sigma M}{P}$ . Aus Gl. 3 u. 4 erhält man:

$$(5) \quad b = 2h \sqrt{\frac{x}{\gamma(k + p_0 + 6dx) + 2n(3x - \gamma k - p_0 \gamma - 2nx - 2d\gamma x)}}$$

$b$  wird ein Mindestmaß, wenn der Nenner  $N$  den Höchstwert erreicht.

$$\frac{dN}{dn} = 6x - 2\gamma k - 2p_0 \gamma - 8nx - 4d\gamma x = 0.$$

$$(6) \quad n = \frac{3x - k\gamma - p_0 \gamma - 2d\gamma x}{4x}.$$

Setzt man den Wert  $3x - k\gamma - p_0 \gamma - 2d\gamma x = 4nx$  in Gl. 5 ein, so folgt:

$$(5a) \quad b_{\min} = 2h \sqrt{\frac{x}{\gamma(k + p_0 + 6dx) + 4n^2 x}}$$

b) Für den Angriffspunkt der Schlußkraft im luftseitigen Fugendrittel  $r_v = \frac{b}{3} = \frac{\Sigma M}{P}$  ist

$$(7) \quad b = 2h \sqrt{\frac{x}{\frac{\gamma}{3}(5k + 7p_0 + 24dx) + 2n(4x - \gamma k - p_0 \gamma - 2d\gamma x) - 4n^2 x}}$$

$$b_{\min} \text{ für } \frac{dN}{dn} = 0,$$

$$(8) \quad n = \frac{4x - \gamma k - p_0 \gamma - 2d\gamma x}{4x},$$

$$(7a) \quad b_{\min} = 2h \sqrt{\frac{x}{\frac{\gamma}{3}(5k + 7p_0 + 24dx) + 4n^2 x}}$$

c) Für den Angriffspunkt von  $P$  ( $R$ ) in der Mitte zwischen Fugenmitte und Fugendrittel ist:

$$\frac{rb}{3} = \frac{1}{2} \left( \frac{b}{3} + \frac{b}{2} \right) = \frac{5b}{12}; \quad \frac{5b}{12} = \frac{\Sigma M}{P},$$

$$(9) \quad b = 2h \sqrt{\frac{x}{\frac{\gamma}{3}(4k + 5p_0 + 21dx) + 2n\left(\frac{7}{2}x - \gamma k - p_0 \gamma - 2d\gamma x\right) - 4n^2 x}}$$

$$n \text{ aus } \frac{dN}{dn} = 0 \text{ ergibt}$$

$$(10) \quad n = \frac{7x - 2\gamma k - 2p_0 \gamma - 4d\gamma x}{8x},$$

$$(9a) \quad b_{\min} = 2h \sqrt{\frac{\gamma}{3} (4k + 5p_0 + 21dx) + 4n^2 x}$$

Die Gl. 1 bis 10 für den verjüngten Pfeiler (Keilform) gelten für den Pfeiler von gleicher Stärke, wenn man darin setzt  $p_0 = k$ .

Beispiel der Abb. 183 bis 183b und Abb. 191.

Gegeben: Stau- und Mauerhöhe  $h = 30$  m; Raumbgewicht  $\gamma = 2,4$  t/m<sup>3</sup>.

Angenommen: Angriffspunkt der Schlußkraft  $P$  ( $R$ ):  $r_v = \frac{b}{2}$ .

Achsabstand der Pfeiler  $x = 8,0$  m; Pfeilerstärke in Kronenhöhe  $k = 0,5$  m; in Grundfugenhöhe  $p_0 = 3,0$  m.

Deckenstärke in Grundfugenhöhe  $d = \frac{1}{16}$  (wagrecht gemessen) der zu berechnenden Grundfugbreite des Pfeilers  $b$ .

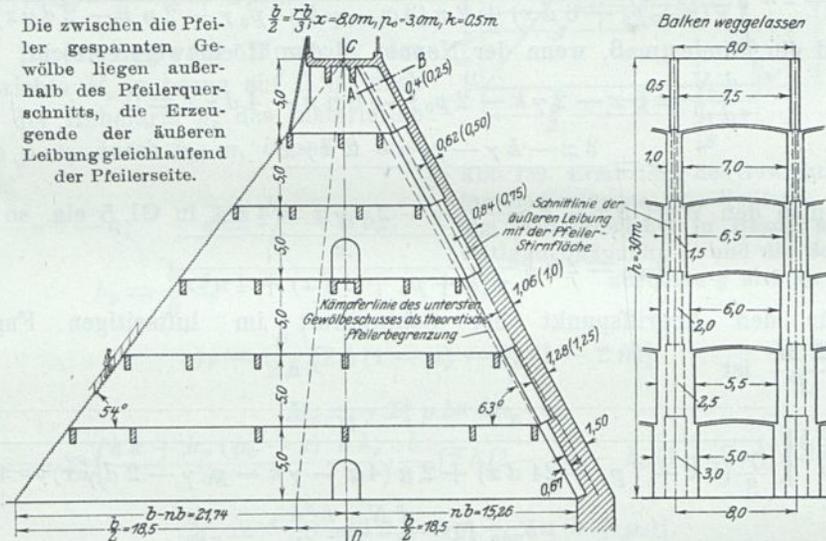


Abb. 183. Schematisches Beispiel einer Mauer von 30 m Höhe mit gewölbter Decke.

Abb. 183a. Pfeilerquerschnitt C—D.

Z. d. öst. I. u. A. V., Heft 48, S. 913.

Berechnet: Nach Gl. 6  $n = 0,4125$   
 " " 5  $b_{\min} = 37,00$  m  
 $nb = 15,26$  m  
 $db = 2,31$  m.

Deckenlast:  $\frac{db}{2} \gamma x = 662$  t

Pfeilerlast:  $\frac{bh\gamma}{6} (k + 2p_0) = 2886$  t

Wasserauflast:  $\frac{nbh}{2} x = 1831$  t

Senkrechte Teilkraft  $P$  der Schlußkraft  $R = 5369$  t.

$$\sigma'_{xv} = \sigma''_{xv} = \frac{P}{b p_0} = \frac{5369}{37 \cdot 3,0} = 48,4 \text{ t/m}^2.$$

Wagerechter Wasserdruck oberhalb Gründungsfuge  $\frac{h^2}{2} \cdot x = \frac{30^2 \cdot 8,0}{2} = 3600 \text{ t.}$

$\frac{h^2}{2} \cdot x$  auf die Gründungsfuge verteilt  $\cdot \tau_m (?) = \frac{3600}{37 \cdot 3,0} = 32,4 \text{ t/m}^2.$

b) Die Fugenfläche des Pfeilers.

Der Pfeiler wird berechnet wie ein Schwerkraftmauerquerschnitt. Zu den äußern Angriffskräften tritt die Decken- und Wasserbelastung des Pfeilerfeldes.

Ob man bei Berechnung der Fläche und des Widerstandsmoments der Fläche den wagerechten Schnitt durch Pfeiler und Decke zugrunde legt (Abb. 184) oder den Schnitt im Deckengewölbe gleichlaufend zum Wasserdruck aufbiegt (Abb. 185), dürfte von geringer Tragweite sein.

Wieviel des Deckenquerschnitts zum tragenden Pfeiler und wieviel als Pfeilerbelastung rechnet, kommt auf die Form und die mehr oder weniger zuverlässige Verbindung dieser beiden Konstruktionsglieder an. Sehr wenig Wert würde ich, auf die Dauer, der Eisenverbindung vorgestampfter Gewölbe (Abb. 186, rechts) beimessen. Abb. 187 u. 188 lassen die Grenze zwischen wasserseitigem Pfeilerkopf und Decke deutlicher erkennen.

Die vorteilhafte Mitwirkung der Decke beim Pfeilerwiderstand ist unzweifelhaft, wenn auch nach dem „Trapezgesetz“ eine geringe ungünstige Verschiebung der Pressungen eintreten mag (Abb. 201). Ihr unbestimmter Bereich macht aber sowohl die Ermittlung der Pfeiler als der Gewölbespannungen noch unsicherer, als sie schon ist. Die klarste und zugleich vorteilhafteste Anordnung zeigt wohl Abb. 188.

Auch der „Auftrieb oder Sohlendruck“ wird wie bei den massiven Mauern von einigen Ingenieuren mit den Trapezpressungen zusammengesetzt, obgleich sein Auftreten bei Einzelgründungen der Pfeiler gänzlich unwahrscheinlich und seine zerstörende Wirkung unter gemeinsamen Platten- und Schichtenfugen durch diese Berechnung in keiner Weise erfaßt wird.

Die Zerlegung der Pfeiler in Strebenstreifen zur Berechnung auf Knicken oder seitliches Ausbauchen (Vöhrenbachsperre Abb. 208) entspricht meiner Anschauungsweise von der Pfeilerwirkung.

Dann aber ist nicht einzusehen, warum man den nach Form und Material vollständig starren Pfeiler auf Biegung berechnen will. Man nimmt doch auch für die Gewölbe und Decken an, daß der Wasserdruck in seiner Richtung auf dem kürzesten Wege auf die Pfeilerwiderlager übertragen wird, warum nicht von diesen ebenso auf den Baugrund. Die Pfeilerbegrenzungen und -fundamente sollten dementsprechend ausgebildet und letztere unmittelbar hinter der Schürze bis auf deren Gründungssohle herabgeführt werden.

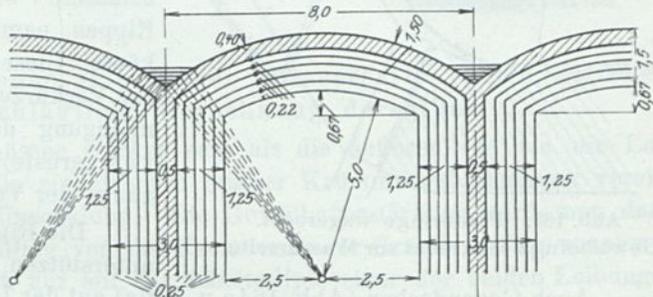


Abb. 183b.

Decke zu Abb. 183 u. 183a mit gewölbter Wasserseite.

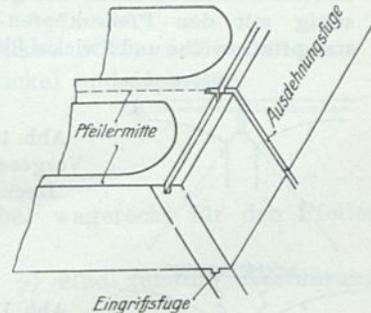


Abb. 184. Wagerechte Bau- und Berechnungsfuge mit Eingriffs- und Ausdehnungsfuge.

c) Die Pfeilerverspannung gegen seitliches Ausbauchen (Knicken).

Für die Pfeilerverspannung sind zunächst Spannbalken und Spannbogen (auch in die Neigung der Pfeilerbegrenzung gelegt) mit und ohne wagerechte Decken zur Ausführung gekommen. Sie bieten Vorteile für den Bau und für die Verbindung und Ausnutzung der Pfeilerzwischenräume und scheinen teilweise auch als Verankerungen der Gewölbetonnen gedacht zu sein.

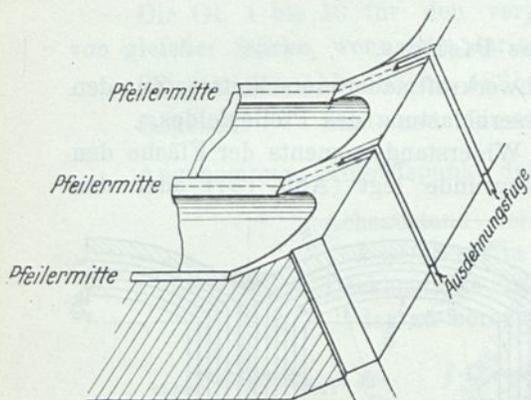


Abb. 185. Pfeilerfuge wagerecht. Gewölbefuge senkrecht zur Wasserseite.

Auch Gegendecken (Abb. 164a u. 176a) auf der Luftseite zur Führung des Überfallwassers und die Überbrückung der Krone sind hierher zu rechnen. Für solche ist eine Ausdehnungsmöglichkeit wohl ebenso erforderlich wie für die wasserseitige Decke, während für die im Schutze der Pfeilerzwischenräume liegenden Verankerungen diese Maßnahme weniger dringend ist.

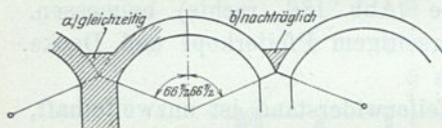


Abb. 186. Den Pfeilerköpfen nachträglich vorgestampfte mit ihnen verankerte Gewölbe (rechts) und gleichzeitig mit den Pfeilerköpfen gestampfte Gewölbe und Zwickel (links).

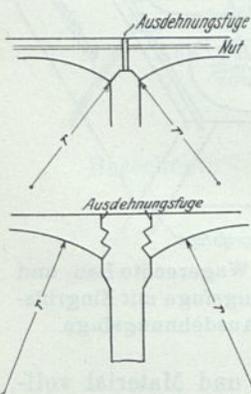


Abb. 187. Vorgesetzte Decke.

Abb. 188. Zwischengestampfte Decke.

Konstruktive Trennung der Pfeiler und Gewölbe. Gleichzeitig Abgrenzung für die Berechnung.

Die Pfeilerwände können auch luftseitig im Grundriß etwas auseinandergespreizt werden (Abb. 189) wodurch die seitliche Standfähigkeit noch weiter erhöht wird.

Als Pfeilerversteifungen sind ferner aufzufassen: senkrecht oder geneigt liegende Rippen, namentlich Verstärkungen der Pfeilerköpfe. Diese Konstruktionen dienen gleichzeitig zur Verkürzung der Spannweiten und Verregelmäßigung der Deckenfelder (Gewölbe- und Lehrgerüste) sowie zur Vermittlung des Übergangs der Verspannungen in den Pfeilerkörper.

Die Rippen des Austindammes (Abb. 176) unterstützen wagerechte Deckenbalken.

Die Längsversteifungen können ihren Zweck nur erfüllen, wenn sie fest in die zugehörigen Pfeilerwände beiderseitig eingreifen. Eine Verschieblichkeit kann nur erreicht werden, wenn die Verspannungen in normalen oder besonders konstruierten Pfeilerfeldern angemessenen Abstands unterbrochen, frei verlagert oder weit genug gegeneinander versetzt werden.

Noetzi schlägt in den Proceedings 1923/1065 eine Art Hohl- oder Doppelpfeiler vor. Die verstrebt und bewehrten Wände setzen sich in bewehrten Korbbogen der Wasserseite fort (Achsenabstand 18 bis 23 m).

Der Pfeilerkopf wird durch eine kleine verankerte Tonne von solcher Form geschlossen, daß die Schlußkraft der Kämpferdrücke von kleiner und großer Tonne möglichst in die Pfeilerwand fällt. Der Hohlpfeiler soll eine Stärke von  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{15}$  der Pfeilerhöhe haben. Er unterbricht den Wärmeabfall. Die Versteifungen der Pfeilerwände werden kurz, billig und wirksam und ersparen eine Verspannung in den Pfeilerzwischenräumen der Hauptöffnungen.

Aus der in der Skizze Proceed. 1923/1069 eingeschriebenen Bezeichnung: „Einseitiger Gewölbeschub“ geht hervor, daß man wie bei den Ankeren den Folgen einer fehlerhaften Bauausführung oder eines Bruchs vorbeugen will.

Weniger Berechtigung haben die sich schräg zum Wasserdruck im Grundriß überschneidenden Pfeiler des Ransomtyps (nach Wegmann 1922/443 in Columbia, New Jersey, 1909/10 ausgeführt).

Solche „Konditorarbeit“ lohnt in der Regel kaum durch die Materialersparnis. Die einfachsten und kräftigsten Formen sind für exponierte, auf Jahrhunderte berechnete Bauten die einzig angemessenen.

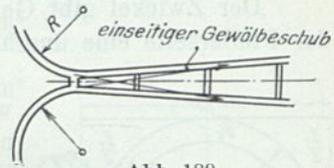


Abb. 189.  
Nötzlis Strebepfeiler mit  
divergierenden Wänden.  
Proceedings 1923/1069.

d) Die Vorteile flacher Bogen mit ebener Wasserseite (volle Zwickel) und die überschlägliche Berechnung derselben.

Die inneren Lehrgerüste müssen stärker sein als die äußeren, da sie die Last der geneigten Tonne tragen. Ein einheitlicher innerer Krümmungshalbmesser vereinfacht und verbilligt daher die Einschalung. Die Gewölbeverstärkung wird man dann nicht in Absätzen, sondern geradlinig von der Krone nach der Gründungsfuge zunehmen lassen. Der Gewölbeschnitt kann nur auf der Scheitellinie einer der beiden Leibungen senkrecht stehen. Es ist eine alte Maurerregel, daß man das Gewölbe um so stärker machen muß, je schwächer der Pfeiler und daß eine Hintermauerung — Zwickelausmauerung — die Konstruktion verstärkt.

Folgende Zwickelausmauerung oder Herstellungen kommen hauptsächlich in Betracht:

1. Für den Ringbogen gleichzeitig oder nachträglich gestampfte Zwickel (Abb. 186).
2. Für den Flachbogen:
  - a) Bogenformstücke (kleine Spannweiten) (Abb. 187);
  - b) nachträglich vor die Pfeilerköpfe gestampfte Zwickel und Gewölbe (Abb. 187);
  - c) desgl. zwischen die Pfeilerköpfe gestampft (Abb. 188);
  - d) gleichzeitig mit dem Pfeiler gestampfte Zwickel und Gewölbe.

Die Baufuge kann angeordnet werden:

- $\alpha$ ) senkrecht zur Wasserseite,
- $\beta$ ) wagerecht für das ganze Bauwerk (Abb. 184),
- $\gamma$ ) senkrecht zur Wasserseite für das Gewölbe, wagerecht für den Pfeiler (Abb. 185).

$\alpha$ ) entspricht der Strebenbeanspruchung;  $\beta$ ) und  $\gamma$ ) sind für die Ausführung bequemer.

Der Ringbogen hat unzweifelhaft den Vorteil eines geringeren Materialaufwandes und einer größeren Nachgiebigkeit gegen Formänderungen, einer gleichmäßigeren Verteilung und Milderung der Spannungen.

Er kann aber nicht in dem Maße als ein organischer Teil des Pfeilers betrachtet werden, als wenn der Pfeilerkörper selbst einen Teil des Zwickelraumes ausfüllt (Abb. 188). Das Zwickelmauerwerk ist als Widerstandskörper nicht verloren, da seine Masse an besonders großem Hebelarm dem Wasserdruckmoment entgegenwirkt, eine Verstärkung und einen allmählichen Übergang zum Pfeiler im Kämpfer hergibt und Fleisch gewährt, um die verlorene Nachgiebigkeit durch Ausdehnungsfugen voll zu ersetzen.

Zerstörende Formänderungen sind besonders an der Oberfläche der Wasserseite zu erwarten und zu fürchten.

Der Zwickel gibt Gelegenheit, durch eine tief eingeschnittene Fuge gleichlaufend der Pfeilerseite eine unschädliche Ausdehnungsmöglichkeit zu schaffen.

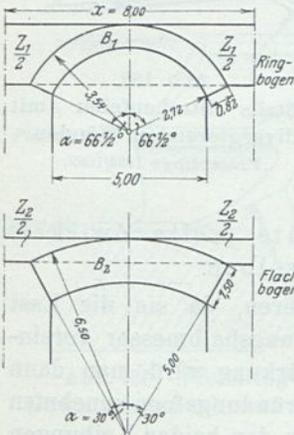


Abb. 190. Überslagsberechnung von Ring- u. Flachbögen gleicher Spannungen auf ihren Inhalt.

$$B_1 + \frac{2 Z_1}{2} = 72,5 \text{ m}^2.$$

$$B_2 + \frac{2 Z_2}{2} = 72,4 \text{ m}^2.$$

6. der größere Widerstand, welchen die größere Masse an sich allen Angriffen und dem Wechsel der Angriffe entgegensetzt. Derselbe wird die einer allenfallsigen

Wagerechte, geradlinige, verfalzte und nachträglich wasserseitig gedichtete Fugen in den Bauabsätzen der Gewölbe, namentlich am Zusammenstoß mit der Herdmauer werden einer kleinen Drehbewegung weniger Widerstand entgegenzusetzen als ringförmige (Abb. 213).

Der Ausgleich der Zwickel zur ebenen Wasserseite in der Scheiteltangentialebene der Tonne ergibt zusammen mit der erforderlichen Gewölbesterke für verschiedene Halbmesser wenig voneinander abweichende Flächengrößen (Abb. 190).

Weitere Vorteile der ebenen Wasserseite sind:

1. in Verbindung mit einem konstanten inneren Leibungshalbmesser die Vereinfachung der Einschalung und daher billigere und vermutlich auch bessere Ausführung;

2. die geringere Ausdehnung und regelmäßigere Form der dem Wasser (Eis), der Luft und der Bestrahlung ausgesetzten Angriffsfläche;

3. Ersparung an Material und Arbeitslohn, wenn eine Schutz- oder Dichtungsschicht für notwendig gehalten wird;

4. die mit dem Steigen und Fallen des Wassers gleichmäßige Zu- und Abnahme von Belastung, Durchfeuchtung und Erwärmung;

5. die Ausführbarkeit einer Belastungsprobe für einzelne schmale bewehrte oder unbewehrte Ringstücke;

die größere Masse an sich allen Angriffen Derselbe wird die einer allenfallsigen Berechnung zugrunde gelegten Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Eisens bei weitem überdauern.

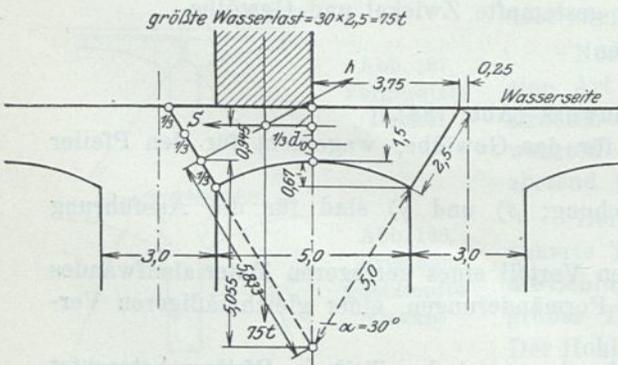


Abb. 191. Decke zu Abb. 184 u. 184a mit ebener Wasserseite. Unterster Schuß.

Eine überschlägliche Berechnung des untersten Schusses des Beispiels der Abb. 183, 183a u. 191 ergibt, daß die Zwickelverstärkung des Flachbogens hinreicht, um die ungünstige geradlinige Belastung (gegenüber der zentralen Ringspannung) ohne Erhöhung der Beanspruchung aufzunehmen.

Es greife der Kämpferdruck im unteren Drittel der Kämpferfuge (zugleich Drehpunkt) an, der Scheiteldruck im oberen Drittel der Scheitelfuge.

Dann ist der Hebelarm  $f$  des Horizontalschubs  $S$  nach Abb. 191:

$$S = 5,0 + \frac{2}{3} \cdot 1,5 - \left[ \left( \frac{5,0 + 1,5}{\cos \alpha} - 5,0 \right) \cdot \frac{1}{3} + 5,0 \right] \cos \alpha$$

$$f = 6,0 - \frac{1}{3} (6,5 + 10 \cos \alpha); \text{ für } \cos \alpha = \cos 30^\circ = 0,866 \text{ ist } f \approx 0,95 \text{ m}$$

$$S = \frac{75 \cdot 1,25}{0,95} \approx 100 \text{ t} \quad \sigma_k = \frac{2 \cdot 100}{1,5} = 133 \text{ t/m}^2.$$

$$K = \frac{75}{\sin \alpha} = 150 \text{ t} \quad \sigma_k = \frac{2 \cdot 150}{2,5} = 120 \text{ t/m}^2$$

e) Die Berechnung der bewehrten Plattendecke (Abb. 192).

Die zulässige Zugbeanspruchung des Eisens . . . . .	$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2,$
„ „ Druckbeanspruchung des Betons . . . . .	$\sigma_b = 38 \text{ kg/cm}^2,$
„ „ Zugbeanspruchung des Betons . . . . .	$= 0,$
„ „ Scherbeanspruchung des Betons . . . . .	$\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2,$
„ „ Haftspannung von Beton am Eisen . . . . .	$\tau_1 = 4,5 \text{ kg/cm}^2,$

das Verhältnis des Elastizitätsmaßes des Eisens  $E_e$  zum

$$\text{Elastizitätsmaß des Betons } E_b \text{ ist } \frac{E_e}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = n = 15,$$

die Plattenbreite  $b$  in der wasserseitigen Querschnittsbegrenzung  $b$  . . . . .  $= 100 \text{ cm},$

die Plattenstärke senkrecht zur Wasserseite . . . . .  $= h,$

die „wirksame“ Plattenstärke:  $h$  abzüglich des Abstandes  $a$  der Eiseneinlage von U.-K.-Platte . . .  $= h - a,$

der Abstand der neutralen Achse von O.-K.-Platte . .  $= x,$

der Querschnitt der Eiseneinlage auf 100 cm Plattenbreite  $= f_e,$

die Stützweite der Platte mit Rücksicht auf die Vouten oder Rippen der Pfeiler = lichter Pfeilerentfernung  $= l,$

die Wassertiefe am unteren Rand der Platte . . . .  $= H,$

die Wasserlast  $P$  in t . . . . .  $= l \cdot H \cdot 1 \text{ (m)},$

das Biegemoment  $M$  . . . . .  $= \frac{Pl}{8}.$

Überschläglich ist die wirksame Plattenstärke  $h - a = 0,4 \sqrt{\frac{M}{100}}$  und der Eisenquerschnitt  $f_e = 0,0028 \sqrt{M \cdot 100}$ , daraus die Lage der Nulllinie

$$x = \frac{n f_e}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n f_e}} \right],$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{100 \cdot x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)},$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right)}.$$

Die größte Schubkraft  $V =$  dem Auflagedruck  $\frac{Pl}{2}$ , die größte Schubspannung in der neutralen Faser

$$\tau_0 = \frac{P \text{ (kg)}}{2 \cdot 100 \left( h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

Diese Spannung wird in der Regel das zulässige Maß von 4,0 kg/m<sup>2</sup> überschreiten.

Man findet die Schubkraft, welche der Beton allein aufzunehmen imstande ist, aus dem wirksamen Plattenquerschnitt

$$100 \left( h - a - \frac{x}{3} \right) = \frac{P}{2 \cdot \tau_0}$$

$$V_c^1) = \frac{P}{2} \cdot \frac{4,0}{\tau_0},$$

und den Abstand  $c$  vom Auflager, wo sie auftritt, aus

$$c \cdot \frac{P}{l} = \frac{P}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{4,0}{\tau_0},$$

$$c = \left( 0,5 - \frac{4,0}{2 \cdot \tau_0} \right) \cdot l.$$

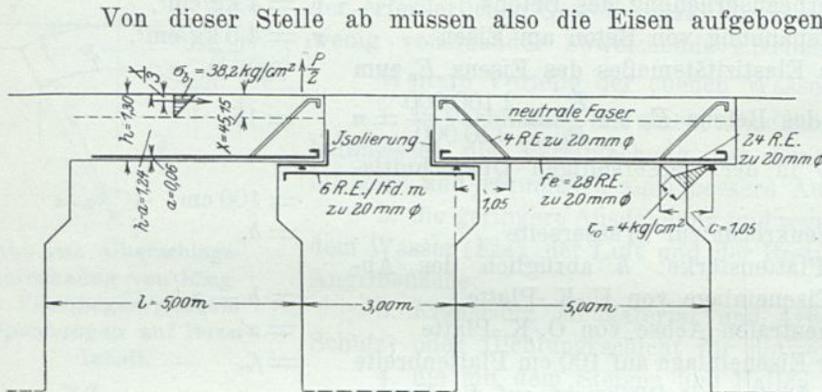


Abb. 192. Berechnung der bewehrten Decke zu Abb. 184 u. 184a.

eckförmig zunimmt, ist auf die Fläche in der neutralen Faser  $c \cdot 100$  nur die Hälfte:  $\frac{Z \sqrt{2}}{2}$  zu rechnen.

$$Z = \frac{c}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{2} (\tau_0 - 4,0) \cdot 100.$$

Die Anzahl der Drähte  $a$  und deren Umfang  $d \pi$ , also die Oberfläche des Eisenquerschnitts zur Aufnahme der Haftspannungen  $\tau_1 = 4,5 \text{ kg/m}^2$  auf 100 cm Plattenbreite, wird aus der auf diese Breite kommenden größten Schubspannung  $\tau_0$  berechnet.

$$\tau_0 \cdot 100 = 4,5 \cdot a \cdot d \pi.$$

Beispiel:  $l = 500 \text{ cm}$ ,  $H = 30 \text{ cm}$ ,

$$P = 30 \cdot 5 \cdot 1000 = 150\,000 \text{ kg},$$

$$M = \frac{P l}{8} = \frac{150\,000 \cdot 500}{8} = 9\,375\,000,$$

$$h - a = 4,06 \sqrt{\frac{9\,375\,000}{100}} = 124 \text{ cm},$$

für

$$a = 6 \text{ cm}, \quad h = 130 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,0028 \sqrt{9\,375\,000 \cdot 100} = 86 \text{ cm}^2,$$

<sup>1)</sup> Der Beton wird bis zu  $4,0 \text{ kg/cm}^2$  auf Schub angestrengt. Der Rest der Schubkraft ( $V_{\max} - V_c$ ) wird von den Eisen aufgenommen. Man findet den Abstand  $c$  vom Auflager, wo mit dem Aufbiegen zu beginnen ist, aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Schubkraft nur sein darf

$$V_c = V_{\max} \cdot \frac{4,0}{\tau_0} = \frac{P}{2} \cdot \frac{4,0}{\tau_0}.$$

den  $4,0 \text{ kg/cm}^2$  über-treffenden Teil der Schubkraft aufnehmen. Diese wird als wagen-rechter Zug  $Z$  ange-nommen. Die unter etwa  $45^\circ$  aufgebogenen Stäbe erhalten daher eine Seitenkraft  $Z \cdot \sqrt{2}$ . Da die Schubkraft und damit die Schub-spannungen von der Trägermitte (0) nach dem Auflager ( $\tau_0$ ) drei-

$$x = \frac{15 \cdot 86}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 124}{15 \cdot 86}} \right] = 45,15 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 9\,375\,000}{100 \cdot 45,15 \left( 124 - \frac{45,15}{3} \right)} = 38,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_c = \frac{9\,375\,000}{86 \left( 124 - \frac{45,15}{3} \right)} \approx 1000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau_0 = \frac{150\,000}{2 \cdot 100 \left( 124 - \frac{45,15}{3} \right)} = 6,88 \text{ kg/cm}^2,$$

$$c = \left( 0,5 - \frac{4,0}{2 \cdot 6,88} \right) 5,0 = 1,05 \text{ m,}$$

$$Z = \frac{1,05}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{2} (6,88 - 4,0) \cdot 100 = 10\,690 \text{ kg.}$$

Aufgebogener Eisenquerschnitt  $\frac{10\,690}{1000} \approx 11 \text{ cm. } ^1)$

a Anzahl der für die Haftspannung erforderlichen Drähte für  $d = 2 \text{ cm}$

$$a = \frac{100 \cdot 6,88}{3,141 \cdot 2 \cdot 4,5} \approx 24. ^2)$$

f) Der Entwurf der Harzodertalsperre (Abb. 193 bis 193f).

Die bis heute gemachten Erfahrungen auf dem Gebiete der Konstruktion und Berechnung aufgelöster Mauern könnten mich nicht veranlassen, den nachfolgend beschriebenen Entwurf einer Odertalsperre (Harz) aus dem Jahre 1910 bis auf die am Schluß angeführten Punkte wesentlich zu ändern.

Die geradlinige Mauerkrone ist rd. 320 m lang und in Dreieckspfeiler gleichmäßiger Stärke von 6,0 m und 12 m Lichtabstand aufgelöst. Die Talsohlenbreite beträgt etwa 154 m und ist als Überfallstrecke ausgenutzt. Die ganze ebene Wasserseite der Mauer bis zur Sohle der abschließenden Herdmauer ist mit Eisenblechbahnen von 1 bis 2 mm Stärke belegt, welche in den wagerechten kurzen Stößen geschweißt, in den Längsnähten in U- oder Winkeleisen nach nebenstehender Skizze eingedichtet sind (Abb. 193f).

Die Profileisen liegen gleichlaufend der Erzeugenden der wasserseitigen Mauerfläche, in Abständen der Blechbreiten = 1 bis 1,5 m. Die Schraubbolzen, welche die Blechenden zwischen Profileisen und trapez- oder dreieckförmiges Füllstück klemmen, sind vor dem Anschneiden des Gewindes etwas im Durchmesser verstärkt, so daß die Muttern über die Enden gleiten können. Letztere werden umgebogen und halten die beiderseitige Bewehrung der Betondecke zusammen.

Statt des glatten Bleches können auch Wellbleche oder wagerecht oder senkrecht eingeschaltete Wellblechbahnen, schließlich Tonnenbleche für gewölbte äußere Leibungen der Decke eingebaut und gleichzeitig als Betonlehren benutzt werden. Es ist nicht zu

<sup>1)</sup> Es genügen vier Drähte von 2 cm Durchmesser reichlich.

<sup>2)</sup> Nach S. 11, § 17, Ziffer 4 der „Bestimmungen“ brauchen Haftspannungen nicht berechnet zu werden, wenn die Drahtenden mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen sind und die Durchmesser  $\leq 2,6 \text{ cm}$ .



Zwei Ausdehnungsschlitze nach Abb. 193b bis 193d werden durch zwei bis auf 4 m Lichtweite zusammengrückte Normalpfeiler eingefasst. Der Schub der angrenzenden Normalfelder wird, soweit er nicht durch die Pfeiler aufgenommen wird, durch ein gegen die Mauerfläche etwa 7 m zurückgerücktes umgekehrt liegendes Gewölbe übertragen, welches seinerseits wieder auf einem Traggewölbe ruht.

Dadurch wird eine Beweglichkeit geschaffen, welche ausreichend ist, übermäßige Spannungen und Reißbildungen zu verhüten.

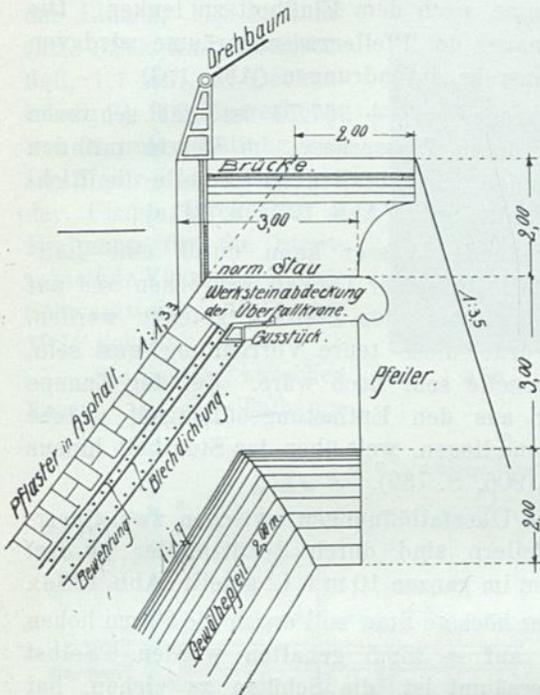


Abb. 193a. Harzodertalsperre.  
Schnitt durch die Überfallöffnung. Einzelheiten der Dichtung, Bewehrung und Abdeckung.

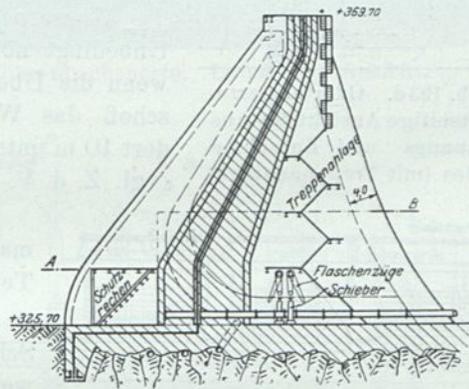


Abb. 193b. Odertalsperre.  
Querschnitt durch das Ausdehnungs- und Entnahmefeld.

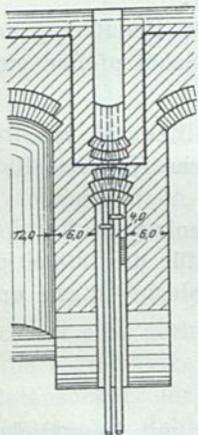


Abb. 193c.  
Odertalsperre.  
Grundriß des Ausdehnungs- und Entnahmefeldes.

Der Ausdehnungsschlitz ist zur Durchführung der Entnahmerohrleitungen benutzt, welche die senkrechte Rückenwand der kastenförmig dem Schlitz folgenden Eisenblechdichtung zwischen zwei Flanschensößen fassen. Die Mündungen sind durch zwischengebaute schräg liegende Gitter geschützt und können bei niedrigen Wasserständen mit Hilfe von Dammbalkenverschlüssen freigelegt werden, während ein Entwässerungsrohr das Sickerwasser in Höhe der Sohle abführt.

Die Entnahmerohre von 1 m Durchm. liegen zu zwei nebeneinander 1 m über der Sohle des 4 m breiten Schlitzes, die Schieber sind gegeneinander versetzt (Abb. 193b u. 193c).

Die Anordnung von Reserveschiebern oder wasserseitigen Verschlüssen (Zylinderschützen) bleibt vorbehalten. Die Schieber können von der darüberliegenden Brücke aus bedient, ein- und ausgebaut werden. Von der Brücke führt eine Treppenanlage bis zur Mauerkrone weiter (Abb. 193b u. 193d). Im ganzen sind vier Entnahmerohrleitungen von nur 1 m Durchm. angenommen, um handliche Schieberabmessungen, geringe Geschwindigkeiten und geteilte Wassermengen zu erhalten.

Es ist nach Lage der Örtlichkeit sehr wohl möglich, die Überfälle seitlich an die Talhänge zu legen und das Hochwasser in der üblichen Weise durch Kaskaden der Talsohle zuzuführen.

Der Querschnitt der Mauer legt es aber nahe, das Hochwasser ohne Berührung mit derselben über die mittlere Mauerlänge auf ein Wasserpolster zwischen die Pfeiler stürzen zu lassen und dann durch Steindämme nach dem Flußbett zu lenken. Die niedrige Abschlußmauer der Pfeilerzwischenräume wird von einem Entwässerungsrohr durchdrungen (Abb. 193).

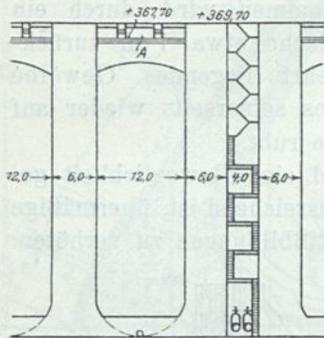


Abb. 193d. Odertalsperre. Luftseitige Ansicht des Ausdehnungs- und Entnahmefeldes (mit Treppenanlage).

Die Überfallkrone auf + 367,70 ist mit schweren Platten abgedeckt, deren Wassernase, im Verein mit den schrägen Pfeilerwänden, der abfallenden Lamelle die Richtung nach der Feldmitte gibt (Abb. 193a u. 193e).

Das überschießende Wasser kann durch eine Leitfläche im Gegengefälle in seiner Gewalt gebrochen und auf das Wasserpolster zwischen den Pfeilern gelenkt werden. Unbedingt nötig würde diese teure Vorrichtung nur sein, wenn die Überfalllamelle sehr hoch wäre. Bei der Ennepe schoß das Wasser aus den Entlastungsöffnungen, welche dort 10 m unter Krone liegen, weit über das Sturzbett hinaus (vgl. Z. d. V. d. I. 1906, S. 739).

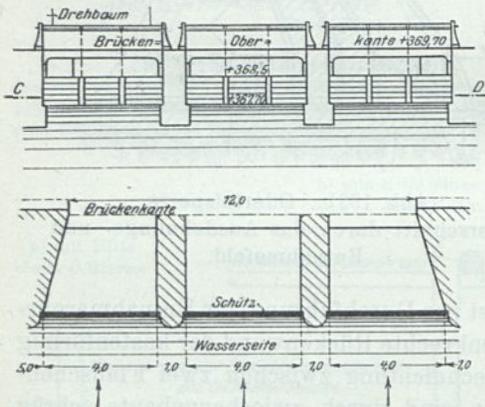


Abb. 193e. Odertalsperre. Aufriß und Grundriß des Überfalls mit Schützregulierung.

Die Überfallöffnungen zwischen zwei Sperrmauerpfeilern sind durch Schützpfeiler in drei Teile von im ganzen 10 m i. L. geteilt (Abb. 193e).

Der höchste Stau soll durch die 80 cm hohen Schütze auf + 368,5 gehalten werden. Selbst wenn versäumt ist, die Schütze zu ziehen, hat das Wasser zwischen der 30 cm hohen Eisenbetondecke und Schütz O.-K. noch 90 cm Platz, und es können durch die acht Pfeilerfelder  $8 \cdot 10 \cdot 1,5 = 120 \text{ m}^3$  abfließen.

Über die Mauer ist unter Benutzung der Sperrmauer- und ausgekrachter Schützpfeiler eine 3,5 m breite Brücke geführt.

Über die Ausdehnungsschlitze ist ein frei auf einem der Auflager bewegliches Brückenstück zu decken.

Die Mauer ist überall wohl ausgerundet und ergibt nur eine Ersparnis von  $120 \text{ m}^3/\text{m}$  gegenüber einer Schwerkraftmauer. Sie könnte etwas leichter und dafür die luftseitige Pfeilerbegrenzung flacher und geradlinig sein. Entwässerung, Eisenblechdichtung und Bewehrung sind vielleicht entbehrlich.<sup>1)</sup>

#### 4. Die Beschreibung der Vöhrenbachsperre.<sup>2)</sup>

Die Beschreibung und Berechnung der Vöhrenbachsperre soll hier mit freundlicher Erlaubnis und Unterstützung ihres Erbauers Dr.-Ing. Maier, Karlsruhe, ausführlich gebracht werden, weil sie als erste deutsche aufgelöste Sperrmauer die Feuerprobe der behördlichen Prüfung bestanden hat.

<sup>1)</sup> Der Entwurf ist in Verbindung mit der Hannoverschen Zementbau-Aktiengesellschaft aufgestellt.

<sup>2)</sup> Vgl. Deutsche Wasserwirtschaft 1923, S. 21; B. u. E. 1924, S. 13; Beton-Kalender 1925, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Herrn Dr. Maier danke ich für die Überlassung aller auf die Vöhrenbachsperre bezüglichen Abbildungen.

Die Vöhrenbachsperre, mit 11,7 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet der Linach, 11,8 Mill. m<sup>3</sup> (32,3 l/Sek./km<sup>2</sup>) Jahreszufluß, 1,1 Mill. m<sup>3</sup> Beckeninhalte, + 900 Meereshöhe, wurde unter Leitung von Dr. Maier-Karlsruhe, von der Firma Dyckerhoff & Widmann für die Stadtgemeinde Vöhrenbach, Ost-Schwarzwald, 1923 bis 1924 gebaut.

Sie besteht, zwischen kurzen in die Talhänge

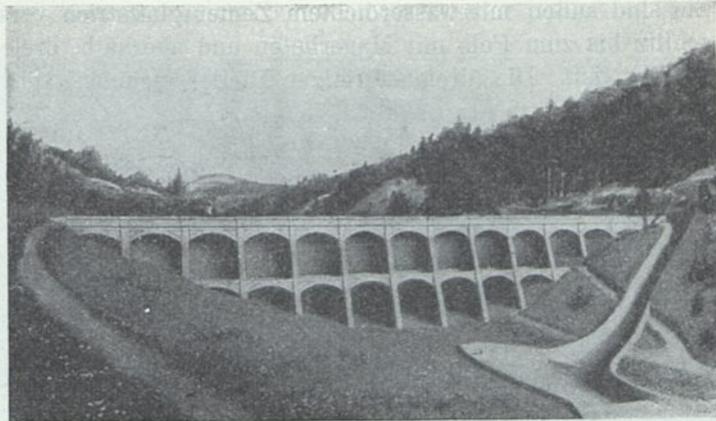


Abb. 194. Vöhrenbachsperre. Luftseitige Ansicht.

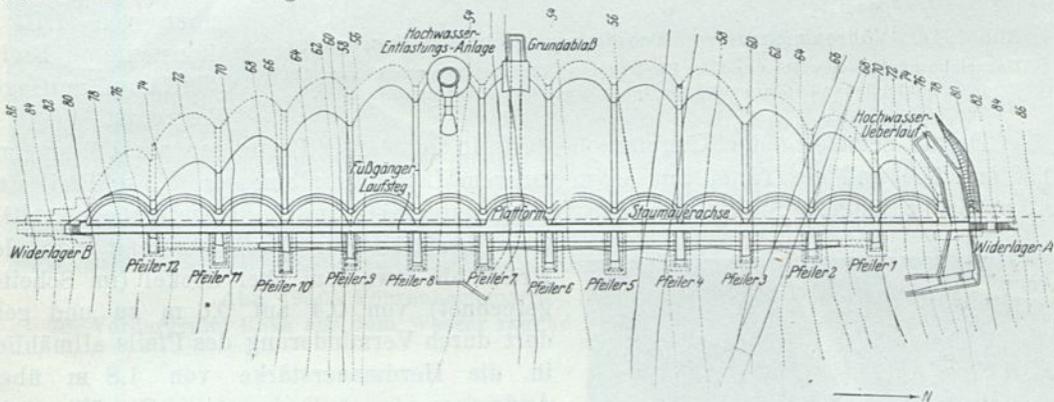


Abb. 194a. Vöhrenbachsperre. Grundriß.

einbindenden Widerlags- und Herdmauern, aus 12 Dreieckspfeilern von 10,8 m Achsabstand mit verbindenden Tonnengewölben, hat eine Kronenlänge von 145 m und eine größte Höhe von 28,9 m.

Der Fels der Talsohle (Gneis?) scheint eine geringe Überdeckung und eine regelmäßige Form zu haben. Der Betonsockel der Pfeiler ist auf die aufgeraute Sohle in eine Vertiefung von 2,2 bis 2,6 m Breite, 35,65 m größter Länge und 2,0 m Tiefe gestampft, mit beiderseitiger senkrechter Bewehrung und in Geländehöhe mit Oberflächen-Verzahnungen versehen (Abb. 194d). Die Bauabsätze sind ebenfalls verzahnt und verankert (Abb. 194e). Wasserseitig sind den Pfeilern, mit stumpfer Fuge, ringförmige Herdmauern von 1,8 m Stärke vorgelegt. Sie dienen als Sockel der Tonnengewölbe.

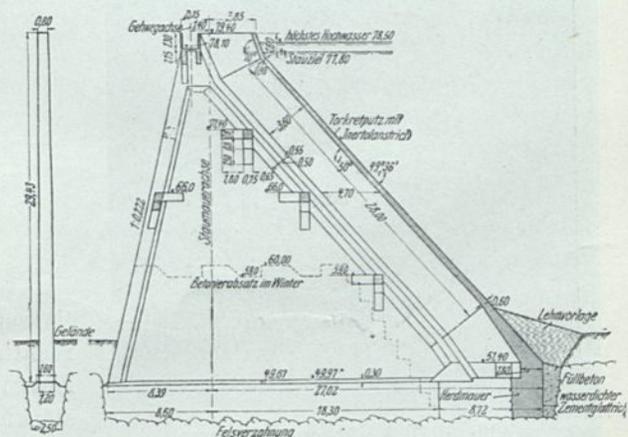


Abb. 194b. Vöhrenbachsperre. Querschnitt.

Wasserseitig sind den Pfeilern, mit stumpfer Fuge, ringförmige Herdmauern von 1,8 m Stärke vorgelegt. Sie dienen als Sockel der Tonnengewölbe.

Sie sind außen mit wasserdichtem Zementglattstrich versehen, worauf der Baugrubenschlitz bis zum Fels mit Magerbeton und oberhalb, dreieckförmig mit Lehm und Erde verfüllt ist. Die dreieckförmigen Pfeiler nehmen von 1,20 m Stärke bis 0,80 m an

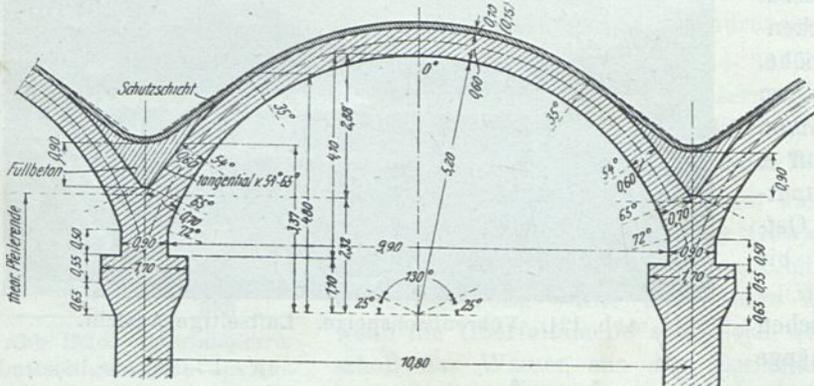


Abb. 194c. Vöhrenbachsperre. Schnitt senkrecht zur Wasserseite. Maßzeichnung des Gewölbes und der Pfeilerköpfe. Pfeilerstärke von 1,20 auf 0,84 abnehmend. Kappenstärke von 0,60 auf 0,40 abnehmend.

Darauf setzt sich der Kämpfer ebenfalls in konstanter Breite von nur 0,90 m und 0,50 m Höhe und die Tonne mit 5,2 m innerem Leibungshalbmesser, 3,6 m Pfeil und 9,9 m Sehnenlänge. Sie ist an der Krone unter 70° in die Höhe gebogen. Die Gewölbstärke der Tonnen nimmt von der Krone bis etwa 5 m über Sockel (im Scheitel gerechnet) von 0,4 auf 0,6 m zu und geht dort durch Verminderung des Pfeils allmählich in die Herdmauerstärke von 1,8 m über.

Außerdem nimmt die konstante Gewölbstärke

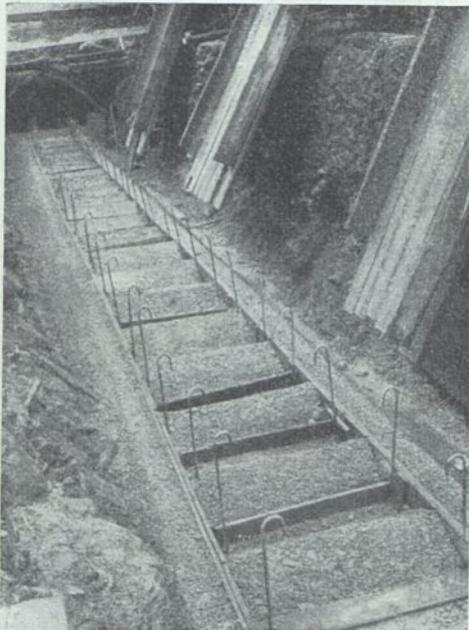


Abb. 194d. Vöhrenbachsperre. Fertig betoniertes Pfeilerfundament mit Verzahnung und Bewehrung.

Die wasserseitige Fläche schützt zunächst eine drahtbewehrte Schutzschicht, durch haarnadelförmige Anker mit der äußeren Gewölbeleibung verbunden. Weiterhin ist

der Krone ab. Die Luftseite ist unter 77,5° (1 : 0,222) geböschet und durch eine Rippe von 1,0 m Tiefe und 1,50 bis 1,2 m (Krone) Breite verstärkt.

Die unter 50° geböschte Wasserseite wird durch eine ähnliche Rippe, aber von 1,70 m konstanter Breite als Kämpferauflager begrenzt.

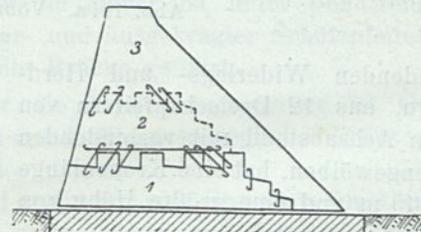


Abb. 194e. Vöhrenbachsperre. Betonierungsabschnitte 1, 2, 3 und Baufugenverankerung.

im senkrechten Schnitt zur Tonnenachse (senkrecht zu 50° Neigung gesehen) zwischen halbem Zentriwinkel 54° und 65° als Kämpferverstärkung in der äußeren Leibung geradlinig um 10 cm zu (von 0,6 auf 0,7 in Abb. 194c).

Der hier entstehende Zwickel ist mit magerem Beton auf 0,90 m Höhe ausgefüllt.

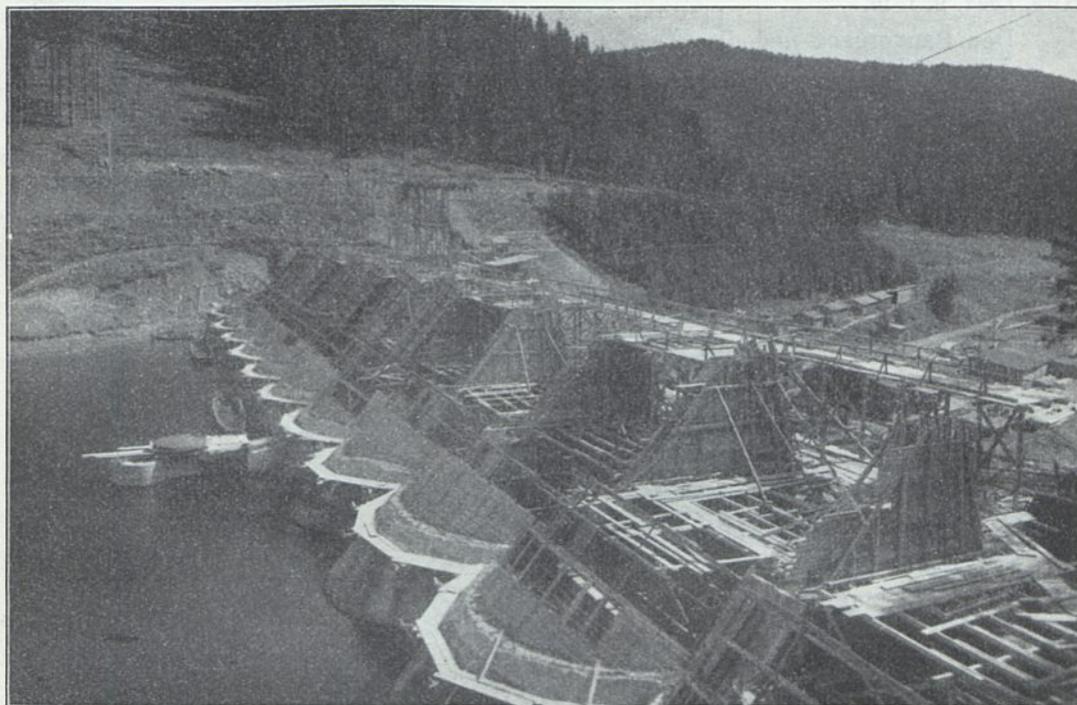


Abb. 194f. Vöhrenbachsperre. Die Schalung und Gerüste.  
Im Vordergrund links aus dem Wasser ragend Zylinderschutz der Hochwasserentlastung.

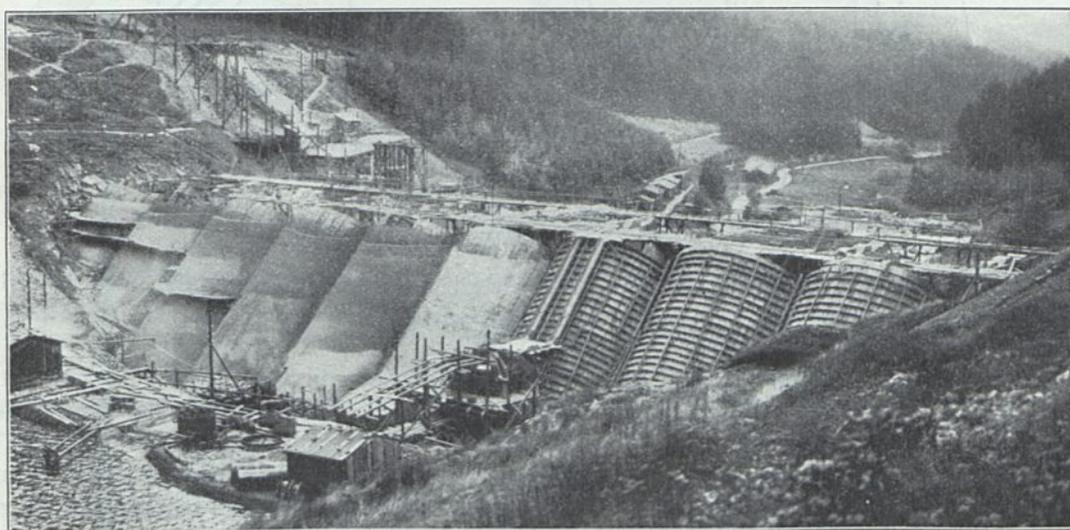


Abb. 194g. Vöhrenbachsperre.  
Verschalte und ausgeschalte Tonnen, letztere in verschiedenen Zuständen des Verputzes.

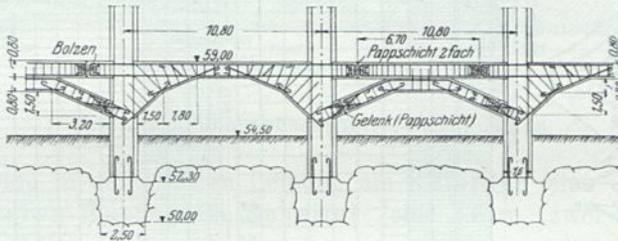


bindungsbalken aber an den Pfeilerrippen angreifen. Wasserseitig ist der Rahmen in dem Pfeiler noch je durch vier lange Drähte gleichlaufend der luftseitigen Pfeilerbegrenzung verankert (Abb. 194h). Außerdem ist auf Ord. + 59,0 und + 71,4 je ein Verbindungsbalken der wasserseitigen Pfeilerrippen vorhanden, welcher auch als Gewölbeverankerung angesehen werden kann.

Sämtliche Balken werden durch eine Art Sprengwerke unterstützt, welche in den „Versteifungsfeldern“ vollwandig mit den Balken verbunden sind. In den dazwischenliegenden „Ausdehnungsfeldern“ ist jeder Balken je in etwa 2,0 m Abstand von Pfeilermitte durch eine eingelegte Pappschicht als Ausdehnungsfuge senkrecht durchschnitten. Ebenso das den Balken unterstützende Sprengwerk. Die seitliche Verschiebung der

Gewölbeanker + 59,0. In gleicher Weise sind die Versteifungsbalken der Hauptverankerung + 66,0 und die Gewölbeanker + 71,40 ausgebildet.

Aufriß.



Grundriß.

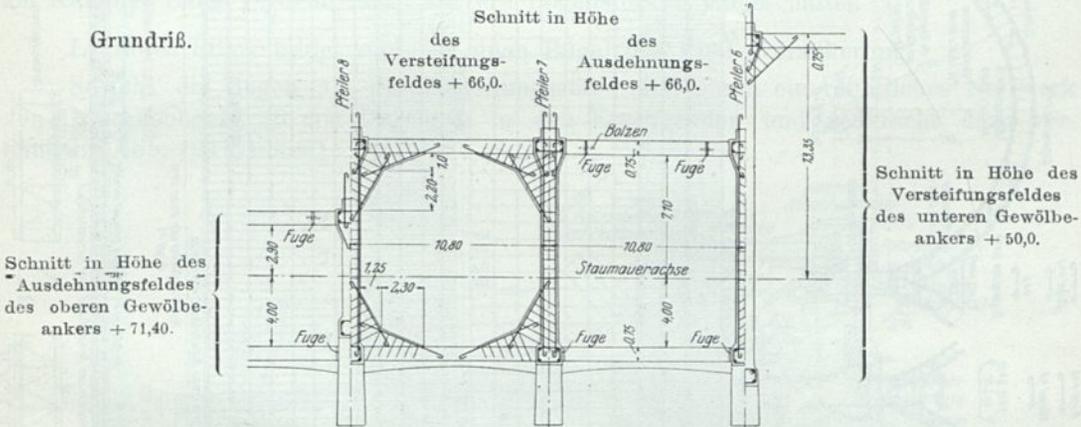


Abb. 194i. Vöhrenbachsperre. Pfeilerverstärkung (Höhen vgl. Abb. 194h).

stumpf voreinander stoßenden Balkenköpfe ist durch je einen wagerechten Gasrohrdübel verhindert. In den 1,25 m hohen Trägern der Kronenbrücke treten an Stelle der Ausdehnungsfugen zwei schräg verlegte mit Graphit gestrichene Gleitbleche. Die Bewehrung wird durch dieselben aber nicht unterbrochen. Die beiden Versteifungsbalken + 59 und + 74,4 greifen in die Pfeilerwand außerdem noch mit einem wagerechten Voutendreieck von 1,8 m Seite ein (Abb. 194b u. 194h).

Die Bogenbewehrung (Abb. 194k) besteht aus zwei Systemen Verteilungsseisen, eines nahe der oberen Gewölbeleibung mit 70 cm Drahtabstand in der Bogenlinie gemessen, eines in der unteren mit 65 cm Abstand, welche gleichlaufend der Gewölbe erzeugenden und so gelegt sind, daß der obere Stab radial in die Mittellinie der beiden unteren fällt. Die Drahtdurchmesser nehmen von der Herdmauer nach der Krone in vier Schüssen von 16, 14, 12 auf 10 mm ab.

Schnitte der Tonne senkrecht zu den Erzeugenden der inneren Leibung.

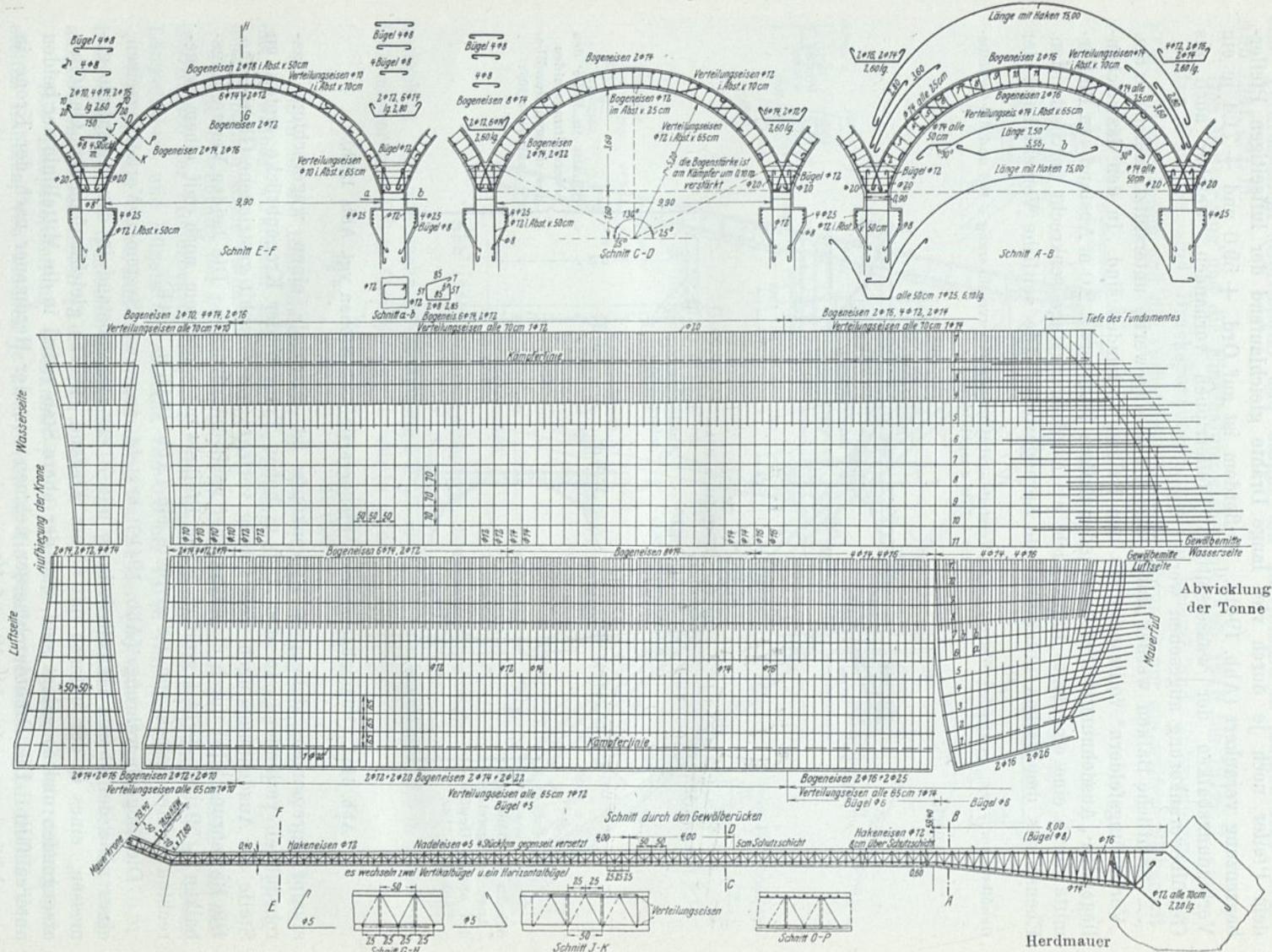


Abb. 194k. Vöhrenbachsperre. Die Bewehrung der Tonne.

In den Gewölbeebenen in der Richtung des Wasserdruckes liegen sowohl in der äußeren wie in der inneren Leibung durchgehende Bogendrähne von 15 m Gesamtlänge mit umgebogenen Enden, ebenfalls gegeneinander radial versetzt in 50 cm Abstand. Dieselben berühren oberhalb bzw. unterhalb, sie unter rechtem Winkel schneidend, die Verteilungseisen und ihre Drahtstärke nimmt ebenso von 16 auf 14, 12 und 10 mm nach der Krone ab.

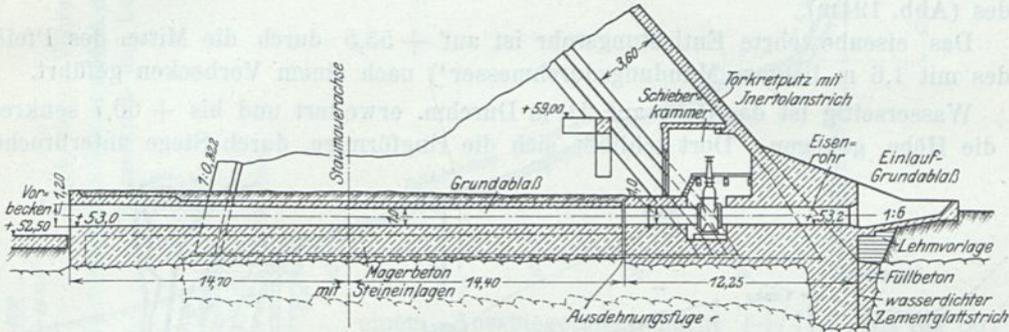


Abb. 194l. Vöhrenbachsperre. Grundablaß.

Dazwischen sind in der oberen Leibung am Kämpfer (eins 7,5 m, zwei 5,56 m lang), in der unteren Leibung am Scheitel (eins 3,6 m, zwei 2,6 m lang) sowie am Kämpfer (eins  $\frac{6,10}{2}$  m lang) kürzere Bogenstücke eingeschaltet.

Letzteres Stück bildet zugleich einen Bügel der Pfeilerverankerung.

Sowohl die Bogen als die Verteilungsstäbe sind durch ein räumliches Netzwerk von Dreiecksbügeln (5 mm Durchm.) in den Erzeugenden und senkrecht dazu verbunden (Abb. 194k unten).

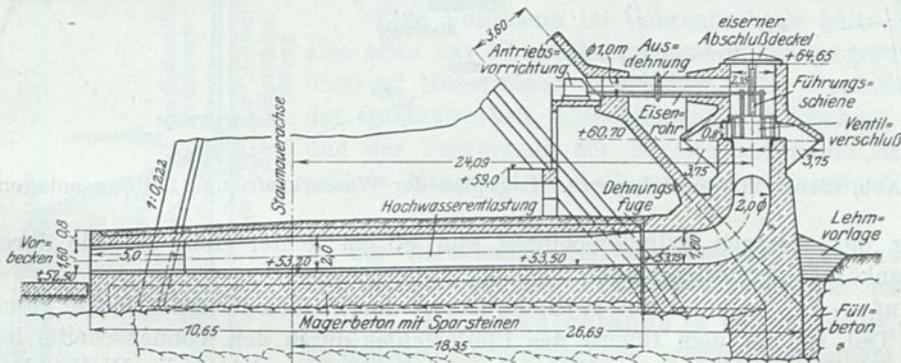


Abb. 194m. Vöhrenbachsperre. Hochwasserentlastung.

Ferner sind noch vier Schrägbügel in 70 cm Abstand in die Bogen und Pfeilerverankerungen in 50 cm Abstand eingelegt.

Die Mörtelmischung für die Pfeiler war 1:9 mit 20% Traß.

Das Steinmaterial hatte 33% bis 6 mm Korn

33% " 35 " "

33% " 80 " " (granulierter Gneis).

Die Mörtelmischung für die Gewölbe war 1:6 mit 40% Traß.

Das Steinmaterial hatte 40% bis 6 mm Korn

60% 6 " 25 " "

Die Sperre besitzt einen Oberflächen-Randkanalüberlauf mit Abschußgerinne am linken Talhang (Abb. 194, 194a), einen Grundablaß auf  $+53,2$ , bestehend in einem betonummüllten Eisenrohr von 1,0 m Durchm. mit einfachem Schieberverschluß, dicht hinter dem Betonpfropfen am Fuß, innerhalb des Tonnengewölbes (Abb. 1941), und eine Hochwasserentlastung auf  $+60,70$  am äußeren Fuß des Scheitels eines Pfeilerfeldes (Abb. 194m).

Das eisenbewehrte Entlastungsrohr ist auf  $+53,5$  durch die Mitte des Pfeilerfeldes mit 1,6 m lichtem Mündungsdurchmesser<sup>1)</sup> nach einem Vorbecken geführt.

Wasserseitig ist das Rohr auf 2,0 m Durchm. erweitert und bis  $+60,7$  senkrecht in die Höhe gebogen. Dort schließt sich die ringförmige, durch Stege unterbrochene

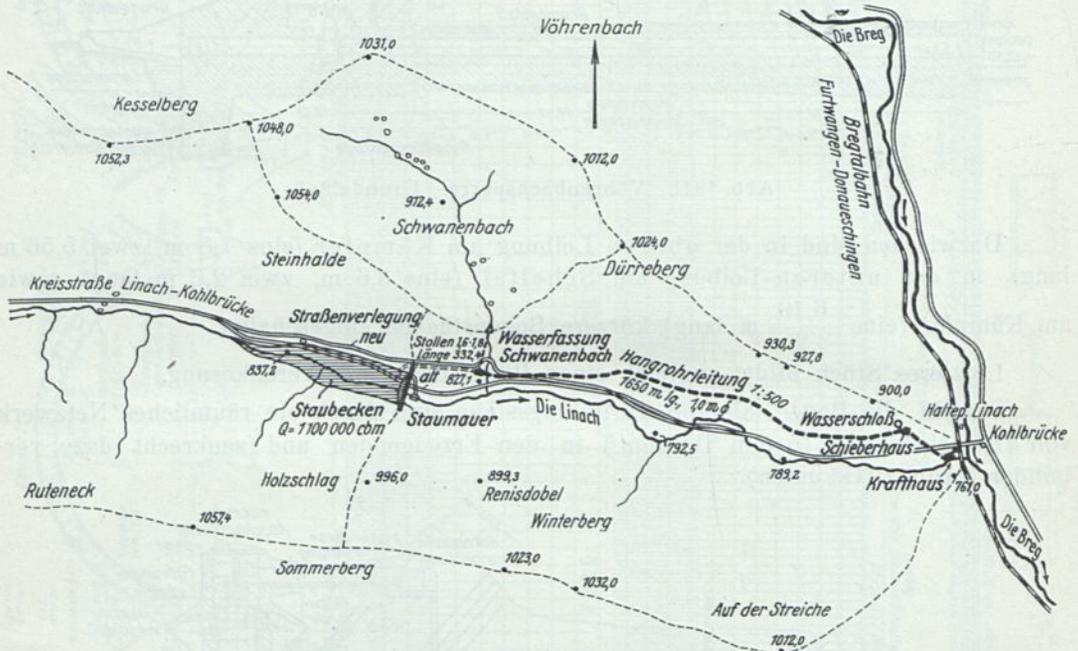


Abb. 194n. Vöhrenbachsperre. Lageplan der Wasserkraft- und Leitungsanlagen.

Öffnung des eisernen Zylinderschützes von 80 cm lichter Höhe an, die durch einen Gußeisenkörper armiert scheint.

Auf  $+64,65$  ist der Betonzylindermantel durch einen eisernen Deckel geschlossen. Dieser Teil ist mit dem Innern des Pfeilerfeldes durch den Tonnenscheitel hierdurch mittels eines wagerechten Eisenrohrs verbunden, welches die Welle des Zahnstangenvorgeleges des Zylinderschützes umschließt.

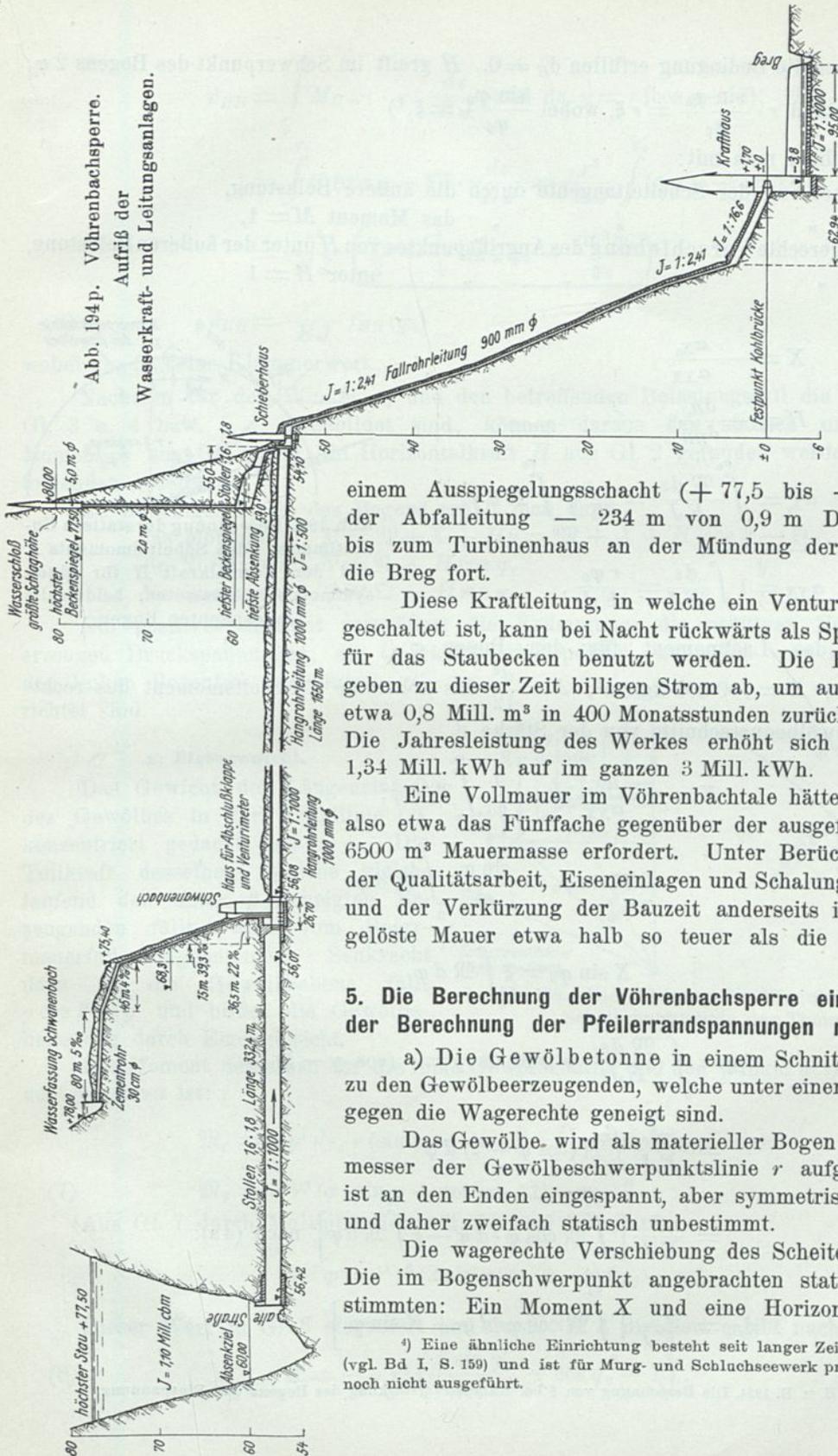
Die Kraftwasserentnahme mit rd. 80 m Nutzgefälle erfolgt durch einen Stollen<sup>2)</sup> von 340 m Länge, 1,6 · 1,8 m Querschnitt, 1 : 1000 m Gefälle in Höhe  $+56,42$ . Derselbe nimmt an seiner talseitigen Mündung unter Druck ( $+78,04$ ) einen Seitenbach auf und setzt sich dann in einem mit bewehrtem Beton umschürnten Holzstabrohr<sup>3)</sup> von 1,0 m lichtem Durchm. als 1650 m lange Hangleitung im Gefälle 1 : 500 bis zu

<sup>1)</sup> Die Erweiterung des Mündungsdurchmessers hatte sich bei der Edersperre nicht bewährt, da das Wasser die Führung verliert.

<sup>2)</sup> Eine Entnahme, wie für die Entlastung, ist nach Angabe des Erbauers wegen örtlicher Schwierigkeiten für die Druckwasserweiterleitung nicht möglich gewesen.

<sup>3)</sup> Patent Dr. Maier. Die Reibungsverluste in diesem sollen 20% niedriger sein als in Beton- oder Eisenrohren.

Abb. 194 p. Vöhrenbachsperre.  
Aufriß der  
Wasserkraft- und Leitungsanlagen.



einem Ausspiegelungsschacht (+ 77,5 bis + 80) und der Abfalleitung — 234 m von 0,9 m Durchm. — bis zum Turbinenhaus an der Mündung der Linach in die Breg fort.

Diese Kraftleitung, in welche ein Venturimeter eingeschaltet ist, kann bei Nacht rückwärts als Speiseleitung für das Staubecken benutzt werden. Die Rheinwerke geben zu dieser Zeit billigen Strom ab, um aus der Breg etwa 0,8 Mill. m<sup>3</sup> in 400 Monatsstunden zurückzuheben.<sup>1)</sup> Die Jahresleistung des Werkes erhöht sich damit um 1,34 Mill. kWh auf im ganzen 3 Mill. kWh.

Eine Vollmauer im Vöhrenbachtale hätte 32500 m<sup>3</sup>, also etwa das Fünffache gegenüber der ausgeführten von 6500 m<sup>3</sup> Mauermaße erfordert. Unter Berücksichtigung der Qualitätsarbeit, Eiseneinlagen und Schalung einerseits und der Verkürzung der Bauzeit andererseits ist die aufgelöste Mauer etwa halb so teuer als die Vollmauer.

### 5. Die Berechnung der Vöhrenbachsperre einschließlich der Berechnung der Pfeilerrandspannungen nach Mohr.

a) Die Gewölbetonne in einem Schnitt senkrecht zu den Gewölbeerzeugenden, welche unter einem Winkel  $\beta$  gegen die Wagerechte geneigt sind.

Das Gewölbe wird als materieller Bogen vom Halbmesser der Gewölbeschwerpunktlinie  $r$  aufgefaßt. Er ist an den Enden eingespannt, aber symmetrisch belastet und daher zweifach statisch unbestimmt.

Die wagerechte Verschiebung des Scheitels ist = 0. Die im Bogenschwerpunkt angebrachten statisch Unbestimmten: Ein Moment  $X$  und eine Horizontalkraft  $H$

<sup>1)</sup> Eine ähnliche Einrichtung besteht seit langer Zeit im Oberharz (vgl. Bd I, S. 159) und ist für Murg- und Schluchsewerk projektiert, aber noch nicht ausgeführt.



$$\begin{aligned} \delta_{HH} &= \int_0^{\varphi_0} M_{H=1} \cdot y \cdot \frac{ds}{EJ} \text{ und da } y = r(\cos \varphi - \xi); \quad \mathfrak{M}_{H=1} = 1 \cdot y \\ &= \int_0^{\varphi_0} r^2 (\cos \varphi - \xi)^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{r^3}{EJ} \int_0^{\varphi_0} (\cos \varphi - \xi)^2 d\varphi \\ &= \frac{r^3}{EJ} \left( \frac{\varphi_0}{2} + \frac{1}{4} \sin 2\varphi_0 - \frac{\sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} \right) \end{aligned}$$

$$(6) \quad \delta_{HH} = \frac{r^3}{EJ} f_{HH}(\varphi_0)$$

wobei  $f_{HH}(\varphi_0)$  der Klammerwert.

Nachdem für den Winkel  $\varphi_0$  und den betreffenden Belastungsfall die Werte der Gl. 3 u. 4 bzw. 5 u. 6 gebildet sind, können daraus das statisch unbestimmte Moment  $X$  aus Gl. 1 und die Horizontalkraft  $H$  aus Gl. 2 gefunden werden, wie im folgenden gezeigt.

An beliebiger Stelle des Bogens erhält man dann

$$\begin{aligned} \text{das Moment} \quad M &= \mathfrak{M} + X + Hy = \mathfrak{M} + X + H \frac{(\cos \varphi - \xi) r}{y}, \\ \text{die Normalkraft} \quad N &= \mathfrak{N} + H \cos \varphi, \\ \text{die Querkraft} \quad Q &= \mathfrak{Q} - H \sin \varphi. \end{aligned}$$

Ein positives Moment vergrößert die Krümmung; die positiven Normalkräfte erzeugen Druckspannungen; die Querkräfte sind positiv, wenn sie vom rechten auf den linken Bogenteil nach innen gerichtet sind.

#### α) Eigengewicht.

Das Gewicht der Längeneinheit des Gewölbes in der Mittellinie ( $r$ ), konzentriert gedacht, sei  $= g$ . Die Teilkraft desselben, welche gleichlaufend der unter  $\beta$  geneigten Erzeugenden fällt, wird vom Sperrmauerfuß aufgenommen. Senkrecht dazu in die Gewölbeebene fällt  $g \cos \beta = g'$  und bildet die Gewölbebelastung durch Eigengewicht.

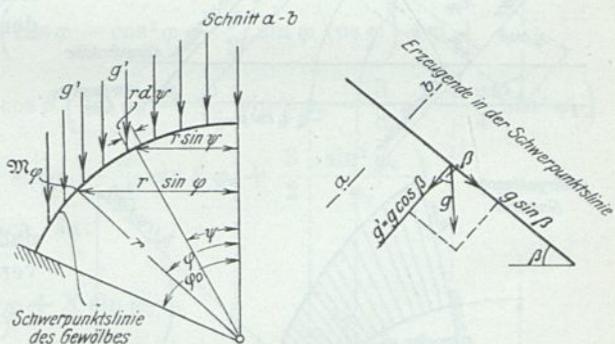


Abb. 196. Die Wirkung der Eigenlast auf die Schwerpunktslinie der Tonne.

Das Moment desselben für die linke Gewölbehälfte und den Winkel  $\varphi$  vom Scheitel aus gerechnet ist:

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_\varphi &= \int_0^\varphi g' ds \cdot r (\sin \varphi - \sin \psi) = \int_0^\varphi g' r^2 d\psi (\sin \varphi - \psi). \\ (7) \quad \mathfrak{M}_\varphi &= g' r^2 (\varphi \cdot \sin \varphi + \cos \varphi - 1). \end{aligned}$$

Aus Gl. 7 durch Multiplikation mit  $d\varphi$  und Integration:

$$\int_0^{\varphi_0} \mathfrak{M} d\varphi = g' r^2 (2 \sin \varphi_0 - \varphi_0 \cdot \cos \varphi_0 - \varphi_0).$$

Dieser Wert in Gl. 3 eingesetzt und durch Gl. 4 dividiert ergibt nach Gl. 1

$$(8) \quad X = -g' r^2 \left( \frac{2 \sin \varphi_0}{\varphi_0} - \cos \varphi_0 - 1 \right).$$

Ähnlich aus Gl. 7:

$$\int_0^{\varphi_0} \mathfrak{N} \cos \varphi \, d\varphi = g' r^2 \left[ \frac{3}{8} \sin 2\varphi_0 + \frac{1}{4} \varphi_0 (2 - \cos 2\varphi_0) - \sin \varphi_0 \right].$$

Dieser Wert und der Wert für  $X$  in Gl. 5 eingesetzt ergibt:

$$\delta_{H_0} = \frac{g' r^2}{EJ} r^2 \left[ \frac{3}{8} \sin 2\varphi_0 + \frac{1}{4} \varphi_0 (2 - \cos 2\varphi_0) - \sin \varphi_0 - \frac{2 \sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} + \sin \varphi_0 \cos \varphi_0 + \sin \varphi_0 \right],$$

$$(9) \quad \delta_{H_0} = \frac{g' r^4}{EJ} \left[ \frac{1}{4} \varphi_0 (2 - \cos 2\varphi_0) + \frac{7}{8} \sin 2\varphi_0 - \frac{2 \sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} \right] = \frac{g' r^4}{EJ} f_1(\varphi_0),$$

wobei  $f_1(\varphi_0)$  der Klammerwert der Gl. 9.

Aus Gl. 9 u. 6 ergibt sich nach 2

$$(10) \quad H = -g' r \frac{f_1(\varphi_0)}{f_{HH}(\varphi_0)}.$$

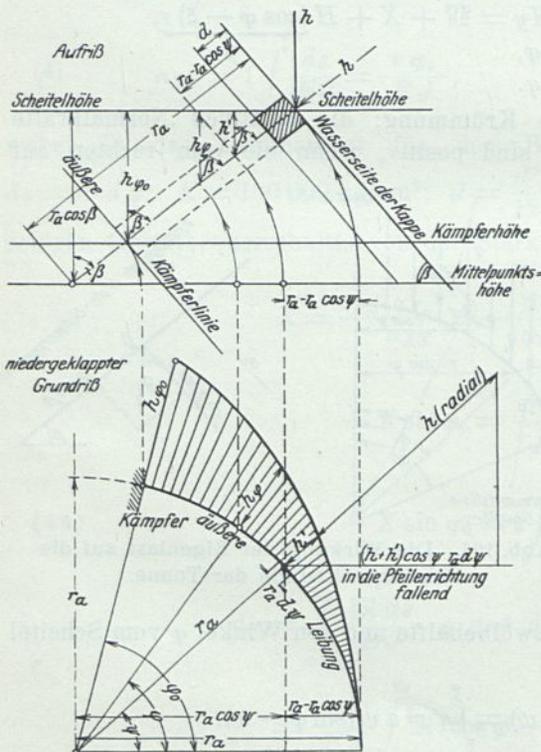


Abb. 197. Konstruktion und Berechnung der Wasserdruckhöhen auf die äußere Leibung eines unter  $90^\circ - \beta$  geneigten Gewölberings von der Höhe = 1, in der wasserseitigen Neigung gemessen. Die Ringhälfte ist um  $r_a$  in die Horizontalebene niedergeklappt. Die schraffierte Zusatzdruckfigur zur gleichmäßigen zentrischen Druckbelastung  $h$  ist für jede Scheiteltiefe  $h$  dieselbe.

β) Gleichmäßiger Wasserdruck.

$h$  = Wassersäulenhöhe im Scheitel,  
 $r_a$  = äußerer Halbmesser des Bogens,  
 $r$  = Halbmesser der Bogenachse.

In einem Gewölbequerschnitt  $F$ , der sich gleichmäßig verformen kann, erzeugt der Wasserdruck  $h$  die Normalkraft  $\mathfrak{N}$ .

$$\mathfrak{N} = h \cdot r_a.$$

Das Verkürzungsverhältnis beträgt

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\delta_{H_0}}{r \sin \varphi_0} = \frac{\mathfrak{N}}{EF} = \frac{h r_a}{EF}.$$

Der Bogenkämpfer würde für den Fall, daß er nicht festgehalten ist, eine Parallelverschiebung erfahren von

$$(11) \quad \delta_{H_0} = \frac{h r_a}{EF} r \sin \varphi_0$$

$$(12) \quad \alpha_{X_0} = 0, \text{ daher auch } X = 0.$$

Wegen der Einspannung tritt ein Horizontalschub  $H$  auf:

$$H = -\frac{\delta_{H_0}}{\delta_{HH}} = -\frac{h r_a r \sin \varphi_0 J}{F r^3 f_{HH}(\varphi_0)} = -\frac{h r_a}{r} \frac{d^2 \sin \varphi_0}{12 r f_{HH}(\varphi_0)} \quad [\text{aus Gl. 11 u. 6}],$$

daraus folgt für einen beliebigen Querschnitt:

$$M = -h r_a \frac{d^2 \sin \varphi_0}{12 r f_{HH}(\varphi_0)} (\cos \varphi - \xi)$$

$$N = h r_a - \frac{h r_a}{r} \frac{d^2 \sin \varphi_0}{12 r f_{HH}(\varphi_0)} \cos \varphi$$

$$Q = \frac{h r_a}{r} \frac{d^2 \sin \varphi_0}{12 r f_{HH}(\varphi_0)} \sin \varphi.$$

γ) Ungleichmäßiger Wasserdruck.

Die Wasserdrukhöhe  $h'$  unter dem Scheitel, an der Stelle  $\psi$  ist

$$h' = r_a (1 - \cos \psi) \cos \beta.$$

Aus Abb. 197 folgt

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_\varphi &= \int_0^\varphi h' r_a d\psi r \sin(\varphi - \psi) \\ &= r_a^2 r \cos \beta \left[ \int_0^\varphi \sin(\varphi - \psi) d\psi - \int_0^\varphi \cos \psi \sin(\varphi - \psi) d\psi \right]. \end{aligned}$$

Daraus ergibt sich nach Ausführung der Integration

$$(13) \quad \mathfrak{M}_\varphi = r_a^2 r \cos \beta \left( 1 - \cos \varphi - \frac{\varphi}{2} \sin \varphi \right)$$

und weiterhin

$$\begin{aligned} \int_0^{\varphi_0} \mathfrak{M} d\varphi &= r_a^2 r \cos \beta \left( \varphi_0 + \frac{\varphi_0}{2} \cos \varphi_0 - \frac{3}{2} \sin \varphi_0 \right). \\ (14) \quad X &= -\frac{\alpha_{X_0}}{\alpha_{XX}} = -r \frac{\int_0^{\varphi_0} \mathfrak{M} d\varphi}{r \varphi_0} = -r_a^2 r \cos \beta \left( 1 + \frac{\cos \varphi_0}{2} - \frac{3}{2} \frac{\sin \varphi_0}{\varphi_0} \right). \\ \int_0^{\varphi_0} \mathfrak{M} \cos \varphi d\varphi &= r_a^2 r \cos \beta \int_0^{\varphi_0} \left( \cos \varphi - \cos^2 \varphi - \frac{\varphi}{2} \sin \varphi \cos \varphi \right) d\varphi \\ &= r_a^2 r \cos \beta \left( \sin \varphi_0 - \frac{5}{16} \sin 2\varphi_0 - \frac{3}{8} \varphi_0 - \frac{\varphi}{4} \sin^2 \varphi_0 \right). \\ X \sin \varphi_0 &= r_a^2 r \cos \beta \left( -\sin \varphi_0 - \frac{1}{4} \sin 2\varphi_0 + \frac{3}{2} \frac{\sin^2 \varphi_0}{\varphi_0} \right). \end{aligned}$$

Aus diesen Gleichungen ergibt sich, da

$$\begin{aligned} \delta_{H_0} &= \frac{r^2}{EJ} \left( \int_0^{\varphi_0} \mathfrak{M} \cos \varphi d\varphi + X \sin \varphi_0 \right), \\ (15) \quad \delta_{H_0} &= -\frac{r^3}{EJ} r_a^2 \cos \beta \left[ \frac{3}{8} \varphi_0 + \frac{\sin^2 \varphi_0}{4 \varphi_0} (\varphi_0^2 - 6) + \frac{9}{16} \sin 2\varphi_0 \right] \\ &= -\frac{r^3}{EJ} r_a^2 \cos \beta f_r(\varphi_0) \end{aligned}$$

und aus Gl. 15 u. 6

$$(16) \quad H = -\frac{\delta_{H_0}}{\delta_{HH}} = r_a^2 \cos \beta \frac{f_r(\varphi_0)}{f_{HH}(\varphi_0)}.$$

δ) Eckmoment.

Die Ermittlung des Eckmoments an der Einspannungsstelle eines runden Behälters zwischen Wand und Sohle kann nach Müller-Breslau, Statik der Baukonstruktionen 1908, II. Bd., II. Abt., S. 252, oder nach der Annäherungsformel B. u. E. 1910, S. 400 berechnet werden

$$(17) \quad M_e = \frac{n}{b} \gamma r_i^2 d^2 (1 - n h), \text{ wobei}$$

$\gamma$  = Raumgewicht der Flüssigkeit,

$h$  = Tiefe der Flüssigkeit,

$r_i$  = Innenhalbmesser,

$d$  = Wandstärke,

$$n = \sqrt[4]{\frac{3}{r^2 \cdot d^2}}.$$

Vgl. auch B. u. E. 1924, S. 17 u. 18, Nebenspannungen. Übergang des Gewölbes in die Herdmauer.

ε) **Schwinden und gleichmäßige Temperaturänderungen.**

Die Schwindwirkungen nach Koenen, B. u. E. 1924, S. 1.

Koenen rechnet ein Gesamtschwindmaß bei gleichbleibendem (!) Wärme- und Feuchtigkeitsgrad von  $\frac{l}{2000}$  der betreffenden Abmessung  $l$  eines Betonkörpers der Mischung 1 : 2 $\frac{1}{2}$  : 2 $\frac{1}{2}$ , welches nach 9 bis 12 Monaten erreicht wird.

Ausschlaggebend ist der Zement, dessen Moleküle beim Austrocknen, vielleicht auch infolge chemischer und physikalischer Vorgänge, das Bestreben und die Möglichkeit haben, sich zu gruppieren und zu trennen.

Verhindert man die Zusammenziehung  $s$  eines Betonstabes zu einem Teil durch ein oder mehrere Eisenstäbe, deren Querschnittsschwerpunkt mit dem Stabquerschnittsschwerpunkt zusammenfällt, so werden diese durch das Schwinden auf Druck, der Beton auf Zug beansprucht.

Es entsteht ein Schwindmaß des bewehrten Betonstabes = einer Verkürzung des Eisens =  $\varepsilon l$  und eine Dehnung des Betons =  $s - \varepsilon l$ .

Die diesen Längenänderungen entsprechenden Spannungen sind für die Längeneinheit  $l = 1$

$$(18) \quad \sigma_e = E_e \varepsilon.$$

$$(19) \quad \sigma_b = E_b (s - \varepsilon).$$

Die Summe der Eisenspannungen muß der Summe der Betonspannungen das Gleichgewicht halten:

$$(20) \quad \sigma_e F_e = \sigma_b F_b.$$

Setzt man  $\frac{F_b}{F_e} = m$ ;  $E_e = 15 E_b$ , so erhält man aus Gl. 18 bis 20 die Schwindung auf die Längeneinheit des bewehrten Körpers:

$$(21) \quad \varepsilon = s \cdot \frac{1}{1 + \frac{15}{m}}$$

und die Spannungen:

$$(22) \quad \sigma_e = E_e \cdot s \cdot \frac{1}{1 + \frac{15}{m}} \text{ (Druck),}$$

$$(23) \quad \sigma_b = E_b \cdot s \cdot \frac{1}{1 + \frac{15}{m}} \text{ (Zug).}$$

Genau so verhält sich der ringförmige Eisenbetonstab, nur daß die inneren Kräfte in Ringspannungen übergehen. Für  $l$  ist in der Herleitung  $d \pi$  zu setzen.

Die Grenze für das größte zulässige Bewehrungsverhältnis  $m$  bildet die zulässige Beanspruchung  $\sigma_b$ .

Ist z. B.  $s = \frac{1}{2000}$ ,  $E_b = 145000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_e = 2150000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_b = 36 \text{ kg/cm}^2$ , so wird nach Gl. 23:  $m_{\min} = 15$ , daher  $\sigma_e$  nach Gl. 22:  $537 \text{ kg/cm}^2$ . Die Oberfläche der Eiseneinlagen vom Gesamtumfang  $f$  und der Länge  $l$  ist  $f \cdot l$ . Die Höchstspannung  $\tau$  für die Flächeneinheit ist für die ganze Fläche gleichmäßig, also  $f \cdot l \cdot \tau = \sigma_e \cdot F_e$  für Rundeisen ist  $\frac{F_e}{f} = \frac{d^2 \pi}{4 d \pi} = \frac{d}{4}$ ;  $\tau = \frac{d \sigma_e}{4 l}$  für  $\tau = 40 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_e = 537 \text{ kg/cm}^2$  wird  $l_{\min} = 3,5 \text{ d}$ .

Diese Herleitungen müßten berücksichtigt werden, wenn man das Schwindmaß aus der Durchbiegung des einseitig bewehrten Balkens berechnen will (B. u. E. 1922, S. 19).

Sie sind aus zwei Gründen besonders interessant:

1. weil die Schwindrisse, soweit sie als solche zu erkennen sind, sich auch im bewehrten Betonkörper weder gleichmäßig auf seine Länge und Tiefe verteilen, noch die aus anderen Gesichtspunkten angeordnete Bewehrung in die Schlußkraftlinie der Schwindung fällt;

2. weil hier die Schwindkraft als Ringbelastung aufgefaßt wird.

Für die Berechnung der Tonnen der Vöhrenbachsperre sind die Schwindspannungen durch Zusatztemperaturen zu den gleichmäßigen Temperaturänderungen des Gewölbes berücksichtigt. Das Verlängerungsverhältnis  $\lambda = \frac{\Delta l}{l}$  setzt sich zusammen aus der Längenänderung infolge Schwindens, welche einer Temperaturabnahme  $t_s^\circ$  gleichgesetzt werden kann und ferner infolge gleichmäßiger Temperaturänderung von  $t^\circ$ , daher

$$\lambda = (t_s^\circ \pm t^\circ) \alpha.$$

Der Wärmeausdehnungsbeiwert  $\alpha$  für Beton = 0,00001.

Für die wasserberührten unteren Teile der Gewölbe der Vöhrenbachsperre wurde ein Schwindmaß auf 1 m von 0,05 mm angenommen. Dies entspricht einer Temperatur von  $t_s = \frac{0,05}{0,00001 \cdot 1000} = 5^\circ$ . Für die nicht wasserberührten Teile  $0,2 \text{ mm/m}$   $t_s = \frac{0,2}{0,00001 \cdot 100} = 20^\circ$ .

Als Temperaturveränderung gegenüber Bautemperatur wurde in den wasserberührten Teilen (volles Becken)  $t = -10^\circ$ , in den nicht wasserberührten Teilen (leeres Becken)  $t = \pm 20^\circ$  angenommen.

Schwinden und Temperaturänderungen bewirken im statisch bestimmten Bogen eine geometrisch ähnliche Formänderung.  $\alpha_{X_0}$  und  $X$  werden daher Null.

Bei einer Längenänderung  $\lambda$  wird  $\delta_{H_0} = \lambda r \cdot \sin \varphi_0$ .

$$(24) \quad H = - \frac{\delta_{H_0}}{\delta_{HH}} = - \frac{\lambda E J \sin \varphi_0}{r^2 f_{HH}(\varphi_0)}$$

$E = 150000$  entsprechend  $n = 15$ ;  $f_{HH}(\varphi_0)$  vgl. Gl. 6.

#### ζ) Temperaturgefälle.<sup>1)</sup>

Die überwiegende einseitige Ausdehnung eines Körpers durch Erwärmung wird durch die sich weniger ausdehnende kältere Seite infolge des Zusammenhangs verhindert und letztere daher auf Zug beansprucht.

Die Wärmespannungen im Hohlzylinder sind in der Zeitschr. für Mathematik u. Physik, Bd. 52, S. 174 von Léon, in der Technischen Physik, Bd. IV, S. 583 und in der Technischen Mechanik von Föppl, Bd. V, S. 243, neuerdings von Kohnke und Löser, B. u. E. 1922, S. 7, 53 u. 91 behandelt.

<sup>1)</sup> Vgl. Tirsosperre, S. 219 u. 220.

$\delta_{H_0}$  und damit  $H$  werden in diesem Falle = 0.

Die Scheiteltangente erhält infolge des Temperaturgefälles  $\mathcal{A}_t$  eine Drehung

$$\alpha_{X_0} = \int_0^{\varphi_0} \mathcal{A}_t \cdot \frac{\alpha r \cdot d\varphi}{d} = \mathcal{A}_t \cdot \alpha r \cdot \varphi_0.$$

Nach Gl. 3 ist  $\alpha_{XX} = \frac{r \cdot \varphi_0}{EJ}$ , daher das Wärmemoment

$$(25) \quad X_{\mathcal{A}_t} = - \frac{\alpha_{X_0}}{\alpha_{XX}} = - \frac{\mathcal{A}_t \alpha \cdot EJ}{d}.$$

Kobnke leitet das Wärmemoment wie folgt her: Die fächerförmige Verdrehung eines radialen Zylinderschnitts von der Wandstärke  $d$  durch den Wärmeabfall  $\mathcal{A}_t$  ist  $d \cdot d\varphi$ , gemessen in der wärmeren Leibung. Die Summe der Verdrehung sämtlicher Zylinderschnitte ist  $d \int d\varphi = d \mathcal{A}_\varphi = \alpha \mathcal{A}_t \cdot 2r\pi$ .

Die Verdrehung durch ein Biegemoment  $X_{\mathcal{A}_t}$  ist

$$\mathcal{A}_\varphi = \int_0^{2r\pi} X_{\mathcal{A}_t} \cdot \frac{dx}{EJ} = \frac{X_{\mathcal{A}_t} \cdot 2r\pi}{EJ}.$$

Aus den beiden Werten (25) für  $\mathcal{A}_\varphi$  folgt ein Wert von

$$X_{\mathcal{A}_t} = - \mathcal{A}_t \cdot \frac{\alpha \cdot EJ}{d}.$$

Da der Wert  $2r\pi$  aus der Gleichung herausfällt, ist die Form des Behälters auf die Größe des Wärmemoments ohne Einfluß. Die Biegebungsbeanspruchungen müssen in allen Richtungen der Wandfläche auftreten (Vertikalbewehrung). Kämpferverstärkung, Kämpfer- und Untergrundeinspannung müßten allerdings durch Isolierschichten aufgehoben werden.

Setzt man in Gl. 25  $\alpha = 0,00001$  und  $E_b = 140000$ , so erhält man

$$X_{\mathcal{A}_t} = - 1,4 \mathcal{A} \frac{J}{d}.$$

Ohne Berücksichtigung der Eiseneinlage ist für die Höhe 1

$$J = \frac{d^3}{12}; \quad W = \frac{d^2}{6}; \quad \sigma_b = \frac{X_{\mathcal{A}_t}}{W} = \frac{1,4 \mathcal{A}_t \left( \frac{d^3}{12} \right)}{d \left( \frac{d^2}{6} \right)} = + 0,7 \mathcal{A}_t.$$

Die ungünstigsten Spannungen erhält man bei wärmerer Wasserseite (also bei leerem Becken durch Bestrahlung, welche eine sichel-förmige Erwärmung hervorbringt).

Dr. Maier nimmt einen Wärmeabfall  $\mathcal{A}_t = 6^\circ$  an. Löser (B. u. E. 1922, S. 93) hält die gleichmäßige Berücksichtigung der Eiseneinlagen für  $J$  sowohl im Wärmemoment als im Widerstandsmoment für richtig (Abb. 198).

Dadurch wird die Entfernung  $s_a$  der neutralen Achse von der bewehrten ( $F_e$ ) 100-cm-Seite des Querschnitts (Abstand der Bewehrung =  $h_1$ ) statt  $\frac{d}{2}$

$$s_a = \frac{100 \cdot \frac{d}{2} + 15 F_e h_1}{100 \frac{d}{2} + 15 F_e},$$

die Entfernung von der unbewehrten Seite  $s_i = d - s_a$ .

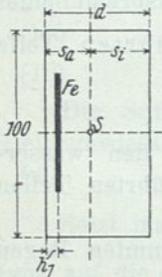


Abb. 198.

Die erforderliche Bewehrung der Gefäßwand nach B. u. E. 1922, S. 93.

Das Trägheitsmoment des Querschnitts  $J = \frac{100}{3} (s_a^3 + s_i^3) + 15 F_e (s_a - h_1)^2$ ;

$$\sigma_{ia} = \frac{X_{\mathcal{A}t}}{\left(\frac{J}{s_a}\right)}; \quad \sigma_{ii} = \frac{X_{\mathcal{A}t}}{\left(\frac{J}{s_i}\right)} \text{ für } X_{\mathcal{A}t} = 1,4 \mathcal{A}t \frac{J}{d} \text{ wird:}$$

$$(26) \quad \sigma_{ia} = 1,4 \mathcal{A}t \cdot \frac{s_c}{d}, \quad \sigma_{ii} = 1,4 \mathcal{A}t \cdot \frac{s_i}{d}.$$

Für den Wärmeabfall  $\mathcal{A}t$  in der Eisenbeton- oder -tragschicht von der Stärke  $d$ , eingehüllt durch beiderseitigen Putz und eine Fliesenschutzschicht, welche die Gesamtstärke auf  $b$  bringt, gibt Löser nach Hütte, 20. Aufl., Bd. I, S. 305 eine vereinfachte Formel an, wobei  $T_i$  = Wärmegrad am Innenrand = innerer Flüssigkeitswärme,  $T_a$  = äußere Luftwärme und die Wärmeleitzahl  $\lambda$  für alle Schichten = 0,7 gesetzt wird (Abb. 199).

$$(27) \quad \mathcal{A}t = \frac{4 d}{0,7 + 4 b} (T_i + T_a); \quad d \text{ und } b \text{ in Meter.}$$

Nach dieser Formel berechnet er für eine außen mit 2 cm Putz versehene Betontragschicht ( $b = d + 0,02$ ) und ein festes<sup>1)</sup> Verhältnis  $\frac{s_a}{d} = 0,45$ ;  $\frac{s_i}{d} = 0,55$  in Verbindung mit Formel 26 für 10 bis 100° Celsius der Wärmeunterschiede  $T_i - T_a$  und Wandstärken 0,10 bis 0,30 m die Wärmeszugspannungen  $\sigma_{ia}$  in kg/cm<sup>2</sup>.

$$(26a) \quad \sigma_{ia} = 1,4 \frac{4 d (T_i - T_a)}{0,7 + 4 (d + 0,02)} \cdot 0,45 = \frac{2,52 \cdot (T_i - T_a)}{\frac{0,78}{d} + 4}$$

$$\sigma_{ii} = \frac{0,55}{0,45} \sigma_{ia} = \frac{11}{9} \sigma_{ia}.$$

Es geht daraus hervor, daß die Spannungen mit der Wandstärke linear zunehmen, also z. B. für  $T_i - T_a = 10^\circ$  und Wandstärken von 0,10 bis 0,30 m von 2,14 auf 3,82 kg/cm<sup>2</sup> nicht ganz 79%. Ebenso mit dem Temperaturunterschied, z. B. für Wandstärke 0,10 m und Temperaturunterschiede von 10 bis 100° von 2,14 auf 21,4 kg/cm<sup>2</sup>, also 1000%. Bei sehr großen Wandstärken nähert sich in Formel 26a  $\sigma_{ia}$  dem Werte  $\frac{2,52}{4} (T_i - T_a)$ .

Mit Querschnitts- und Bewehrungsverstärkungen ist keine Verminderung der Wärmespannungen zu erreichen.

Von großem Einfluß sind die nicht tragenden Schutzschichten ( $b$ ), welche  $\mathcal{A}t$  herabziehen (vgl. Gl. 27).

Schutzschichten bilden sich bei großen Temperaturunterschieden an Stellen mit sprunghaften Querschnittsänderungen in Gestalt von netzförmigen Rissen an der kälteren Seite von selbst (Kohnke, B. u. E. 1922, S. 54). Kohnke ist daher der Ansicht, daß die Zugspannungen ohne Berücksichtigung der Bewehrung 12 bis 15 kg/cm<sup>2</sup> und die Biegungsspannung des bewehrten Betons 24 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten sollen. Er hält eine dauernde Instandhaltung der Wärmeschutzschichten für geboten.

M. E. spielt die Bewehrung noch insofern eine Rolle, als die Wärmeformänderungen des Eisens, infolge seiner besseren Wärmeleitung, denen des Betons vorausseilen.

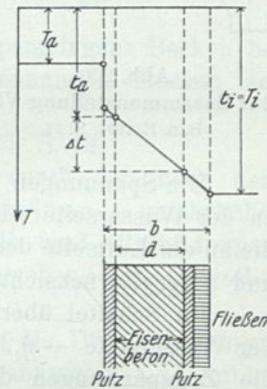


Abb. 199.  
Der Temperaturabfall in einer  
Gefäßwand nach B. u. E. 1922  
S. 92.

<sup>1)</sup> Die ausgerechneten Spannungen sind daher nur annähernd richtig.

Die stellenweise und einseitige Bestrahlung des Bewehrungsnetzes der äußeren Tonnenleibung in Verbindung mit seiner Lage teils oberhalb, teils unterhalb eines Wasserspiegels oder einer Eisdecke können unberechenbare Spannungen hervorrufen.

Die Einflüsse des Schwindens, des Quellens, der Wärmeleitung und Wärmeformänderung sind voneinander abhängig und ihre rechnermäßige Zusammensetzung mit den elastischen Formänderungsspannungen eines nach Material, Form und Abmessungen sehr komplizierten Körpers ist eine noch nicht einwandfrei gelöste Aufgabe.

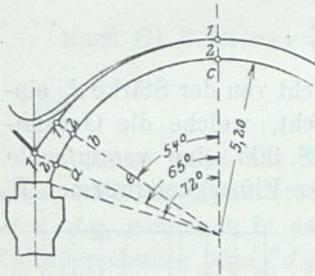


Abb. 200.  
Zur Zusammenstellung VIII.  
B. u. E. 1924, S. 17.

In Beton u. Eisen 1924, S. 13 u 25 ist die Rechnung für die Vöhrenbachsperre zahlenmäßig unter Berücksichtigung der Kämpfereinspannung zwischen  $\varphi = 65^\circ$  und  $72^\circ$ , der Kämpferverstärkung von 0,6 auf 0,7 m zwischen  $\varphi = 54^\circ$  und  $65^\circ$  und der Zwickelhintermauerung bis  $\varphi = 35^\circ$  durchgeführt.

Die Ergebnisse sind nachstehend zusammengestellt. Die Scheiteltiefe ist nur für Fuge V zu 21,7 m unter höchstem Stau + 78,5 angegeben, im übrigen geschätzt.

Die Spannungen nehmen mit der Wassertiefe zu, zeigen in allen Gewölbeschnitten an der Wasserseite wie an der Luftseite sowohl Zug- als Druckhöchstbeanspruchungen, die an der Luftseite der tiefsten Kämpferfuge ihre Höchstwerte  $-11,9$  bzw.  $+30,2$  kg/cm<sup>2</sup> und unter Berücksichtigung des Schwindens  $-9,6$  bzw.  $+32,5$  kg/cm<sup>2</sup> erreichen.

Im Scheitel überwiegen i. a. für alle Wassertiefen die Zug- und Druckspannungen der Wasserseite  $-6,2$  und  $+31,6$  kg/cm<sup>2</sup> (Tiefe 21,7 m); von der Kämpferverstärkung die Zugspannungen der Wasserseite  $-7,5$  und die Druckspannungen der Luftseite  $+30,8$  kg/cm<sup>2</sup> (Tiefe 21,7 m).

Es sind außerdem noch die Biegungsspannungen in der Gewölbeachse geschätzt, welchein der Übergangsverstärkung des Gewölbes in die Herdmauer an der Übergangsstelle entstehen.

Zusammenstellung VIII. Gesamthöchstspannungen des Tonnengewölbes (Abb. 200).

Fuge	Größt- und Kleinstspannungen in kg/cm <sup>2</sup>												Scheitel- tiefe unter + 78,5 m
	ohne Schwinden						mit Schwinden						
	Scheitel		Verstärkung		Kämpfer		Scheitel		Verstärkung		Kämpfer		
Wasser- seite 1	Luft- seite 2	Wasser- seite 1	Luft- seite 2	Wasser- seite 1	Luft- seite 2	Wasser- seite 1	Luft- seite 2	Wasser- seite 1	Luft- seite 2	Wasser- seite 1	Luft- seite 2		
Ia	+ 3,7	+ 4,6	+ 5,5	+ 3,3	+ 9,2	+ 4,3	+ 8,0	+ 0,3	+ 1,5	+ 7,3	+ 4,0	+ 9,5	0,90
	- 4,5	- 2,9	- 4,0	- 4,8	- 1,2	- 7,8	- 0,2	- 7,2	- 8,0	- 0,8	- 6,4	- 2,6	
Ib	+ 2,7	+ 7,2	+ 8,5	+ 8,3	+ 12,8	+ 3,6	+ 7,0	+ 2,9	+ 4,5	+ 6,3	+ 7,6	+ 8,8	1,60
	- 4,7	- 1,7	- 4,0	- 5,5	- 2,4	- 10,0	- 0,4	- 6,0	- 8,0	- 1,5	- 2,8	- 4,8	
II	+ 10,8	+ 10,4	+ 12,7	+ 10,3	+ 13,0	+ 10,8	+ 14,3	+ 6,9	+ 9,4	+ 13,6	+ 8,6	+ 15,2	5,5
	- 5,0	- 2,2	- 4,4	- 5,5	- 1,2	- 10,2	- 1,5	- 5,7	- 7,7	- 2,3	- 3,2	- 5,8	
III	+ 17,4	+ 15,1	+ 15,5	+ 16,9	+ 13,5	+ 17,1	+ 20,0	+ 14,5	+ 13,0	+ 19,4	+ 10,0	+ 20,6	10,5
	- 5,3	- 2,9	- 4,9	- 5,8	- 0,3	- 10,7	- 2,7	- 5,5	- 7,4	- 3,3	- 3,8	- 7,2	
IV	+ 23,3	+ 16,0	+ 16,9	+ 23,2	+ 13,8	+ 23,1	+ 24,8	+ 15,5	+ 15,5	+ 24,6	+ 11,8	+ 25,1	15,5
	- 5,7	- 3,7	- 5,4	- 6,0	- 1,8	- 11,2	- 4,2	- 5,7	- 6,8	- 4,6	- 3,8	- 9,2	
V	+ 30,0	+ 18,2	+ 19,7	+ 29,3	+ 14,3	+ <b>30,2</b>	+ 31,6	+ 16,6	+ 18,2	+ 30,8	+ 12,0	+ <b>32,5</b>	21,70
	- 6,2	- 4,4	- 6,0	- 6,3	- 3,3	- <b>11,9</b>	- 4,6	- 6,0	- 7,5	- 4,8	- 5,6	- <b>9,6</b>	

Die Spannungen nehmen nach der Tiefe zu und erreichen an der Luftseite des Kämpfers der tiefsten Fuge ihre größten Werte. - Zug; + Druck.

Eine Änderung der Gewölblichtweite durch Zunahme der Pfeilerstärke von 0,80 (Krone) auf 1,20 m in 27,0 m Tiefe brauchte nicht berücksichtigt zu werden, da die Pfeilerverstärkung auf 1,70 m; die Kämpferstärke von 0,90 und die Lichtmaße der inneren Leibung konstant sind.

#### n) Belastungskombinationen für das Gewölbe.

Noetzli gibt in den Proceedings 1923, S. 1079 folgende Höchstbelastungskombinationen an:

- a) Voller höchster Wasserdruck,
- b) elastische Verkürzungen infolge desselben,
- c) Formänderungsspannungen infolge höchsten Temperaturabfalls,
- d) Schwindspannungen (gewöhnlich gemeinschaftlich mit Temperaturabfallspannungen berücksichtigt).

Daher entstehen folgende Belastungsfälle: Größte Druckspannungen: Becken bei höchstem Stau und größtem Temperaturabfall. Größte Zugspannungen: Becken leer bei höchster und niedrigster Temperatur.

Ähnlich Dr. Maier in der Deutschen Wasserwirtschaft 1923, S. 18.

Für den Beton sind Zugspannungen — hervorgebracht durch den nach dem Kämpfer zunehmenden Wasserdruck, Schwinden und Temperatureinflüsse — gefährlicher als Druckspannungen besonders, wenn Eiseneinlagen erforderlich sind (Rißbildungen, Rost). Für die Zugspannungen sind zwei Abmessungen ausschlaggebend: der Gewölbehalmmesser und die Gewölbestärke.

Je kleiner der Gewölbehalmmesser, je mehr nehmen die Druckspannungen infolge gleichförmigen Wasserdruckes ab, jedoch die Biegungsspannungen zu: infolge der größeren Wasserdruckdifferenz zwischen Kämpfer und Scheitel (Abb. 197), weil die dadurch hervorgebrachten Zugspannungen von den geringeren Druckspannungen des gleichförmigen Wasserdruckes auch in geringerem Maße überdeckt werden.

Den größten Einfluß hat die Belastungsdifferenz für denjenigen Gewölbering, bei welchem die gleichförmige Belastung ganz fehlt, dessen Scheitel in Stauspiegelhöhe liegt.

In ähnlicher Weise wird eine große Gewölbestärke mit geringen Druckspannungen weniger dazu beitragen, die Zugspannungen, hervorgebracht durch die Differenz zwischen Scheitel und Kämpferbelastung (Druckhöhen), zu überdecken.

Der kleine Halmmesser und die große Gewölbestärke sind also für die Wasserlastzugspannungen ungünstig.

Umgekehrt hat ein kleiner Gewölbehalmmesser bei demselben Pfeilverhältnis wegen der größeren Nachgiebigkeit geringere Temperatur- und Schwind-Zugspannungen zur Folge und die zunehmende Gewölbestärke erhöht die Unempfindlichkeit gegen Temperatureinflüsse einerseits und das gegen Temperatur- und Schwindspannungen wirkende Eigengewicht andererseits. Die wünschenswerte Nachgiebigkeit gegen beide Einflüsse vermindert sich indessen. Halmmesser und Stärke des Gewölbes sind mehr mit Rücksicht auf Verminderung der Zugspannungen als auf das Höchstmaß der Druckspannungen zu wählen.

Eiseneinlagen können in ihrer Wirkungszone wohl elastische und Schwindspannungen, Temperaturspannungen aber nur in geringerem Maße mildern.

#### b) Die Pfeilerberechnung der Vöhrenbachsperre.

Die Kantenpressungen  $\sigma_x''$  luftseitig und  $\sigma_x'$  wasserseitig der wagerechten Fuge werden nach dem Trapezgesetz in derselben Weise berechnet wie gewöhnlich.

α) **Mittlere Wasserdruckhöhe.**

Da das Gewölbe nahe der Krone um  $70^\circ$ , unten ( $\beta$ ) um  $50^\circ$  gegen die Wagerechte geneigt ist, der Kämpfer also tiefer liegt als der Scheitel, so soll statt der Druckhöhe  $h$  in letzterem eine mittlere  $h_m$  als Belastung des Pfeilerkämpfers ausgerechnet werden.

Die Druckhöhe auf das Bogenelement  $r_a d\psi$  (Abb. 197) ist radial  $h + h'$ . Die senkrecht zur Kämpferbegrenzung des Pfeilers auf diesen übertragene Wasserlast des Gewölberings ist (Abb. 197)

$$\begin{aligned} D &= \int_0^{\varphi_0} (h + h') \cos \psi r_a d\psi \\ &= \int_0^{\varphi_0} [h + r_a (1 - \cos \psi) \cos \beta] \cos \psi r_a \cdot d\psi \\ &= \int_0^{\varphi_0} h r_a \cos \psi d\psi + \int_0^{\varphi_0} r_a \cos \beta \cos \psi d\psi - \int_0^{\varphi_0} r_a \cos \beta \cos^2 \psi \cdot d\psi \\ &= h \cdot r_a \cdot \sin \varphi_0 + r_a^2 \cos \beta \sin \varphi_0 - r_a^2 \cos \beta \left( \frac{\sin 2 \varphi_0}{4} + \frac{\varphi_0}{2} \right). \end{aligned}$$

Die mittlere Druckhöhe erhält man durch Division mit der Projektion der halben Gewölbeleibung  $r_a \sin \varphi_0$

$$h_m = \frac{D}{r_a \cdot \sin \varphi_0} = h + r_a \cos \beta \left( 1 - \frac{\cos \cdot \varphi_0}{2} - \frac{\varphi_0}{2 \sin \varphi_0} \right)$$

$r_a = 5,5 \text{ m.}$

Für  $\varphi = 65^\circ$  ist  $h_m = h + r_a \cos \beta$  0,147 m<sup>1)</sup>,  
 wasserseitig bis zur Krone: „  $\beta = 70^\circ$  „  $h_m = h + 0,277 \text{ m}$   
 „ bis zum Fuß: „  $\beta = 50^\circ$  „  $h_m = h + 0,522 \text{ m}$

Entsprechend diesen Maßen ist die Wasserdruckfigur über dem Scheitel für den Kämpfer vergrößert.

β) **Eigengewicht.**

Die Kämpferbelastung durch den Gewölbering von der Stärke  $d$ , dem mittleren Halbmesser  $r_m$ , dem Raumgewicht 2,4 und der Höhe 1 in der Gewölbeneigung  $\beta$  gemessen ist

$$G' = 1 \cdot d \cdot \frac{\pi}{180^\circ} \cdot \varphi \cdot r_m \cdot 2,4 \cos \beta.$$

$$d = 0,70; \varphi = 130^\circ; r_m = 5,2 + \frac{06,0 + 0,10}{2}; \beta = 50^\circ; G' \approx 13,6 \text{ t.}$$

γ) **Die Berechnung der Kantenpressungen.**

Wenn  $P$  die senkrechte Teilkraft aller auf den Pfeiler wirkenden Lasten und Eigengewichte ( $P_v$  Becken voll,  $P_l$  Becken leer),  $e$  deren Abstand vom Mittelpunkt der Fuge,  $b$  die Länge,  $p$  die Tiefe der letzteren (Pfeilerstärke), so sind die Kantenpressungen

$$\sigma = \frac{P}{b \cdot p} \mp \frac{P \cdot e}{p \frac{b^2}{6}}$$

Für den so belasteten Pfeiler ergeben sich ohne Mitwirkung des Gewölbes an der Spannungsübertragung nach Beton u. Eisen 1924 die folgenden Kantenpressungen der wagerechten Fugen I bis VII.

<sup>1)</sup> Nach meiner Rechnung 0,153 m.

Zusammenstellung VIIIa. Gesamt- $\sigma_x$ -Spannungen. kg/cm<sup>2</sup>.

Fuge	$\sigma'$ (Wasserseite)		$\sigma''$ (Luftseite)	
	leeres Becken	volles Becken	leeres Becken	volles Becken
I	+ 8,5	+ 8,8	- 3,1	- 3,3
II	+ 6,5	+ 7,2	+ 0,1	+ 1,7
III	+ 6,1	+ 8,7	+ 1,5	+ 5,6
IV	+ 6,2	+ 9,5	+ 2,2	+ 9,2
V	+ 6,1	+ 9,5 (5,6)	+ 3,5	+ 14,0 (15,7)
VI	+ 6,4	+ 9,7	+ 4,2	+ 16,8
VII	+ 3,7	+ 5,9	+ 2,1	+ 7,0

+ = Druck; - = Zug.

Die eingeklammerten Werte der Fuge V beziehen sich auf den Pfeilerquerschnitt einschließlich Gewölbequerschnitt.

**Berechnung der neutralen Achse (Kantenpressungen). Schlußkraft im Kern (Abb. 201).**

Zur Berechnung der Kantenpressungen einer aufgelösten Mauer nach dem Trapezgesetz kann man entweder annehmen, daß nur die rechteckige wagerechte Schnittfläche des dreieckförmigen Pfeilers belastet wird und für sich widersteht, oder daß auch das Gewölbe mit zur Trägerwirkung gewissermaßen als Plattenbalken heranzuziehen ist.<sup>1)</sup>

In letzterem Falle ist die Exzentrizität der Schlußkraft eine größere und es ergeben sich um so höhere Pressungen luftseitig und geringere, der Zugspannung näherkommende wasserseitig, je größer der Gewölbe Pfeil ist.

Bei sehr steiler Wasserseite und ausgemauerten, in einem Stück mit Pfeiler und Gewölben hergestellten Gewölbezwickeln wäre eine solche Berechnung vielleicht zulässig. Sie trifft auch für Pfeiler von nicht rechteckiger wagerechter Schnittfläche ohne Zusammenhang mit den Deckengewölben zu und sei deshalb angeführt.

Es sei für die wagerechte Fuge von der Fläche  $F$  einer aufgelösten Mauer die Lage und Größe der angreifenden Kraft bzw. deren senkrechter Seitenkraft  $P$  gegeben.

Für eine beliebige Stelle der Fuge (Abb. 201) ist die Pressung  $s_x$  abhängig von der Entfernung derselben  $e + x$  von der neutralen Achse und einer Konstanten  $k$ :

$$(1) \quad s_x = (e + x) k.$$

Die Summe der senkrechten Pressungen muß gleich  $P$  sein und das Moment der letzteren in bezug auf die neutrale Achse gleich der Momentensumme der Pressungen.

$$(2) \quad \sum s_x dF = P = k \sum (e + x) dF = k S_n$$

$$(3) \quad \sum s_x dF (e + x) = P (e + d) = k \sum (e + x)^2 dF = k J_n$$

wobei  $S_n$  = statisches Moment der Fläche  $F$  in bezug auf die neutrale Achse  
 $J_n$  = Trägheits- " " " " " " " " " " " "

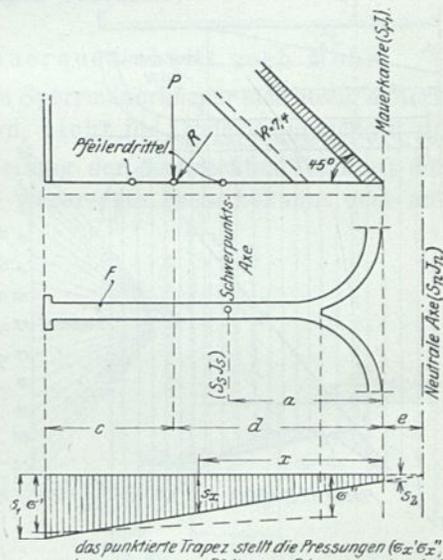


Abb. 201. Berechnung der Kantenpressungen der wagerechten Pfeiler-Fuge für eine aufgelöste Sperrmauer unter Mitberücksichtigung der Deckengewölbe E. N. R. 88, S. 1010.

<sup>1)</sup> Vgl. E. N. R. N. 88/1010 und 89/451.

Dividiert man Gl. 3 durch Gl. 2, so erhält man

$$\left(\frac{3}{2}\right) \quad \frac{P(e+d)}{P} = \frac{k J_n}{k S_n}; \quad e+d = \frac{J_n}{S_n}.$$

In bezug auf das Trägheitsmoment der parallelen Schwerpunktsachse wird  $J_n = J_s + (a+e)^2 F$  und da das Trägheitsmoment in bezug auf die Mauerkante  $J_1 = J_s + a^2 F$  und das statische Moment in bezug auf die neutrale Achse  $S_n = (e+a) F$  ist, erhält man

$$J_n = J_s + (a+e)^2 F = J_1 - a^2 F + F a^2 + F e^2 + 2 F e a = J_1 + F e^2 + 2 F e a$$

$$e+d = \frac{J_1 + F e^2 + 2 F e a}{F e + F a}. \quad \text{Daraus folgt } e = \frac{J_1 - F a d}{F d - F a}$$

und da  $F a = S_1$ , dem statischen Moment des Querschnitts in bezug auf die Mauerkante ist,

$$(4) \quad e = \frac{J_1 - S_1 d}{F d - S_1}.$$

Für die Kantenpressung  $s_1$  ist  $x = c + d$ . Es wird Gl. 1 u. 2:

$$s_1 = (e+c+d) k; \quad P = k \int (e+x) dF = k \int e dF + k \int x dF = k e F + k S_1;$$

$$(5) \quad k = \frac{P}{e F + S_1};$$

$$(6) \quad s_1 = (e+c+d) \frac{P}{e F + S_1}.$$

Für die Kantenpressung  $s_2$  ist  $x = 0$ :

$$(7) \quad s_2 = \frac{P e}{e F + S_1}.$$

ε) **Zeichnerische Berechnung der neutralen Achse (Kantenpressungen). Schlußkraft außerhalb des Kerns** (Abb. 202).

Um den Abstand der neutralen Achse  $x_0$  vom Angriffspunkt der Kraft  $P$  (Abb. 202) zu finden für den Fall, daß wasserseitig Zugspannungen entstehen, konstruiere man das Seilpolygon für die in Einzelflächen zerlegte wagerechte Schnittfläche der zu untersuchenden Fuge. Ziehe  $A F$  parallel  $O O$  und lege  $Z C$  vom Punkt  $Z$  aus so, daß  $A Z B$  flächengleich  $B D C$ .

$C$  heraufgelotet ergibt den gesuchten Abstand  $x_0$ . Beweis:

$$(8) \quad s_x = k x.$$

Gleichung der Vertikalkräfte

$$(9) \quad \sum s_x dF = P$$

Gleichung der Momente

$$(10) \quad \sum s_x dF \cdot x = P \cdot x_0.$$

$$(11) \quad x_0 = \frac{\sum s_x dF x}{\sum s_x \cdot dF} = \frac{k \cdot \sum x^2 dF}{k \cdot \sum x dF} = \frac{\sum x^2 dF}{\sum x dF} = \frac{J}{S} = \frac{\text{Trägheitsmoment}}{\text{statisches Moment}}$$

in bezug auf die neutrale Achse.

Für die Fläche links  $C F E$  ist, wenn  $H$  der Polabstand:

$$S = C F \cdot H; \quad C F = \frac{S}{H};$$

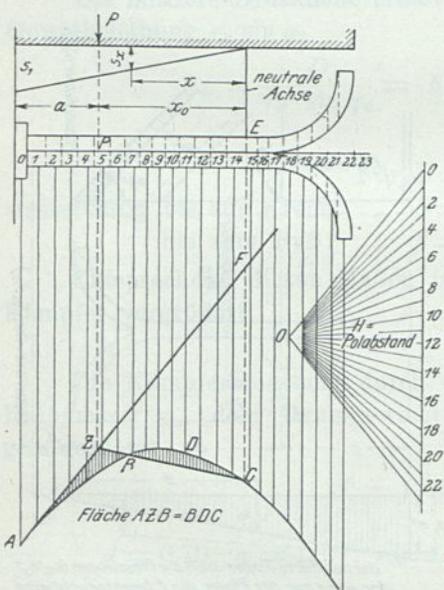


Abb. 202.

Ermittlung der neutralen Achse in der wagerechten Pfeiler-Fugenfläche (einschl. Deckengewölbe) einer aufgelösten Sperrmauer (Spannungsverteilung) für den Fall, daß die Angriffskraft  $P$  aus dem Kern fällt. E. N. R. 89/451 (88/1010).

$$J = A B D C F \cdot 2 H, \text{ da } A Z B = B D C; Z B C F = A B D C F;$$

$$J = Z B C F \cdot 2 H = C F \cdot \frac{x_0}{2} \cdot 2 H = \frac{S}{H} \cdot \frac{x_0}{2} \cdot 2 H = S \cdot x_0; x_0 = \frac{J}{S},$$

wie zu beweisen war.

Nach Gl. 9 ist  $P = \Sigma s_x \cdot dF = \Sigma k \cdot x \cdot dF = k S; k = \frac{P}{S};$

$$s_x = k x = \frac{x P}{S}; s_1 = \frac{P}{S} (x_0 + a).$$

Aus dieser Abb. 202 geht gleichzeitig hervor, wie man den Schwerpunkt der Fläche  $F$  in Abb. 201 und ferner das statische Moment  $S_1$  und das Trägheitsmoment  $J_1$  bezogen auf die Mauerkante auf zeichnerischem Wege findet.

Die einschl. Gewölbefläche berechnete Fuge V der Vöhrenbachsperre ergibt die eingeklammerten Werte der Zusammenstellung VIIIa.

Maier führt nun die weitere Berechnung des Pfeilers nach Mohr durch, welcher den Spannungszustand einer Staumauer nach Techn. Mechanik, 2. Aufl. (Berlin 1914, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn), Abschnitt VIII (und V) wie folgt bestimmt.

(Es ist dabei zu beachten, daß Mohr den Normalspannungen umgekehrt wie Maier das positive Vorzeichen gibt, wenn sie Zugspannungen bedeuten.)

c) Die Spannungsermittlung im Staumauerquerschnitt nach Mohr.

Mohrs Voraussetzung ist, daß die Spannungen im Sperrmauerkörper sich stetig ändern (Mohr, S.193). Das trifft m. E. nur für dünne Mauern, nicht für Dreiecksquerschnitt zu.

Wenn in diesem Fall (Mohr, S. 285) die Verteilung der senkrechten Teilkraft der äußeren Kräfte (Auflast und Wasserdruck) auf die wagerechte Fuge bekannt oder angenommen ist, so wird damit die Ermittlung des Spannungszustandes eine statisch bestimmte Aufgabe und läßt keinerlei willkürliche Annahmen über die Verteilung der Schubkraft auf diese Fuge zu. Umgekehrt legt eine Annahme über die Verteilung der Schubkraft die Verteilung der senkrechten Pressungen fest.

Ein Querschnitt von der Tiefe 1 (dm), bezogen auf eine wagerechte (X) Achse durch die als gleich angenommene Stau- und Mauerhöhe und eine senkrechte (Y) Achse durch den äußersten Punkt der rechtsseitigen Mauerbegrenzung wird der Untersuchung zugrunde gelegt (Abb. 206).

Die Aufgabe der Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen besteht darin, die vier Spannungen  $\sigma_x, \tau_x, \sigma_y, \tau_y$  in jedem Punkte des Mauerquerschnitts als Funktionen  $x$  und  $y$  dieses Punktes auszudrücken oder zeichnerisch darzustellen.

Die Normalspannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  erhalten das positive Vorzeichen, wenn sie Zugspannungen bedeuten, die Schubspannungen  $\tau_x$  und  $\tau_y$ , wenn sie das Körperelement, auf das sie wirken, nach rechts drehen (Zeigerbewegung der Uhr).

Wenn man die Gleichung der wagerechten und senkrechten Kräfte und der Momente (letztere bezogen auf irgend einen Punkt, z. B. den Mittelpunkt) für die Mittel-

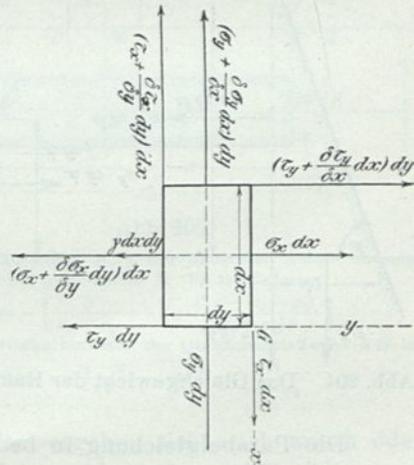


Abb. 203.

Gleichgewichtsbedingungen der vier Spannungen  $\sigma_x, \tau_x, \sigma_y, \tau_y$  dargestellt als Funktionen von  $x$  u.  $y$ . Mohr, S. 285, Abb. 2.

fläche des unendlich kleinen Körperelements  $dx \cdot dy$  [Tiefe 1 (dm)] aufstellt, so ergeben sich drei Gleichgewichtsbedingungen (Abb. 203):

$$\begin{aligned} (1) \quad & 0 = \frac{\delta \sigma_y}{\delta x} + \frac{\delta \tau_x}{\delta y} \\ (2) \quad & 0 = \frac{\delta \sigma_x}{\delta y} - \frac{\delta \tau_y}{\delta x} + \gamma \\ (3) \quad & 0 = \tau_x + \tau_y. \end{aligned}$$

Für die Integration der Gl. 1 u. 2 bestehen Grenz-Randbedingungen, die durch das Gleichgewicht der an den Enden der Fuge von dieser, der Querschnittsbegrenzung der Mauer und einer senkrechten Fläche begrenzten unendlich kleinen Prismen von der Grundfläche 1 und den senkrechten Seitenflächen  $\text{tg } \varphi$  bzw.  $\frac{1}{\cos \varphi}$  luftseitig,  $\text{tg } \psi$  bzw.  $\frac{1}{\cos \psi}$  wasserseitig bedingt sind.

An der Luftseite lauten die Gleichungen (Abb. 204):<sup>1)</sup>

$$\begin{aligned} (4) \quad & 0 = \sigma_x'' + \tau_y'' \text{tg } \varphi \quad \text{oder, da } \tau_y'' = -\tau_x'': \quad 0 = \sigma_x'' - \tau_x'' \text{tg } \varphi. \\ (5) \quad & 0 = \tau_x'' - \sigma_y'' \text{tg } \varphi \quad \text{oder, da } \tau_x'' = -\tau_y'': \quad 0 = \tau_y'' + \sigma_y'' \text{tg } \varphi. \end{aligned}$$

Auf der Wasserseite treten zu den Spannungen noch die Wasserauflast  $y$  (auf die wagerechte Grundfläche 1 als senkrechte Projektion der Wasserseite) und der wagerechte Wasserdruck  $y \text{tg } \psi$  (auf die wagerechte Projektion der Wasserseite):

$$\begin{aligned} (6) \quad & 0 = \sigma_x' - \tau_y' \text{tg } \psi + y \quad \text{oder, da } \tau_y' = -\tau_x': \quad 0 = \sigma_x' + \tau_x' \text{tg } \psi + y. \\ (7) \quad & 0 = \tau_x' + \sigma_y' \text{tg } \psi + y \text{tg } \psi \quad \text{oder, da } \tau_x' = -\tau_y': \quad 0 = -\tau_y' + \sigma_y' \text{tg } \psi + y \text{tg } \psi. \end{aligned}$$

Einige Ingenieure gehen von der Annahme einer auf die wagerechte Fuge parabolisch verteilten Schubkraft aus, wobei die Randschubspannungen  $\tau = 0$ , die Schubspannung in der Mitte der Fuge  $\tau_m$  die größte. Die durch die Parabelfläche dargestellten Schubspannungen müssen gleich der wagerechten Teilkraft des Wasserdruckes, der zugehörigen äußeren Schubkraft  $T$  oberhalb der Fuge sein.

$$T = \frac{2}{3} \cdot \tau_u (r_2 - x_1) = \frac{y^2}{2}.$$

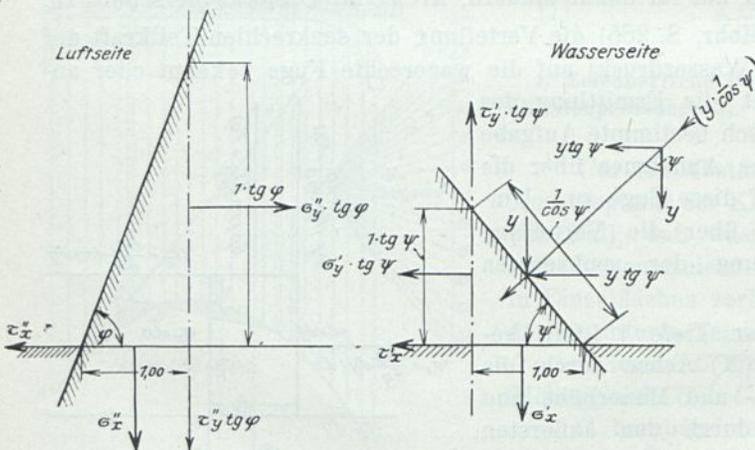


Abb. 204. Das Gleichgewicht der Randspannungen nach Mohr.

Die Parabelgleichung in bezug auf das gewählte Koordinatensystem lautet:

$$\tau_y = -\tau_x = 4 \tau_m \left[ \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} - \left( \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right)^2 \right];$$

setzt man sie in  $\tau_m$  aus der vorhergehenden Flächengleichung ein, so erhält man

$$\tau_y = -\tau_x = \frac{3 y^2}{x_2 - x_1} \left[ \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} - \left( \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right)^2 \right].$$

Mit Hilfe der vorher entwickelten Gleichungen lassen sich hieraus die übrigen Spannungen ableiten. Siehe Mohr, Abschnitt VIII.

<sup>1)</sup> Es haben hier mit Rücksicht auf das Koordinatensystem die luftseitigen Spannungen den Index '' ( $\sigma'' \tau'' y''$ ) und die wasserseitigen den Index ' ( $\sigma' \tau' y'$ ) umgekehrt wie bei den vorhergehenden Erörterungen.

Hier soll nur auf das übliche Verfahren der Herleitung aus der trapezförmigen Verteilung der senkrechten Pressungen auf die wagerechte Fuge (Trapezgesetz) an einem aus Mohr entnommenen Beispiel eingegangen werden.

Es sei bemerkt, daß nur für rechteckige Querschnitte beide Verfahren gleiche Ergebnisse liefern, während sie für andere weit voneinander abweichen. Nach dem Trapezgesetz sind die auf die wagerechte Fuge wirkenden senkrechten äußeren Kräfte

$$(8) \quad S = V_1 + V_2 \text{ Mauergewicht} + \text{Wasserauflast}$$

$$(9) \quad \text{und } T = H = \frac{y^2}{2} \text{ der wagerechte Wasserdruck,}$$

das Trägheitsmoment der wagerechten Schnittfläche von der Tiefe 1 dm in bezug auf die Schwerpunktsachse  $= \frac{1 \text{ dm}^3}{12} (x_2 - x_1)^3$ .

Der Abstand  $s$  der Schlußkraft  $S$  von der Schwerpunktsachse wird zeichnerisch oder rechnerisch ermittelt.

Der Abstand irgend eines Punktes  $G$  von der letzteren ist  $MG = \frac{2x - x_1 - x_2}{2}$  (Abb. 205), die Normalspannung  $\sigma_x$  in  $G$  ist dann

$$(10) \quad \sigma_x = - \left[ \frac{S}{x_2 - x_1} + 6 S \cdot s \frac{(2x - x_1 - x_2)}{(x_2 - x_1)^3} \right].$$

Beispiel (Abb. 206): Es sei ein Mauerquerschnitt gegeben, dessen Wasserseite in bezug auf die durch den wasserseitigen Fußpunkt gelegte  $Y$ -Achse die Gleichung erfüllt:

$$x_1 = 15 \text{ (dm)} - \frac{y}{20} \quad \left( \text{unter } \frac{1}{20} \text{ geneigte Grade} \right),$$

während die Luftseite durch eine Parabel begrenzt ist:

$$x_2 = 40 + \frac{2y}{5} + \frac{y^2}{1500}.$$

Dann gehören zu den nachstehend angegebenen  $y$  (Tiefen unter Krone und Stau-spiegel) die darunter geschriebenen Abmessungen:

$y = 0$	100	200	300 dm
$x_1 = 15$	10	5	0 "
$x_2 = 40$	87	147	220 "
$\text{ctg } \varphi = 0,40$	0,53	0,67	0,80
$\text{ctg } \psi = 0,05$	0,05	0,05	0,05.

Unter Annahme eines Mauergewichts  $\gamma = 2 \text{ kg/dm}^3$  ergeben sich zeichnerisch oder rechnerisch die senkrechten Schlußkräfte  $S$  und deren Abstände  $s$  (Abb. 205) und demnach für die drei Fugen

$y =$	100	200	300 dm
$G =$	10 200	32 600	69 800 kg
$Ss =$	- 66 300	- 622 000	- 1 953 000 dm/kg.

Nach Gl. 10 sind daher die  $\sigma$ -Werte für  $x$  bzw.  $x_1$  und  $x_2$

$y = 100:$	$\sigma_x = - 48 - 1,74 \cdot x;$	$\sigma_x' = - 65 \text{ kg/dm}^2;$	$\sigma_x'' = - 200 \text{ kg/dm}^2$
$y = 200:$	$\sigma_x = - 32 - 2,61 \cdot x;$	$\sigma_x' = - 45 \text{ "}$	$\sigma_x'' = - 415 \text{ "}$
$y = 300:$	$\sigma_x = - 75 - 2,20 \cdot x;$	$\sigma_x' = - 75 \text{ "}$	$\sigma_x'' = - 558 \text{ "}$

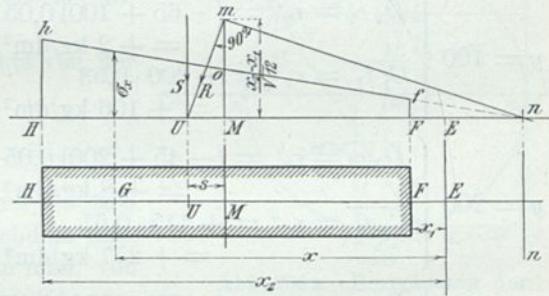


Abb. 205.

Zeichnerische Ermittlung der neutralen Achse und der Druckfigur bei gegebenem  $S$ . Es ist dann

$$\sigma_x = - \left[ \frac{S}{x_2 - x_1} + 6 S s \frac{(2x - x_1 - x_2)}{(x_2 - x_1)^3} \right].$$

Der Trägheitshalbmesser der Querschnittsfläche  $FH$  ist

$$\overline{Mm} = \frac{x_2 - x_1}{12} \quad \overline{MO} = \frac{S}{x_2 - x_1}.$$



$$y = 100: \overline{M_1 m_1} = \tau_m = \frac{3 \cdot 10\,000}{4 \cdot 77} - \frac{2 + 106}{4} = + 70 \text{ kg/dm}^2$$

$$y = 200: \overline{M_2 m_2} = \tau_m = \frac{3 \cdot 40\,000}{4 \cdot 142} - \frac{8 + 277}{4} = + 140 \text{ "}$$

$$y = 300: \overline{M_3 m_3} = \tau_m = \frac{3 \cdot 90\,000}{4 \cdot 220} - \frac{11 + 447}{4} = + 192 \text{ "}$$

Nachdem durch die Parabel die Spannungen  $\tau_x = -\tau_y$  festgelegt sind, ergeben sich die Randwerte der  $\sigma_y$  aus Gl. 7 u. 5

$$\begin{aligned} &\text{für } x = x_1: \sigma_y' = \tau_y' \operatorname{ctg} \psi - y \\ &\text{für } x = x_2: \sigma_y'' = -\tau_y'' \operatorname{ctg} \varphi \end{aligned}$$

$$y = 100: \begin{aligned} \overline{D_1 g_1} = \sigma_y' &= + 2 \cdot 0,05 - 100 \cong - 100 \text{ kg/dm}^2 \\ \overline{C_1 h_1} = \sigma_y'' &= - 106 \cdot 0,53 = - 56 \text{ "} \end{aligned}$$

$$y = 200: \begin{aligned} \overline{D_2 g_2} = \sigma_y' &= + 8 \cdot 0,05 - 200 \cong - 200 \text{ "} \\ \overline{C_2 h_2} = \sigma_y'' &= - 277 \cdot 0,67 = - 186 \text{ "} \end{aligned}$$

$$y = 300: \begin{aligned} \overline{D_3 g_3} = \sigma_y' &= + 11 \cdot 0,05 - 300 = - 299 \text{ "} \\ \overline{C_3 h_3} = \sigma_y'' &= - 447 \cdot 0,80 = - 358 \text{ "} \end{aligned}$$

Um die  $\sigma_y$ -Kurven  $g_1 h_1, g_2 h_2, g_3 h_3$  zu konstruieren, bildet man die  $\tau_x = -\tau_y$ -Kurven in bezug auf Senkrechte parallel der Y-Achse. Also z. B. die  $\tau_x$ -Kurve  $ik$  (Abb. 206), indem man in der Fuge die für den betreffenden Punkt berechnete oder aus der  $\tau_y$ -Kurve abgegriffene Spannung (das von der Fuge und der  $\tau_y$ -Kurve auf der Hilfssenkrechten abgeschnittene Stück) von der Hilfssenkrechten aus abträgt (punktierte 45°-Linie, Abb. 206).

Liegt die  $\tau_x$ -Ordinate der  $ik$ -Linie rechts von der Hilfssenkrechten, so fordert Gl. 1

$$\frac{\delta \sigma_y}{\delta x} = - \frac{\delta \tau_x}{\delta y} = + \frac{\delta \tau_y}{\delta y},$$

daß die beiden Tangenten der Kurven  $ik$  und  $gh$  sich unter einem rechten Winkel schneiden. Nachdem man eine Anzahl  $ik$ -Kurven eingetragen hat, kann man, von den bekannten Randspannungen  $Dg$  oder  $Ch$  ausgehend, indem man Senkrechte zu den  $ik$ -Kurven zieht, die  $\sigma_y$ -Linie für die drei Fugen (Abb. 206, vgl. auch Abb. 207 u. 207a) konstruieren. Dieselben sind annähernd gerade Linien und werden genau genug durch Verbindung  $gh$  erhalten.

Die Spannungen eines Punktes des Staumauerquerschnitts können als Ordinaten in Bezug auf eine Abszissenachse  $\sigma$  und eine Ordinatenachse  $\tau$  zweier Punkte des Spannungskreises aufgefaßt werden.

So z. B. für  $C_3$  (Abb. 206 u. 206a).

$$\begin{aligned} \text{Ordinaten von } p_x: \sigma_x' &= - 559; & \tau_x' &= - 447, \\ p_y: \sigma_y' &= - 358; & \tau_y' &= + 447. \end{aligned}$$

Der Schnittpunkt der Verbindungslinie  $p_x p_y$  mit der  $\sigma$ -Achse ist der Mittelpunkt des Spannungskreises, sein Halbmesser  $m p_2$  der Abstand vom Nullpunkt des Koordinatensystems. Der auf diesem Kreise liegende Schnittpunkt  $c$  der Ord.  $\tau_y$  mit der Abszisse  $\sigma_x$  ist der Pol der graphischen Darstellung.

Jede durch den Pol gelegte Kreissehne  $cp$  bestimmt durch die Koordinaten des Kreispunkts  $p$  nach Größe und Sinn die Normalspannung  $\sigma$  und die Schubspannung  $\tau$

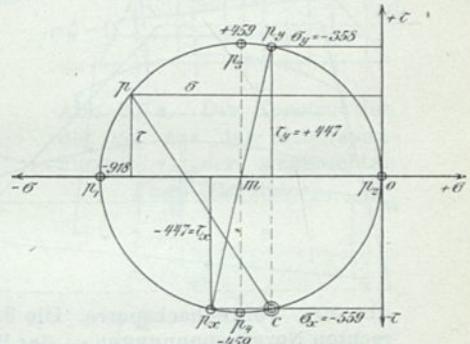


Abb. 206a. Berechnung der Hauptspannungen nach Mohr.

des durch den Punkt  $C_3$  der Mauer parallel zu  $cp$  gelegten Schnittes. Die Schnitte  $cp_1, cp_2, cp_3, cp_4$  ergeben die Grenzwerte für  $\sigma$  und  $\tau$ .

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_x' + \sigma_y'}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2}\right)^2 + \tau_x'^2}$$

$$\tau_{\min} = \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2}\right)^2 + \tau_x'^2}$$

$$\sigma_{\min} = -918; \quad \sigma_{\max} = 0; \quad \tau_{\max} = -\tau_{\min} = +459.$$

$cp_2$  entspricht der spannungslosen von der Luft berührten Mauerfläche des Punktes  $C_3$ .

$\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$  braucht kein Halbmesser des Spannungskreises zu sein.

Man trägt  $\sigma_y$  und  $\sigma_x$  auf einer Wagerechten von einem beliebigen Punkte  $A$  aus ab, dann ist der Halbierungspunkt der Längendifferenz der Mittelpunkt  $M$  des Spannungskreises. Den Halbmesser  $\sqrt{\left(\frac{\sigma_x' - \sigma_y'}{2}\right)^2 + \tau_x'^2}$  findet man, indem man an den Endpunkten von  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  Lote von der Länge  $\tau_x$  errichtet. Die Endpunkte von  $\tau_x$  liegen auf dem Spannungskreis

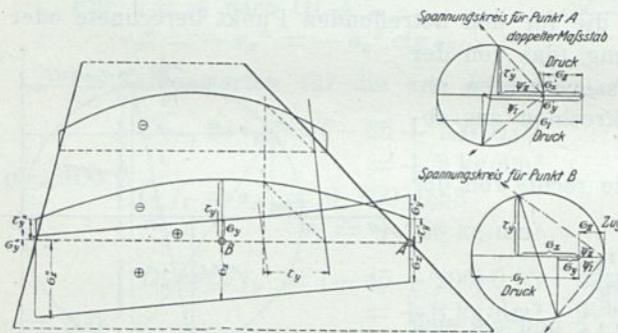


Abb. 207. Vöhrenbachsperre. Die Ermittlung der wagerechten Normalspannungen  $\sigma_y$ , der Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  sowie der Richtung derselben  $\psi_1$  und  $\psi_2$ .

$$\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} + \sigma_x = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

$$\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} + \sigma_y = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

Man erhält daher  $\sigma_{\max}$ , indem man zu der Strecke  $AM$  den Spannungskreis-Halbmesser hinzurechnet,  $\sigma_{\min}$ , indem man denselben von  $AM$  abzieht.

Die Hauptspannungsrichtung wird erhalten aus

$$\operatorname{tg} 2\psi = \mp \frac{\tau}{\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)}$$

d) Berechnung der  $\tau$  und  $\sigma_y$  nach Mohr für die Pfeiler der Vöhrenbachsperre.

Die  $\tau$ -Spannungen sind nach Mohr wie in folgendem für Fuge III angegeben, berechnet. Die Teilkraft der Kämpferbelastung durch das Gewölbe senkrecht zur Pfeilerneigung  $50^\circ$  war nach S. 274 für  $\varphi = 130^\circ$ ;  $r_m = \frac{5,2 + 0,60 + 0,10}{2}$ ;  $d = 0,70$   $G' = 13,6$  t (die Abnahme der Gewölbestärke einerseits und die Hintermauerung, die Kämpferrippe und die Verstärkung des Pfeilerkopfs andererseits sind nicht berücksichtigt).

Die Fuge III liegt  $2,8 + 4,6 + 5,0 - 0,90 = 11,5$  m unter Wasserspiegel, der Scheitel der äußeren Leibung  $2,43 \cdot \cos 50^\circ = 2,02$  m höher, wofür mit Rücksicht auf die Abnahme der Gewölbestärke  $\sim 1,9$  m. Die Wassertiefe über Scheitel ist daher  $11,5 - 1,9 = 9,6$  m, die mittlere Tiefe (S. 274):  $h_m = 9,6 + 0,522$  m  $\approx 10,2$  m und die senkrechte Wasserlast auf den Gewölbering  $10,8 \cdot 10,2 \approx 110$  t.

Der Pfeilerkopf in Fuge III hat ohne Berücksichtigung der Verstärkung auf 1,70 m eine Stärke von 0,98 m.

Die Einheitspressung auf die wasserseitige Pfeilerbegrenzung ist daher

$$y = \frac{110 + 13,6}{0,98 \cdot 1,0} = 123,6 \text{ t/m}^2 = 12,36 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Zusammenstellung VIIIa S. 275 ist für Fuge III

$$\sigma'_{xv} = + 8,7 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma''_{xv} = + 5,6.$$

Nach Mohr, Gl. 4 u. 6, ist daher für  $\psi = 50^\circ$ ;  $\varphi = 77,5^\circ$ .

$$\tau'_x = - (\sigma'_{xv} + y) \text{ctg } \psi = (8,7 - 12,36) 0,84 = - 3,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau''_x = \sigma''_{xv} \cdot \text{ctg } \varphi = - 5,6 \cdot 0,2217 = - 1,242 \text{ kg/cm}^2.$$

$\tau_m$  ist nach der Gleichung des Mohrschen Beispiels (S. 280)

$$\tau_m = \frac{3 y^2}{4 (x_2 - x_1)} - \frac{\tau'_x + \tau''_x}{4},$$

wobei  $x_2 - x_1 =$  Fugenbreite  $b = 13,5 \text{ m}$  und Pfeilerstärke  $0,98 \text{ m}$ .

$$\tau_m = - \frac{3 \cdot 10,2^2}{2} \cdot \frac{10,8}{2 \cdot 0,98 \cdot 13,5} \cdot \frac{1000}{100 \cdot 100} + \frac{3,07 + 1,242}{4} = - 5,16 \text{ kg/cm}^2.$$

Danach ist die nachfolgende Zusammenstellung berechnet.

Zusammenstellung VIIIb.  
Die  $\tau$ -Werte für die Pfeilerfugen.  $\text{kg/cm}^2$ .

Fuge	$\tau'$	$\tau''$	$\tau_m$
I	+ 2,40	0	- 1,15
II	+ 1,34	- 0,378	- 3,26
III	- 3,04	- 1,255	- 5,16
IV	- 4,16	- 2,05	- 7,67
V	- 9,52	- 3,11	- 9,37
VI	- 11,20	- 3,73	- 10,82

Daraus sind dann die  $y$ -Werte zur Berechnung der Hauptspannungen, wie im Mohrschen Beispiel angegeben, als Kurven, ausgehend von den bekannten Randspannungen, zeichnerisch ermittelt (Abb. 207a).

e) Die Knicksicherheit des Pfeilers (Abb. 208).

Einen Anhalt bezüglich die Knicksicherheit des Pfeilers sucht Dr. Maier dadurch zu gewinnen, daß er einen Streifen in Gestalt eines Strebepfeilers von 19,0 m freier Länge, 1,0 m Höhe und 1,10 m mittlerer angenommener Pfeilerstärke in der Richtung des Wasserdruckes aus dem Dreieckspfeiler herauschneidet und dessen Knicksicherheitsgrade unter der Wasserlast 13,0 (Wassertiefe)  $\cdot$  10,8 (Feldbreite) = 140 400 kg untersucht.

Nach Euler würde die Tragfähigkeit  $P$  eines solchen Pfeilers sein:

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = \frac{10 \cdot 150\,000 \cdot 110 \cdot 100^3}{1900^2 \cdot 12} \approx 3\,820\,000 \text{ kg für } E = 150\,000$$

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = \frac{10 \cdot 200\,000 \cdot 110 \cdot 100^3}{1900^2 \cdot 12} \approx 5\,100\,000 \text{ kg für } E = 200\,000$$

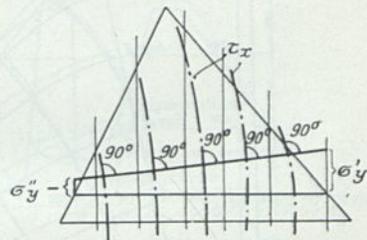
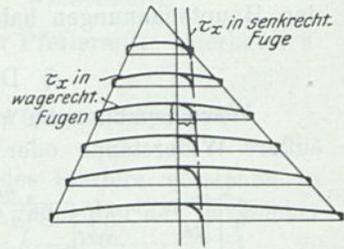


Abb. 207a. Die Konstruktion der  $\sigma_y''$  aus den Scherspannungen  $\tau_x$  der waagerechten Fuge (Dr. Maier).

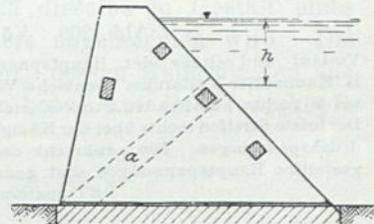


Abb. 208. Vöhrenbachsperre. Die Berechnung eines Strebepfeilers von 1,0 m Höhe ( $a$ ), 19 m freier Länge und 1,10 m mittlerer Stärke.  $h = 13,0 \text{ m}$  auf Knicken.

$$n \text{ im ersten Fall } \frac{3\,820\,000}{140\,400} \approx 27$$

$$n \text{ im zweiten Fall } \frac{5\,100\,000}{140\,400} \approx 36.$$

Mit dieser überschläglichen Herleitung bestätigt Herr Dr. Maier meine Ansicht, daß man die Decken- und Wasserlast durch reine Druckspannungen auf den Baugrund übertragen kann. Dieselben werden etwa die Richtung der errechneten links abfallenden Hauptspannungen haben (Abb. 209).

f) Die Wärmespannungen im Pfeiler.<sup>1)</sup>

Wärmespannungen werden dann eintreten, wenn die Wärmeformänderungen durch äußere Widerstände oder durch Form und Gewicht des sich ausdehnenden Körpers und durch verschiedenartige Erwärmung ganz oder teilweise gehindert werden. In letzterem Falle erzeugt der Zusammenhang der weniger erwärmten und sich weniger ausdehnenden Körperteile mit den höher erwärmten und sich mehr ausdehnenden die Spannungen. Eisen- einlagen, welche annähernd denselben

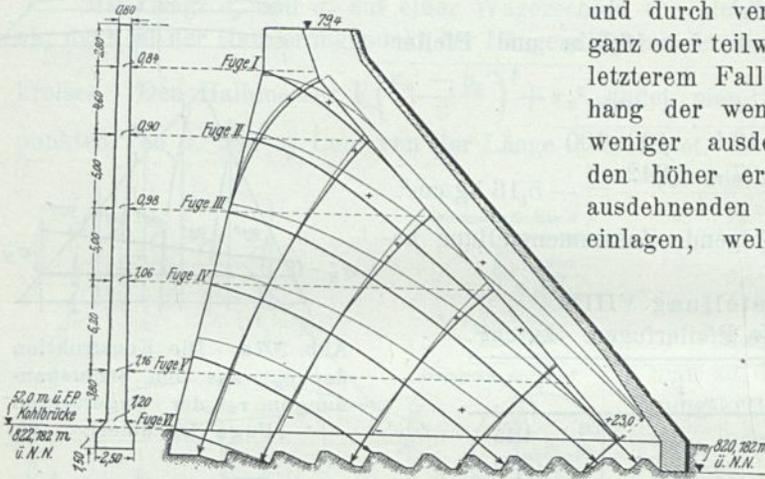


Abb. 209. Vöhrenbachsperre.

Verlauf und Größe der Hauptspannungen nach Dr.-Ing. Fritz Maier und H. Kammüller-Karlsruhe. Deutsche Wasserwirtschaft 1925/21. Die von Fuge I bis V rechts abfallenden Streifen stellen die Hauptdruckspannungen (+) dar. Der letzte Streifen rechts über der Kämpferfuge, geradlinig begrenzt, die Kämpferdruckspannungen. Die senkrecht dazu, in links abfallenden Streifen dargestellten Hauptspannungen sind ganz gering und in den unteren Teilen Zugspannungen (-).

Wärmeausdehnungsbeiwert  $\alpha = \frac{1}{100\,000}$  besitzen wie Beton, können Rißbildungen nur entgegenwirken, soweit ihre Längenänderung infolge einer Vorbeanspruchung, geringerer Temperatur, geringerer Länge eine geringere ist als die des erwärmten Betons und soweit sie diesen beherrschen.

Das Vorausweichen der Temperaturänderung durch die bessere Wärmeleitung des Eisens, die Schnelligkeit der Abkühlung oder Erwärmung, die für den Spannungsausgleich zur Verfügung stehende Zeit, scheint mir für die Rißbildung von gleicher Bedeutung wie das absolute Maß der Temperaturänderung gegenüber der sogenannten Bautemperatur. Die im folgenden beibehaltene Annahme, daß die Wärmeformänderung dieselbe Spannung erzeugt wie die elastische Formänderung

$$\Delta x = \frac{\sigma_x l}{E} = t^\circ \alpha l; \quad \sigma_x = t^\circ \alpha E,$$

scheint mir diese Umstände nicht genügend zu berücksichtigen.

α) Spannungen längs der wagerechten Fuge des Pfeilerlängsschnitts.

Die Flächendarstellung der Zug- und Druckspannungen gleicht sich beiderseits einer wagerechten Fuge, „der Ausgleichgeraden“, aus.

<sup>1)</sup> Vgl. S. 77 u. f. und S. 219.

Für die Pfeilerköpfe wird eine kurz und steil verlaufende Temperaturerhöhung von luftseitig  $15^\circ$ , wasserseitig  $10^\circ$  angenommen, welcher nur eine sehr geringe Höhe (2 bis 3 kg durch Lastspannungen überdeckt) der Zugspannungsfläche auf die große Länge der Ausgleichgeraden (= Pfeilerbreite) zu entsprechen braucht. Zur Spannungsberechnung sind daher die vollen Werte der Höchsttemperatur eingesetzt:

$$\sigma_x \approx 15 \alpha E = 15 \cdot 0,000\,01 \cdot 200\,000 = 30 \text{ kg/cm}^2 \text{ luftseitig,}$$

$$\sigma_x \approx 10 \alpha E = 10 \cdot 0,000\,01 \cdot 200\,000 = 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ wasserseitig.}$$

Umgekehrt ist die Abkühlung der Pfeilerköpfe gegenüber der Pfeilermitte unerheblich.

$\beta$ ) Spannungen längs der wagerechten Fuge, senkrecht zur Pfeileransichtsfläche  
(ohne und mit Sonnenbestrahlung).

Bei gleichmäßiger Erwärmung beider Dreiecksflächen des Pfeilers entstehen in letzterem die größten Temperatur- und Spannungsunterschiede gegenüber der in gleicher Höhe liegenden Pfeilermitte (Abb. 211).

Die Grenztemperaturkurve wird als eine symmetrisch zur senkrechten Pfeilerachse liegende Parabel, Sehne = Pfeilerstärke i. M. = 100 cm; Pfeilhöhe =  $9^\circ$ , nach oben oder nach unten angenommen. Die Lage der Ausgleichlinie ergibt sich aus dem Parabelflächeninhalt:

$$\frac{2}{3} f x = (t - f) b - \left( \frac{2}{3} b t - \frac{2}{3} f x \right); \quad f = \frac{t}{3},$$

die größte Spannungstemperatur ist daher  $\frac{2}{3} \cdot 9^\circ$  und

die Spannung =  $\frac{2}{3} \cdot 9 \cdot 0,000\,01 \times 200\,000 = \pm 12 \text{ kg/cm}^2$ .

Kommt hierzu eine einseitige Bestrahlung, so addiert sich dieselbe in Gestalt eines Temperaturdreiecks, welches zu  $10^\circ$  Höhe und 15 cm Tiefe angenommen wird. Die Ausgleichlinie bildet dann mit der Wagerechten ein Trapez, dessen Endordinaten aus der Temperaturfläche  $F$  und dem Moment  $M$  derselben in bezug auf die Pfeilerköpfe gefunden werden.

$$F = \frac{y_1 + y_2}{2} b = \frac{1}{3} \cdot 100 \cdot 9^\circ + \frac{15 \cdot 10^\circ}{2} \approx 350 \text{ cm Grad}$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{b}{4} \left( \frac{b}{2} y_1 - \frac{b}{2} y_2 \right) + \frac{b}{2} (y_1 - y_2) \left( \frac{2}{3} b - \frac{b}{2} \right) \left( = y_1 - y_2 \right) \frac{b}{12} \text{)} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 15 \left( 50 - \frac{1}{3} \cdot 15 \right) = 3370 \text{ cm}^2 \text{ Grad} \end{aligned}$$

$$y_1 + y_2 = \frac{2 \cdot 350}{100} = 7; \quad y_1 - y_2 = \frac{12 \cdot 3370}{100^2} = 4; \quad y_1 = 5,5^\circ; \quad y_2 = 1,5^\circ.$$

Die Spannungen sind

$$\sigma_1 = (9 + 10 - 5,5) 0,000\,01 \cdot 200\,000 = 27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = (9 - 1,5) \cdot 0,000\,01 \cdot 200\,000 = 15 \text{ kg/cm}^2$$

In der Pfeilerachse würde eine Spannung  $\frac{y_1 + y_2}{2} \alpha E = 7 \text{ kg/cm}^2$  entstehen.

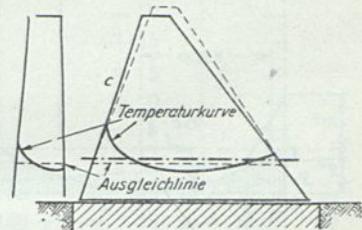


Abb. 210. Vöhrenbachsperre. Ausgleichlinie für die Temperaturerhöhungen  $\approx$  Spannungen bei Bestrahlung der Rückseite  $c$  des Pfeilers.

<sup>1)</sup> Das Rechteck  $y_2 b$  ist in bezug auf Pfeilerachse symmetrisch und das Moment = 0. Ebenso die Parabelfläche der gleichmäßigen Erwärmung  $\frac{1}{3} \cdot 9^\circ \cdot b$ .

**γ) Spannungen infolge verschiedener Erwärmung der dreieckigen Pfeilerflächen.  
(Biegungsspannungen infolge einseitiger Bestrahlung.)**

Es wird dann noch eine Biegungsspannung anscheinend infolge eines Temperaturabfalls von  $4^{\circ}$  von der einen Dreiecksseite nach der anderen infolge Bestrahlung berechnet. Der Pfeiler wird dafür i. M. 1,0 m stark, am Fuße eingespannt und in mittlerer Höhe und am Kopf gelenkig gelagert angenommen.

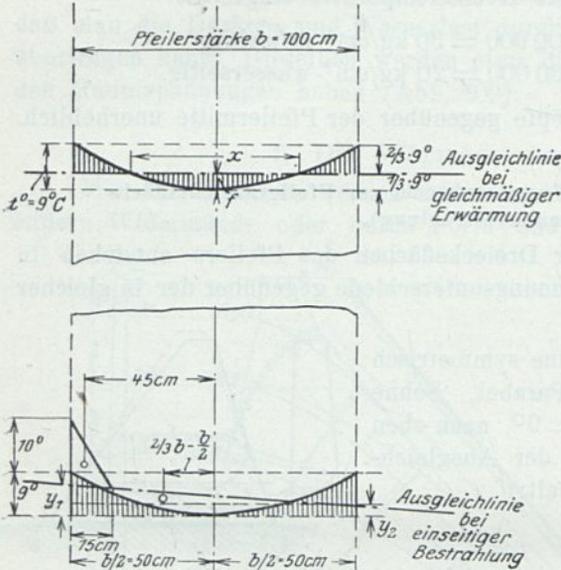


Abb. 211. Vöhrenbachsperre.

Ausgleichlinie für die Temperaturen und Spannungen im Vertikalschnitt des Pfeilers.

Es ergaben sich Biegungsspannungen von  $\pm 3,5 \text{ kg/cm}^2$  am Fuß und  $\pm 5 \text{ kg/m}^2$  in mittlerer Höhe.

Am Fuße der Zusammenstellung VIIIc, S. 287, sind die Belastungsspannungen mit den gleichzeitig auftretenden größten Temperaturspannungen zusammengesetzt. Es sind dies bei vollem Becken die Wärmespannungen im Längsschnitt, wozu an der Luftseite noch die Biegungsspannungen infolge Bestrahlung treten.

Zugspannungen entstehen bei leerem Becken durch gleichmäßige Abkühlung der seitlichen Pfeilerflächen gegenüber der Mitte.

An der Luftseite wird die Zugspannung in der Mitte bei Sonnenbestrahlung noch etwas größer ( $-7^{\circ}$ ) als bei der vorher erwähnten gleichmäßigen Abkühlung ( $-6^{\circ}$ ) und daher statt dieser in Rechnung gestellt.

## 6. Die Rißflächen als Kämpferauflager.

Rißbildungen sind in einem langen, dünnen Mauerkörper nicht zu vermeiden, mögen sie nun durch Belastungs- oder Temperaturänderungen, Schwinden u. dgl. hervorgebracht, durch Baufugen und Steineinlagen begünstigt, oder als Ausdehnungsfugen absichtlich eingeschaltet werden. Die statisch und rechnerisch günstigste Form von Gewölbe-Trennungsfächen ist radial, senkrecht und bis zu gleicher Tiefe unter Krone reichend (vgl. S. 143).

Wenn man selbst vor Verrosten der Eiseneinlagen eine Unversehrtheit des elastischen Systems annimmt, so wird doch, nach diesem Vorgang, ein zwischen zwei Rissen liegendes Ringstück zunächst auf Stützmauer- und Ringstreben-Wirkung angewiesen sein. Nachdem dasselbe durch Überneigen (Horizontalrisse) infolge Wasserlast, Temperaturerhöhung und Quellen wieder Kämpferanschluß gefunden (schwerlich in den ursprünglichen Auflagerflächen), müßten für das Ringstück dieselben Überlegungen gelten, wie für den ganzen, unversehrten Gewölbering zwischen den Widerlagern.

Die gelegentlich der Berechnung der Vöhrenbachsperre angeführte Berechnung des elastischen Bogens sei deshalb in der Form, auf die sie Kelen<sup>1)</sup> (Staumauern, Springer, 1926) gebracht hat, auszugsweise wiederholt, weil sie ganz besonders deutlich erkennen läßt, daß die errechneten Spannungen nicht mit den Erfahrungen an gerissenen

<sup>1)</sup> Auf Grund der Arbeiten von Mörsch, Schweiz. Bauztg. 1908, S. 233; Ritter, Karlsruhe 1913; Guidi, Annali 1923, Heft 2; Lydtin, Bauing. 1924, Heft 23/24; u. a.

Zusammenstellung VIIIc.  
Gesamtspannungen in den Pfeilerfugen VI und III/IV. kg/cm<sup>2</sup>.

	Pfeilerfuß		Pfeilermitte			
	Luftseite	Wasser- seite	Luftseite	Wasser- seite		
	Fuge VI		Fuge III/IV, Mittelwerte			
Belastungsspannungen . . .	{ leeres Becken		+ 4	+ 6	+ 2	+ 6
	{ volles Becken		+ 17	+ 10	+ 8	+ 9
Wärmespannungen im Längsschnitt .	+ 30	+ 20	+ 30	+ 20		
Wärmespannungen im Querschnitt:						
1. ohne Sonnenbestrahlung . . .	{ Süd	± 12	± 12	± 12	± 12	± 12
	{ Mitte	± 6	± 6	± 6	± 6	± 6
	{ Nord	± 12	± 12	± 12	± 12	± 12
2. bei Sonnenbestrahlung . . . .	{ Süd	+ 27	—	+ 27	—	—
	{ Mitte	— 7	—	— 7	—	—
	{ Nord	+ 15	—	+ 15	—	—
3. Biegungsspannungen infolge Bestrahlung	{ Süd	+ 3,5	—	+ 5	—	—
	{ Mitte	± 0	—	± 0	—	—
	{ Nord	— 3,5	—	— 5	—	—

Höchstspannungen:

Luft- seite	Süd	17 + 30 + 3,5 = 50,5	10 + 20 = 30	8 + 30 + 5 = 43	20 + 9 = 29
	Mitte	17 + 30 + 0 = 47	10 + 20 = 30	8 + 30 + 0 = 38	20 + 9 = 29
	Nord	17 + 30 - 3,5 = 43,5	10 + 20 = 30	8 + 30 - 5 = 33	20 + 9 = 29
Wasser- seite	Süd	4 - 12 = - 8	6 - 12 = - 6	+ 2 - 12 = - 10	6 - 12 = - 6
	Mitte	4 - 7 = - 3	6 - 6 = 0	+ 2 - 7 = - 5	6 - 6 = 0
	Nord	4 - 12 = - 8	6 - 12 = - 6	+ 2 - 12 = - 10	6 - 12 = - 6

Gewölbesperren stimmen. Es müßten bei solchen infolge des kleinen Zentriwinkels und des ungünstigen Verhältnisses von Gewölbestärke zu Sehnenlänge Überanstrengungen eintreten, die zur sofortigen Zerstörung eines Ringstücks zwischen zwei benachbarten Rissen führen würden. Dies ist nicht der Fall.

Umgekehrt mag es rechnermäßig zutreffen, daß für gleichen Zentriwinkel die Spannungen aus gleichmäßiger Wasserlast und Temperaturänderung, Schwinden und Quellen nur vom Verhältnis der Gewölbestärke zur Sehnenlänge abhängig sind (Kelen S. 42), daß sie also für jeden Maßstab der Zeichnung gelten.

Tatsächlich wachsen die Chancen der Störung des elastischen Systems, der Material- und Baufehler, der Änderungen der elastischen Eigenschaften im Laufe der Zeit mit den Abmessungen.

Die Talhänge oder Pfeiler einerseits und die Gründungsfuge andererseits bilden einen Rahmen mit einer Einflußzone auf das dazwischenliegende Gewölbefeld. Der Einfluß der Gründungsfuge ist um so geringer, je flacher die Neigung und je größer die Höhe des Feldes, derjenige der Kämpferfuge, je größer die Spannweite. Das enge Feld wird vom Rahmen ganz, aber verlaufend beherrscht.

Der vereinte statische und elastische Widerstand nähert sich mit der Zeit dem rein statischen. Zerstörungserscheinungen können vorzeitig beide Widerstände einzeln oder vereint abschwächen oder gänzlich aufheben.

Kelen drückt die Abmessungen des Gewölberinges vom Schwerpunktshalbmesser  $r$ , der Höhe  $1,0$ , dem Zentriwinkel  $2\alpha$  ( $\alpha = \varphi_0$ ), der Sehnenlänge  $2l$ , der radialen Stärke  $n$  durch  $\alpha$  und das Verhältnis  $\nu = \frac{n}{l}$  aus.

(Noetzi, Am. Soc. of C. E. 1923/1076, wählt statt dessen das Verhältnis von Gewölbstärke zu Pfeilhöhe.)

Dadurch können die auf die Abmessungen bezüglichen Werte und Hilfswerte der Elastizitätsgleichungen unabhängig von Maßstab und Maßsystem zeichnerisch oder tabellarisch dargestellt werden.

Der symmetrisch gestaltete und belastete eingespannte Bogen ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch Unbestimmte werde das Biegemoment  $X$  und der Horizontal-schub  $H_e$  angenommen — beide im elastischen Schwerpunkt des Bogens angreifend (Abstand desselben vom Gewölbemittelpunkt  $= \xi = \frac{r \sin \alpha}{\alpha}$ ).

Die Bedingung für die Unverschieblichkeit eines Ringquerschnitts gegen Drehung lautet bei konstantem  $E$  und  $J$ :

$$(1) \quad \frac{1}{EJ} \int M ds = 0 = \int M ds.$$

Für einem beliebigen Punkt der Gewölbeschwerpunktslinie mit der Ordinate  $y$ , bezogen auf  $H_e$  als Abszissenachse, ist, wenn  $\mathfrak{M}$  das Lastmoment des statisch bestimmten Systems:

$$M = \mathfrak{M} + X + H_e y; \quad \int M ds = \int \mathfrak{M} ds + X \int ds + H_e \int y ds = 0$$

und, da  $\int y ds$  bezogen auf eine Schwerpunktsachse  $= 0$ ,

$$(1a) \quad X = - \frac{\int \mathfrak{M} ds}{\int ds}.$$

Es ist der Nenner  $\int ds = \int_{-\alpha}^{+\alpha} r d\varphi = 2r\alpha = \frac{2\alpha}{\sin \alpha} l$ , da  $r = \frac{l}{\sin \alpha}$ ,

$$(1b) \quad X = - \frac{\int \mathfrak{M} ds}{\frac{2\alpha l}{\sin \alpha}}.$$

Die Bedingung für die Unverschieblichkeit des Querschnitts gegen Horizontalverschiebung lautet für den Punkt mit der Ordinate  $y$  und den zugehörigen Halbmesser  $r$ , welcher mit der Symmetrieachse des Ringes den Winkel  $\varphi$  einschließt, wenn  $N$  die Normalkraft und  $F$  der Ringquerschnitt,

$$(2) \quad \frac{1}{EJ} \int M ds y + \frac{1}{EF} \int N ds \cos \varphi = 0,$$

die Normalkraft im statisch bestimmten System  $= \mathfrak{N}$  gesetzt, ist:

$$N = \mathfrak{N} + H_e \cos \varphi;$$

diesen und den vorher ermittelten Wert für  $\int M ds$  in Gl. 2 eingesetzt, ergibt:

$$\frac{1}{J} \int \mathfrak{M} ds y + \frac{X}{J} \int ds y + \frac{H_e}{J} \int y^2 ds + \frac{1}{F} \int \mathfrak{N} \cos \varphi ds + \frac{H_e}{F} \int \cos^2 \varphi ds = 0.$$

Es verschwindet wieder das Glied mit  $\int ds y$  und es ergibt sich:

$$(2a) \quad H_e = - \frac{\frac{F}{J} \int \mathfrak{M} y ds + \int \mathfrak{N} \cos \varphi ds}{\frac{F}{J} \int y^2 ds + \int \cos^2 \varphi ds}.$$

Das erste Glied des Nenners wird für  $y = r \left( \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \varphi \right)$ ;

$$F = n \cdot 1,0; \quad J = \frac{n^3}{12}; \quad ds = r d\varphi;$$

$$\frac{F}{J} \int y^2 ds = \frac{12 r^2}{n^2} \int_{-a}^{+a} \left( \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \varphi \right)^2 r d\varphi.$$

Nach Quadrierung und Integration ergibt sich:

$$\frac{F}{J} \int y^2 ds = \frac{12 r^3}{n^2} \underbrace{\left( \frac{1}{2} \sin 2\alpha + \alpha - \frac{2 \sin^2 \alpha}{\alpha} \right)}_{k_1} = \frac{12 r^3}{n^2} k_1.$$

Das zweite Glied des Nenners

$$\int \cos^2 \varphi ds = r \int_{-a}^{+a} \cos^2 \varphi d\varphi = r \underbrace{\left( \frac{1}{2} \sin 2\alpha + \alpha \right)}_{k_2} = r k_2;$$

setzt man für  $r = \frac{l}{\sin \alpha}$  und für  $n = \nu l$ , so erhält man:

$$(2b) \quad H_e = - \frac{\frac{F}{J} \int \mathfrak{N} y ds + \int \mathfrak{N} \cos \varphi ds}{\left( \frac{12}{\nu^2 \sin^3 \alpha} k_1 + \frac{1}{\sin \alpha} k_2 \right) l}$$

Als statisch bestimmtes System  $A$  wird für gleichmäßige Wasserlast, gleichmäßige Temperaturänderung, Schwinden und Temperaturunterschied zwischen äußerer und innerer Leibung, der frei gelagerte Bogenring angenommen, da in letzterem diese Einwirkungen (zentrische Ringspannungen) kein Biegemoment hervorbringen. Die für die Kämpferfuge ermittelten statisch unbestimmten Kräfte und Momente sind Auflager = widerstehende Kräfte. Der elastische Schwerpunkt ist mit den Widerlagern verbunden.

Für veränderlichen Wasserdruck und Eigengewicht wird als Hauptsystem  $B$  der halbe eingespannte Bogen (Konsole) angenommen. Die statisch Unbestimmten sind angreifende Kräfte, der elastische Schwerpunkt ist mit dem Bogen verbunden.

Die Normalkraft in einem Querschnitt soll als positiv angenommen werden, wenn sie Druckspannungen erzeugt, das Biegemoment, wenn es wasserseitig Druckspannungen erzeugt. Betrachtet man das Kämpferstück eines Bogens, so ruft ein links drehendes Moment, betrachtet man das Scheitelstück, so ruft ein rechts drehendes Moment wasserseitig Druckspannungen hervor. Sie sind also in beiden Fällen positiv anzunehmen. Dabei ist zu beachten, daß, bezogen auf die  $H_e$ -Achse, die Ordinate  $y$  nach oben negativ, nach unten positiv ist.

a) Gleichmäßiger Wasserdruck. Im statisch bestimmten System entsteht aus dem gleichmäßigen Wasserdruck kein Biegemoment  $\mathfrak{N} = 0$ , daher auch  $X = 0$  (Gl. 1b), sondern nur Normal-(Ring-)Spannungen  $\mathfrak{N} = p r_a$ , wo  $p =$  dem Wasserdruck im Scheitel  $h \gamma$  und  $r_a$  der Halbmesser der äußeren Gewölbeleibung

$$r_a = r + \frac{n}{2} = \frac{l}{\sin \alpha} + \frac{\nu l}{2} = l \left( \frac{1}{\sin \alpha} + \frac{\nu}{2} \right).$$

$$(3) \quad \frac{r_a}{r l} = \underbrace{\left( \frac{1}{\nu \sin \alpha} + \frac{1}{2} \right)}_{\frac{\lambda}{2}} = \lambda; \quad r_a = \nu l \lambda; \quad \mathfrak{R} = h \gamma \nu l \lambda$$

$$\int_{-\alpha}^{+\alpha} \cos \varphi ds = \int_{-\alpha}^{+\alpha} \cos \varphi r d\varphi = 2 r \sin \alpha = \frac{2 l}{\sin \alpha} \sin \alpha = 2 l.$$

Setzt man diese Werte in (2b) ein, so erhält man für den aus gleichmäßigem Wasserdruck entstehenden Horizontalschub:

$$(2c) \quad H_w = \frac{-h \gamma \nu l \lambda 2 l}{\left( \frac{12}{\nu^2 \sin^3 \alpha} k_1 + \frac{k_2}{\sin \alpha} \right) l} = \frac{-2 \lambda \nu \sin \alpha}{\underbrace{\frac{12 k_1}{\nu^2 \sin^2 \alpha} + k_2}_{H'}} \gamma h l = -H' \gamma h l^1).$$

Ermittlung des Biegemoments und der Normalkraft im Kämpfer.

$H_w$  wirkt der Verkürzung des Bogens durch die Normalkraft entgegen und ist daher negativ.  $H_w$  ist die einzige Biegekraft und hat in bezug auf jeden Bogenpunkt das lineare Moment  $H_w y$ , (im Scheitel  $H_w y_1$ , im Kämpfer  $H_w y_0$ ).

$$(4) \quad \begin{cases} y_0 = \xi - r \cos \alpha = r \left( \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \alpha \right) = l \left( \frac{1}{\alpha} - \text{ctg } \alpha \right) \\ y_1 = r - r \cos \alpha - y_0 = \frac{l}{\sin \alpha} (1 - \cos \alpha) - l \left( \frac{1}{\alpha} - \text{ctg } \alpha \right) \\ \frac{y_1}{y_0} = \frac{\frac{1}{\sin \alpha} - \text{ctg } \alpha}{\frac{1}{\alpha} - \text{ctg } \alpha} = 1. \end{cases}$$

Noetzli nimmt  $\frac{y_1}{y_0}$  in Proc. Am. Soc. C. E. 1923/1077 überschläglichs zu  $\frac{1}{2}$  an, genauer aus folgender Zusammenstellung:

$\alpha =$	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°
$\frac{y_1}{y_0}$	0,516	0,52	0,524	0,53	0,534	0,54	0,547	0,554	0,562	0,571

Der Hebelarm  $y_0$  des Kämpfermoments aus gleichmäßigem Wasserdruck (ebenso aus Temperatur und Schwinden) ist erheblich größer als jedes andere  $y$ , insbesondere das des Scheitelmoments, und daher maßgebend. Letzteres ergibt sich aus

$$M_{ws} = - \frac{M_{wk} y_1}{y_0} \quad (y_1 \text{ negativ}).$$

Nach Gl. 2c u. 4 ist das Kämpfermoment

$$(5) \quad M_{wk} = H_w y_0 = H_w l \underbrace{\left( \frac{1}{\alpha} - \text{ctg } \alpha \right)}_{y_0'} = H_w l y_0'^2$$

$$M_{wk} = - \gamma h l H' l y_0' = - \gamma h l^2 \frac{H'}{M'} y_0'^2 = - \gamma h l^2 M'^2$$

<sup>1)</sup> Die  $\lambda$  und  $H'$  werden als Ordinaten für verschiedene Werte des Verhältnisses  $\nu = \frac{n}{l} = 0,05; 0,10; 0,15$  usw. als Abszissen, je als Kurven für  $\alpha = 90^\circ, 85^\circ, 80^\circ$  zeichnerisch oder tabellarisch dargestellt.

<sup>2)</sup>  $y_0'$ ;  $M'$  (vgl.  $\lambda$  u.  $H'$ );  $N_{wk}^2$   $\sigma_{wk}'$  werden als Ordinaten für die Verhältniszahlen  $\nu = \frac{n}{l}$  als Abszissen, je für verschiedene Werte von  $\alpha$  zeichnerisch oder tabellarisch dargestellt.

Die Schlußkraft im Kämpfer  $R_{wk}$  ergibt sich (vgl. Abb. 142  $R = S$ ;  $R_{wv} = R$ ) aus der Auflagerreaktion des Ringes  $R = p r_a = \gamma h \lambda \nu l$  (nach Gl. 3) und  $-H_w = -H' \gamma h l$  (Gl. 2c). Ihre in die Kämpfertangente fallende, senkrecht zum Kämpferquerschnitt gerichtete Teilkraft ist

$$(6) \quad \begin{aligned} N_{wk} &= R + H_w \cos \alpha = \gamma h \lambda \nu l - H' \gamma h l \cos \alpha \\ &= \gamma h l (\lambda \nu - H' \cos \alpha) = \gamma h l N'_{wk.1} \end{aligned}$$

Die größten Randspannungen in der Kämpferfuge ergeben sich daher aus 5 u. 6 zu

$$\sigma_{wk} = \frac{N_{wk}}{F} \pm \frac{M_{wk}}{W} \quad \text{für } F = n \cdot 1; \quad \text{für } W = \frac{n^2}{6}; \quad \nu = \frac{n}{l}$$

$$\sigma_{wk} = \frac{1}{\nu} \underbrace{\left( N'_{wk} \mp \frac{6 M'}{\nu} \right)}_{\sigma'_{wk}} \gamma h = \sigma'_{wk} \gamma h.1)$$

Das obere Vorzeichen gilt für die Wasserseite und ergibt für  $\frac{6 M'}{\nu} > N'_{wk}$  Zugspannungen. Diese können durch einen großen Zentriwinkel  $2\alpha$  gemildert und durch Zulassung einer größeren luftseitigen Pressung (kleines  $\nu$ , also geringe Wandstärke) überdeckt werden.

Es muß z. B. nach Zusammenstellung IX für  $\nu = 0,4$  der Winkel  $\alpha > 82^\circ$  sein, um wasserseitige Zugspannungen in der Kämpferfuge und damit für alle anderen Fugen auszuschließen.

Die Scheitelpressungen aus gleichmäßigem Wasserdruck berechnen sich aus:

$$M_{ws} = -M_{wk} \frac{y_1}{y_0} \quad \text{zu} \quad \sigma_{ws} = \left( \lambda - \frac{H'}{\nu} \pm \frac{6 M'}{\nu^2} \cdot \frac{y_1}{y_0} \right) \gamma h,$$

wobei das  $+$ -Zeichen für die Wasserseite gilt.

Beispiel  $l = 7,0$  m;  $h = 40$  m;  $\alpha = 75^\circ$ . Größte zugelassene Kämpferkantenpressung luftseitig  $\sigma_{wkl} = 300$  t/m<sup>2</sup> =  $\sigma'_{wkl} \gamma h$ .

$\sigma'_{wkl} = \frac{300}{40} = 7,5$ , daher aus Zusammenstellung IX luftseitig für  $\alpha = 75^\circ$ :  $\nu = 0,30$   
 $n = \nu l = 2,10$  m.

Wasserseitig für  $\alpha = 75^\circ$ ;  $\nu = 0,30$ :  $\sigma'_{wkw} = 0,2$   
 $\sigma_{wk} = 0,2 \cdot 40 = 8$  t/m<sup>2</sup>.

Aus der Zusammenstellung läßt sich leicht nachweisen, daß bei linear nach der Krone zu abnehmender Gewölbestärke die Einheitspressungen aus gleichmäßigem Wasserdruck nach oben abnehmen, die oberen Ringe also gegenüber den unteren geringer beansprucht sind.

b) Temperatur- und Schwindspannungen. Es sei vorausgeschickt, daß außer dem Schwinden beim Abbinden des Betons an der Luft und der Ausdehnung desselben beim Erhärten unter Wasser auch später noch durch Quellen oder Austrocknen des Mauerkörpers Formänderungen eintreten, welche die Wirkungen der Wärmeausdehnungen überdecken. Vgl. die Versuche an der Katarakt-Schwerkraftmauer, S. 145 unter  $\zeta$ .

Der Kelensche Vorschlag, die Wirkung der Wasserlast und der Temperatur zugunsten eines sparsamsten Gewölbequerschnitts gewissermaßen gegeneinander auszubalancieren,  $H_w + H_t = 0$ , gewinnt daher erst Wert, wenn Versuche in dieser Richtung vorliegen. —

<sup>1)</sup>  $y_0$ ;  $M'$  (vgl.  $\lambda$  u.  $H'$ );  $N'_{wk}$ ,  $\sigma'_{wk}$  werden als Ordinaten für die Verhältniszahlen  $\nu = \frac{n}{l}$  als Abszissen, je für verschiedene Werte von  $\alpha$  zeichnerisch oder tabellarisch dargestellt.

Mit Rücksicht auf die wärmeausgleichende Wirkung des Stauwassers und die teilweise spannungslose Nachgiebigkeit des Gewölbes und der Auflager werden Temperaturschwankungen von  $\pm 10^\circ$ , im Hochgebirge  $\pm 15^\circ$ , angenommen. Als Schwindmaß ist nach den amtlichen Bestimmungen  $\frac{1,5 \text{ m}}{10\,000} \approx \frac{15^\circ}{100\,000}$  gleichmäßige Temperaturänderung zu setzen.

Der gleichmäßige Temperaturabfall im Bogenring wirkt wie die gleichmäßige Ringspannung  $R$  im Grundsystem  $\mathfrak{M}$ , nur daß außer dem Biegemoment auch die Normalkraft  $\mathfrak{N}$  wegfällt und nur der im elastischen Schwerpunkt des Bogens wirkende Horizontalschub  $H_t$  übrig bleibt.

Die konstante Ringspannung  $R$  veranlaßt eine Verkürzung jedes Bogenelements  $\Delta ds_w = \frac{R ds}{E F}$ . Die Verhinderung der Verkürzung der ganzen Bogenspannweite  $2l$  erzeugt den Horizontalschub  $H_w$  im elastischen Schwerpunkt.

Ebenso wird durch den Temperaturabfall um  $t_0$  jedes Bogenelement um  $\Delta ds_t = \omega t ds$  verkürzt und der Horizontalschub  $H_t$  erzeugt.  $E$  ist hierbei der Elastizitätsbeiwert des Betons = 2 000 000 t/m<sup>2</sup>;  $\omega$  der Wärmeausdehnungsbeiwert desselben 0,000 01. Es verhält sich

$$\frac{\Delta ds_t}{\Delta ds_w} = \frac{\omega t ds}{\frac{R ds}{E F}} = \frac{\omega t E F}{R} = \frac{H_t}{H_w}$$

$$R = \gamma h \lambda \nu l \text{ (Gl. 3); } \quad H_w = -H' \gamma h l; \quad F = n = \nu l.$$

$$(2d) \quad H_t = \omega t E \frac{F}{R} \quad H_w = \frac{\omega t E \nu l H' \gamma h l}{\gamma h \lambda \nu l} = \pm \frac{\omega E t H' l}{\lambda}$$

$$\frac{\omega E}{\lambda} = \frac{0,000\,01 \cdot 2\,000\,000}{\lambda} = \frac{20}{\lambda} \text{ t/m}^2. ^1)$$

$t^\circ$  ist je nachdem höher oder niedriger als Bautemperatur mit  $+$  oder  $-$  in Gl. 2d einzusetzen. Das größte Moment entsteht im Kämpfer

$$M_{tk} = H_t y_0 = \frac{E \omega t l H' l y_0'}{\lambda} = \frac{E \omega t l^2 M'}{\lambda} \quad (\text{vgl. Gl. 5})$$

$$N_t = H_t \cos \alpha = \frac{E \omega}{\lambda} t l H' \cos \alpha$$

$$\sigma_{tk} = \frac{N_t}{\nu l} \pm \frac{6 M_t}{\nu^2 l^2} = \frac{1}{\nu} \left( H' \cos \alpha \pm \frac{6 M'}{\nu} \right) \frac{E \omega t}{\lambda} = t \sigma'_{tk}.$$

Vgl. Zusammenstellung IX.

$$\text{Für den Scheitel ist } N_{ts} = H_t; \quad \frac{N_{ts}}{n} = \frac{E \omega t H'}{\lambda \nu}$$

$$M_{ts} = -\frac{y_1}{y_0} M_{tk}; \quad \frac{6 M_{ts}}{n^2} = \frac{6 M_{ts}}{\nu^2 l^2} = -\frac{6 E \omega t y_1 M'}{\lambda y_0 \nu^2}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{E \omega t}{\lambda} \left( \frac{H'}{\nu} \mp \frac{6 y_1 M'}{y_0 \nu^2} \right)$$

Das obere Vorzeichen gilt für die Wasserseite.  $t^\circ$  ist mit seinem Vorzeichen einzusetzen. Das Vorzeichen der Spannung wird durch dasjenige der Temperatur  $t$  bedingt. Die Schwindspannungen addieren sich zu den Kältespannungen  $-10^\circ - 15^\circ$

<sup>1)</sup> Zeichnerische oder rechnerische Darstellung in bezug auf  $\nu$  und  $\alpha$ .

## Zusammenstellung IX.

Hilfswerte zur Berechnung der Kämpferkantenpressungen

a) aus gleichmäßigem Wasserdruck

$$\text{luftseitig: } \sigma'_{wkl} = \frac{1}{\nu} \left( N'_{wk} + \frac{6M'}{\nu} \right)$$

[Für die Gleichung:  $\sigma_{wkl} = \gamma h \sigma'_{wkl}$ ]

$$\text{wasserseitig: } \sigma'_{wkw} = \frac{1}{\nu} \left( N'_{wk} - \frac{6M'}{\nu} \right)$$

[Für die Gleichung:  $\sigma_{wkw} = \gamma h \sigma'_{wkw}$ ]

$\nu = \frac{n}{l} =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
$\alpha = 90^\circ$	22,3	12,6	9,4	7,8	6,9	6,2	5,8	5,4	18,5	8,2	4,8	3,2	2,2	1,5	1,0	0,6
85	22,8	13,0	9,7	8,2	7,3	6,6	6,1	5,8	7,9	4,5	2,8	1,8	1,1	0,6	0,2	0,2
80	23,2	13,5	10,4	8,7	7,7	7,0	6,5	6,2	7,6	4,1	2,4	1,3	0,6	0,2	-0,2	-0,2
75	24,2	14,3	10,9	9,3	8,3	7,5	7,0	6,6	7,2	3,7	1,9	0,9	0,2	-0,3	-0,6	-0,6
70	25,3	15,2	11,7	10,0	8,9	8,2	7,6	7,1	6,8	3,2	1,3	0,3	-0,3	-0,8	-1,2	-1,2
65	27,1	16,3	12,8	10,9	9,7	8,9	8,2	7,7	6,3	2,6	0,7	-0,3	-1,0	-1,5	-1,8	-1,8
60	29,0	17,9	14,0	11,0	10,6	9,6	8,8	8,3	5,8	1,9	0,0	-1,2	-1,7	-2,2	-2,3	-2,3
55	31,5	19,8	15,6	13,3	11,8	10,6	9,6	8,9	5,1	1,1	-0,9	-2,0	-2,6	-2,9	-3,1	-3,1
50	34,8	22,1	17,5	14,9	13,0	11,7	10,5	9,5	4,1	0,0	-2,1	-3,1	-3,6	-3,8	-3,9	-3,9
45°	39,1	25,2	20,0	17,0	14,7	13,0	11,5	10,3	16,5	2,9	-1,5	-3,6	-4,5	-4,8	-4,9	-4,8

b) aus gleichmäßiger Temperaturänderung (Schwinden)

 $E_w = 20 \text{ t/m}^2 \text{ für } 1^\circ \text{ C; } n = \nu l; \sigma_{tk} = t \sigma'_{tk}$ 

$$\text{luftseitig: } \sigma'_{tkl} = \frac{1}{\nu} \left( H'_{\cos \alpha} + \frac{6M'}{\nu} \right) \frac{E_w}{\lambda}$$

$$\text{wasserseitig: } \sigma'_{tkw} = \frac{1}{\nu} \left( H'_{\cos \alpha} - 6M' \right) \frac{E_w}{\lambda}$$

$\alpha = 90^\circ$	2,2	4,4	6,3	8,5	10,4	16,3	14,2	16,0	2,0	4,3	6,3	8,4	10,3	12,3	14,2	16,0
85	2,6	5,0	7,3	9,7	12,0	14,1	16,1	18,1	2,4	4,9	7,3	9,6	12,1	14,3	16,4	18,4
80	3,0	5,7	8,5	11,1	13,7	16,0	18,3	20,3	2,9	5,8	8,6	11,3	14,1	16,5	18,5	21,1
75	3,5	6,5	9,7	12,7	15,5	18,0	20,4	22,5	3,3	6,6	9,8	13,0	16,0	19,0	21,6	24,2
70	4,0	7,6	11,1	14,3	17,3	20,1	22,5	24,6	3,8	7,7	11,4	15,1	18,4	21,7	24,7	27,2
65	4,5	8,7	12,6	16,2	19,4	22,3	24,8	26,7	4,4	8,9	13,1	17,3	21,2	24,6	28,0	30,5
60	5,2	10,0	14,2	18,2	21,5	24,3	26,7	28,4	5,1	10,3	15,2	19,8	24,9	27,8	31,1	33,7
55	6,0	11,3	16,1	20,3	23,8	26,4	28,5	30,0	5,9	12,0	17,5	22,6	27,2	31,4	34,7	37,4
50	6,8	12,8	18,0	22,3	25,7	28,2	30,0	30,5	6,8	13,7	19,9	25,4	30,5	34,7	38,1	40,5
45°	7,8	14,6	20,3	24,7	27,8	29,6	30,5	30,8	7,9	15,9	22,8	29,3	34,6	38,5	41,4	43,4

(Schwinden) und ergeben wasserseitig Zug. Geringe Bogenstärken  $n$  bzw.  $\nu$  vermindern die Wirkung des Temperaturabfalls und erhöhen die ausgleichenden Wasserlastspannungen.

c) Temperaturunterschiede zwischen äußerer und innerer Leibung. Zu den gleichmäßigen Temperaturspannungen im ganzen Querschnitt können noch Spannungen treten, welche durch Temperaturabfall von der einen nach der anderen Leibung entstehen. Den Verlauf der Temperatur und Spannungslinie im Querschnitt dünner Wände kann man sich durch einen neutralen Mittelpunkt geradlinig denken.

Die Wasserseite sei um  $\frac{\Delta t}{2}$  wärmer als die neutrale Faser; so würde sich die äußere Faser eines Ringstückes um  $\frac{\Delta ds}{2}$  verlängern und infolge der Unverschieblichkeit der Widerlager eine Druckspannung hervorrufen:

$$\frac{\Delta ds}{2} = ds \omega \frac{\Delta t}{2}$$

Das Verlängerungsverhältnis ist

$$\varepsilon = \frac{\Delta ds}{2 ds} = \omega \frac{\Delta t}{2}; \quad \sigma \Delta t = E \varepsilon = E \omega \frac{\Delta t}{2} \quad (\text{Hookesches Gesetz}).$$

Ein Moment, welches dieselbe Spannung hervorbringt, würde sein:

$$\sigma_{At} = \frac{1}{2} E \omega At = \frac{M_{At}}{W} = \frac{C M_{At}}{n^2}; \quad l^2 \nu^2 = n^2$$

$$M_{At} = \frac{1}{12} E \omega \nu^2 l^2 At = \underbrace{M'_{At}}_{M'_{At}} l^2 At.$$

Für  $E \omega = 20 \text{ t/m}^2$  für je  $1^\circ\text{C}$  wird  $M'_{At} = \frac{5}{3} \nu^2$ :

$$\sigma_{At} = 10 At \text{ in } \text{t/m}^2 = At \text{ in } \text{kg/cm}^2.$$

Für  $E \omega 20 \text{ t/m}^2$  sind die Randspannungen in  $\text{kg/cm}^2 =$  Temperaturunterschied der inneren und äußeren Leibung  $At$  in  $^\circ\text{C}$ , und zwar entstehen an der wärmeren Seite Druckspannungen.

### 7. Zusammenfassung.

Die jetzt übliche Form der Pfeilersperren ist entstanden aus einer Kombination von Schwerkraftmauer und Platte oder Gewölbe:

a) aus der Anwendung des Trapezgesetzes für die Berechnung bzw. den Ausgleich der senkrechten Pressungen der wagerechten Fuge;

b) aus der Vorstellung, daß dem Auftrieb eine Auflast, dem wagerechten Wasserdruck ein Reibungswiderstand entgegenwirken müsse;

c) aus der Absicht, für die Decke — Platte oder Gewölbe — ein dichtschießendes Auflager bzw. eine Verspannung durch Eigengewicht auch bei leerem Becken zu erzielen;

d) aus der Absicht, nicht nur das Gewicht, sondern auch die Festigkeit des Materials zwecks Kostenersparnis aufs äußerste auszunutzen und daher die Zugspannungen durch Bewehrung aufzunehmen: Eisenbeton.

Die Form wird weder der Schwerkraftmauer noch dem Gewölbe gerecht.

#### a) Trapezgesetz oder Strebenwirkung.

Für die Schwerkraftmauer ergibt das Trapezgesetz außer der richtigen Massenwirkung gleichzeitig auch die richtige konstruktive Form der Stützmauer zur Übertragung der wagerechten Wasserlast auf den Baugrund.

Dies wird bei der Pfeilersperre durch die Berechnung nicht in gleichem Maße erreicht, weil die Wasserauflast gegenüber Mauerauflast ein viel geringeres Raumgewicht besitzt und nicht wie letztere mit dem Stützkörper zu gemeinsamem Widerstand verbunden ist.

Hier führt das Trapezgesetz merkwürdigerweise meist für den Pfeiler zu der verkehrten Form einer viel zu steilen Luftseite,<sup>1)</sup> während das sägeförmige Grundfugenauflager in der Regel der tatsächlich eintretenden Strebenwirkung entspricht: Es ist ein konstruktives — kein Reibungsauflager. Man kann bei der Pfeilersperre noch viel deutlicher als bei der Schwerkraftmauer erkennen, daß die Last- und Spannungsverteilung nicht nach dem Trapezgesetz, sondern nach dem Prinzip der abgestrebten Wand erfolgt. Man braucht sich den Pfeiler nur seinerseits in Streben aufgelöst zu denken. Abb. 1, 1a, 2, 152 (Eisen), 176 (Eisenbeton).

<sup>1)</sup> Link, Die Bestimmung der Querschnitte usw., S. 13 (Berlin 1910, Verlag Julius Springer), hält das rechtwinklige Dreieck mit unter  $45^\circ$  geneigter Wasserseite für „die Grundform der aufgelösten Bauweise“. Diese Pfeilerform gleicht beinahe der karrierten Abb. 2, S. 7. Sie würde ebenso wie der Querschnitt von Rochemolle (Abb. 169, S. 220) besser in umgekehrter Richtung dem Wasserdruck entgegenwirken.

Ich schalte ein, daß eine solche Bauweise, wie sie z. B. Dr. Rossin versucht hat (Kelen S. 264 u. 265), für Staumauern nicht geeignet ist. Streben und Deckenträger werden auf Biegung (Risse) beansprucht und sind in Bau und Unterhaltung teuer.

Aber die Einzelstrebenanordnung zeigt die richtige Empfindung der Lastverteilung, wie sie auch im geschlossenen Pfeiler auftreten muß.

Den weiteren Beweis für die Strebenwirkungen liefern die Bruchfugen und Rißbildungen erschütterter Mauern (Abb. 86, 93 u. 94), insbesondere der Glenesperre (vgl. Abb. 181b, den Pfeilerrest Nr. 12 und die Risse im Pfeiler Nr. 13) und der Lake Hodges-Mauer, San Dieguito, Californien (Abb. 214).

Über letztere berichtet Jacobsen in den Proceed. 1923/1128, daß Risse annähernd senkrecht zur wasserseitigen Gewölbedecke von  $\frac{1}{3}$  der Mauerhöhe bis nahe der Gründungsfuge die Pfeilerfüße und ihre Durchgangsöffnungen beiderseits verlaufend durchsetzen. Sie sind 1,5 mm und mehr weit, folgen Baufugen und sollen mit den Pfeilerdurchbrechungen der Durchgangsöffnungen nichts zu tun haben, da sie sich auch in einem Pfeiler finden, der keine Durchbrechung hat. Jacobsen und auch Dr. Maier verweisen auf das Zusammenfallen der Risse mit der Richtung der Trajektorien der Hauptspannungen.

Wie dem auch sei, so werden derartige Rißbildungen (vgl. auch Abb. 14) am besten nicht durch Bewehrung und Verankerungen in den Herdmauern, sondern durch Streben im Sinne der Abb. 2, S. 7, vermieden. Es erübrigt sich dann auch die Berechnung schräger Fugen (vgl. Gebauer, B. u. E. 1924/259, und viele andere).

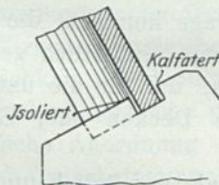


Abb. 213. Der spannungslose Eingriff der Tonnen in die Herdmauer.

#### b) Auftrieb und Gleiten.

Für eine Pfeilersperre mit flacher Wasser-

seite gilt in bezug auf den „Auftrieb“ und den Wert einer Entwässerung nicht nur das, was S. 86 u. 94 über Schwerkraftmauern gesagt ist.

Käme wirklich durch eine gemeinsame Grundplatte der Pfeiler — an deren Stelle auch eine unsicher verlagerte Felsplatte treten kann —, vor der anderweiten Zerstörung durch Abschieben, eine Auftriebwirkung durch das unter Druck gehaltene Sickerwasser<sup>1)</sup>

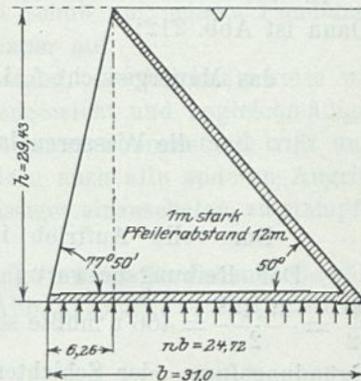


Abb. 212. Das Gleichgewicht zwischen Auftrieb und senkrechten Lasten.

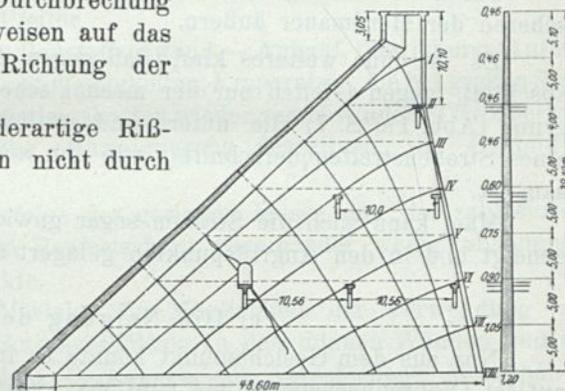


Abb. 214. San Dieguitosperre (Lake Hodges-Mauer San Diego, Californien) mit Spannungstrajektorien versehen von Dr. Maier.

Die Risse in den unbewehrten Pfeilern durchsetzen die Öffnungen und verlaufen nach den Tonnen und nach dem Fundament zu. Ein Riß ist auch in einem Pfeiler enthalten, der keine Öffnung hat. Die Risse zeigten im Mai 1922 eine größte Weite von 1,6 mm (Proceedings vom August 1923, S. 1128). Die Risse entsprechen denjenigen der Glenesperre (Abb. 181b) und die Beanspruchung der Abb. 2, S. 7.

<sup>1)</sup> Dichtung durch Spundwände (Betonkalender 1927, Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) wäre nur bei angreifbarem Baugrund denkbar. Letzterer sowie das Vorbeugungsmittel (vgl. Bd. I, S. 45) sind gänzlich unzulässig (Hauserlake, Puentes usw.).

zustande, so ist z. B. eine Mauer ähnlich den Abmessungen der Vöhrenbachsperre (Abb. 212) durch Gewicht und Auflast nur zur Aufnahme des halben Unterdrucks imstande: Es sei überschläglich das Verhältnis von Pfeilerstärke zu Pfeilerabstand  $= \frac{1}{12}$ ;  $\gamma = 2,4$ . Das Gewicht von Grundplatte und Decke werde vernachlässigt.

Dann ist Abb. 212:

$$\text{das Mauergewicht f. 1 lfd. m } \frac{b h}{2} \gamma \frac{1}{12} = \frac{31 \cdot 29,43}{2} \cdot \frac{2,4}{12} = 91,24 \text{ t}$$

$$\text{die Wasserauflast f. 1 lfd. m } \frac{n b h}{2} = \frac{24,72 \cdot 29,43}{2} = 363,77 \text{ t}$$

$$\text{die Gesamtlast } P \text{ rd. } = 455,00 \text{ t.}$$

Der volle Auftrieb in ganzer Gründungsfläche  $31 \cdot 29,43 = 912,00 \text{ t}$ .

Der Reibungsbeiwert  $f$  der Grundfläche dieser Mauer gegen den Wasserdruck  $\frac{h^2}{2} = \frac{29,43^2}{2} = 466 \text{ t}$  müßte sein  $f = \frac{466}{455} > 1$ . Bei einer unter  $\alpha$  talwärts abfallenden Gründungsfuge oder Schichtenfläche würde statt  $P$  nur zu setzen sein:  $P \cos \alpha$  und zum Wasserdruck würde noch eine Seitenkraft  $P \sin \alpha$  treten (vgl. Veninasperre, Abb. 31; Tirso, Abb. 167 c; Piano Sapeio, Abb. 170; Scoltenna, Abb. 170a; Lago d'Avio, Abb. 170b).

Die Überwindung des wagerechten Widerstandes würde sich zunächst im Abscheren der Herdmauer äußern.

Es ist ohne weiteres klar, daß gegen Auftrieb nur ein wasserdichter Baugrundabschluß, gegen Gleiten nur der mechanische Eingriff, in den wasserbeständigen Baugrund (Abb. 1a, S. 7) die untere und seitliche Verklammerung und Mörtelverbindung eines Strebenstreifenquerschnitts, wie ihn auch die Schwerkraftmauer aufweist, wirksam ist.

Man kann sich die Streben sogar gewichtlos denken, wenn sie nur zweckmäßig geneigt und in den Angriffspunkten gelagert sind (annähernd z. B. Holzstreben).

### c) Die Neigung der Wasserseite.

Nur aus dem Gesichtspunkt könnte es in Frage kommen, die ungeheure Wasserauflast (Vöhrenbachsperre 364 t/lfd. m), durch eine einheitlich geneigte oder konkave Decke auf Bauwerk und Baugrund zu übertragen, um für die unteren Strebenstreifen (Abb. 1, S. 6) eine günstigere Neigung, für die Decken oder Gewölbe eine dichte Pfeilerauflagerung zu erzielen.

Dies hat sich indessen bei Gewölbesperren als unmöglich und auch als überflüssig erwiesen.

Das geneigt liegende Gewölbe einschl. der Wasserauflast stellt nur eine Pfeilerbelastung, bei steiler Luftseite allenfalls eine Zuggurtung dar (Ausdehnungsfugen, wie sie etwa nach vorstehender Skizze (Abb. 213) zur Vermeidung unberechenbarer Spannungen an der Übergangsstelle von Tonne und Herdmauer möglich wären, würden die Ankerwirkung aufheben).

Das senkrecht stehende Gewölbe ist auch ohne Pfeiler eine standfähige Konstruktion (Ringstrebe Abb. 134). Sein volles Gewicht wirkt Zugspannungen und Auftrieb entgegen und spannt die Gewölberinge in einer Lastverteilung ähnlich der Wasserseite der Schwerkraftmauer ein.

Die plastischen Formänderungen durch die Eigengewichtsbelastung vorwegzunehmen oder durch die Eisenbewehrung zu verhindern ist in bezug auf Ribbildung nachteilig.

Eher wäre der dadurch mögliche Spannungsausgleich durch plastischen (bituminösen) Mörtel in Steinfugen (in dieser Beziehung besser als der gleichmäßig starre Beton) zu begünstigen. Der in der Richtung geringsten Drucks ausweichende Mörtel würde auch in den rechnerungsmäßig gezogenen Fugen Druck hervorbringen (Bleiunterlagen für Werksteinauflager).

Das stehende Gewölbe baut sich ohne Knick und Schub auf seinem Fundament und nicht auf dem Pfeiler und einer schwachen Herdmauer auf.

Bei senkrechten Tonnen vermindert sich die Belastung, die Wirkungsweise wird klarer, es entfallen die Einspannungsmomente aus Eigengewicht und ungleichmäßigem Wasserdruck. Nicht nur die Bestrahlung bei ungünstigstem Sonnenstand trifft unter einem günstigeren Winkel eine kleinere Fläche, sondern auch alle anderen Angriffe.

Die kleinere Fläche ist billiger, leichter und zuverlässiger einzuschalen, zu stampfen, zu dichten und zu unterhalten.

Die Ersparnis an Gewölbefläche für 1 lfd. m Mauerlänge beträgt für stehende Gewölbe gegenüber den Abmessungen der Vöhrenbachsperre (Abb. 212)  $38,4 - 29,4 = \text{rd. } 9 \text{ m}^2$  oder beinahe 24%.

d) Der technische Wert und die Wirtschaftlichkeit der Eiseneinlagen.

Die Pfeilersperre bietet folgende Vorteile gegenüber der Schwerkraftmauer:

α) Die Ausnutzung der Felsoberfläche des Talquerschnitts nach Beschaffenheit und Höhenlage für die Gründung der Pfeiler.

β) Geringerer (aber hochwertigerer) Baustoffaufwand — Ankauf, Gewinnung, Anfuhr, Einbau — und bessere Ausnutzung der Baustofffestigkeiten, Ersparnisse, die bei großen Stauhöhen infolge der Pfeilerausladung und Rüstungskosten wieder verschwinden (Tirsosperre!).

γ) Die Erleichterung des Aushubs (Verminderung desselben), der Gründung, Wasserhaltung und Bachabführung.

δ) Die schnelle Bauausführung infolge der geringen Masse und der zahlreichen, in Heranführung der Baustoffe und im Baufortschritt voneinander wenig abhängigen und leicht zugänglichen Bauangriffspunkte.

ε) Das bessere Abbinden des Mörtels, die Möglichkeit der Verwendung von Eiseneinlagen in angemessenem Querschnittsverhältnis zu den dünnen Wänden und die Milderung der Wirkung ungleichmäßiger Sackungen für verschiedene Mauerhöhen.

ζ) Die Möglichkeit der Benutzung der Spannbogen, Versteifungs- und Ankerbalken für Einrüstung, Verbindungsstege und Einbauten.

η) Die einfache Anordnung von Überfällen (Gegendecken, Wasserpolster), die Durchführung und Unterbringung der Entnahmevorrichtungen, der Einbau von Kraftanlagen u. dgl. in den Pfeilerzwischenräumen.

θ) Die Elastizität aller Bauglieder und die einfache Anordnung von Ausdehnungsmöglichkeiten langer gerader Bauwerke.

ι) Die leichte Zugänglichkeit, Überwachung und Ausbesserung in den Pfeilerzwischenräumen, insbesondere die Beobachtung der Wirkungen des Druckwassers in Bohrlöchern und Brunnen, die Erleichterung aller nachträglichen Maßnahmen zur Sicherung des Baugrundes.

Ein Teil dieser Vorteile wird gesteigert und auf absehbare Zeit eine erhöhte Standfähigkeit gesichert durch die Aufnahme der Zugbeanspruchungen des Betons durch Eiseneinlagen.

Die Frage der Zulässigkeit der bewehrten Bauweise für Talsperren kann nach den Erfahrungen der letzten 20 Jahre nicht abschließend beantwortet werden.

Es ist kein Zweifel, daß die Bewehrung der bisher ausgeführten Sperren vorläufig im allgemeinen ihre Schuldigkeit getan hat. Die Grundlage ihrer Berechnung und ihrer dauernden Haltbarkeit ist die vollkommene Unversehrtheit des Bauwerks in allen seinen Teilen.

In Beton u. Eisen 1910, Heft XI u. XII wird darauf hingewiesen, daß an positiv geladenen Eisenkörpern Rostbildungen auftreten, welche den umhüllenden Beton sprengen. Das Rosten wird aber im allgemeinen durch die alkalische Reaktion des beim Abbinden des Zementes abgespaltenen Calciumhydroxyds verhindert. Das sich bildende Hydrokarbonat löst sogar unter Mitwirkung von Alkalisulfat (Gips) vorhandenen Rost auf. Das Eisen zeigt dann metallische Oberfläche. (Bleibt die Haftfestigkeit des umhüllenden Betons unverändert?)

Ferner ist es möglich und aus zwei Gründen nötig, die Porendurchlässigkeit<sup>1)</sup> des bewehrten Betons zu vermindern: Weil der Luft- und Wasserdurchtritt die Rostbildung begünstigt und weil die Durchfeuchtung infolge Zerstörung der schützenden Umhüllung durch Verwitterung, Zersetzung und Frostwirkung das Eisen ganz freilegen kann.<sup>2)</sup>

Als Mittel kommen in Betracht:

Die Wahl einer passenden Korngröße des Steinmaterials (vgl. Bd. I, S. 10 u. Anm. 1) in großer Wandstärke (hoher Bindemittelzusatz erhöht die Dichtigkeit, aber auch die Abbindetemperatur und die Gefahr der Schwindrisse).

Die Selbstdichtung. Außer durch Quellung und Filtration von Schwebestoffen tritt sie infolge Bildung schlammiger Calcium- und Magnesiumkarbonate ein (B. u. E. 1923, S. 377).

Dichter Putz, Torkret, Verblendung (blättern ab, Dichtungszusätze vermindern die Festigkeit).

Bituminöse Anstriche (verseifen).

Der Eisenschutz wird indessen illusorisch durch Rißbildung. Die intensivsten Angriffe und Spannungen aller Art treten hauptsächlich in der Außenhaut ein. Die Eisenbewehrung kann dieselben schon aus dem Grunde nicht in vollem Maße aufnehmen, weil sie die Zonen des sie umschließenden Betons in abnehmendem Maße beherrscht.

Die deutschen Eisenbahndirektionen haben Rißbildungen an allen ihren Eisenbetonbauwerken festgestellt. Solche finden sich auch durchweg an Pfeilersperren (vgl. Gemlake S. 239 und L'E. E. 1925, S. 638).

So scheint mir insbesondere die gegenseitige Abhängigkeit und Verspannung der schwachen Gewölbetonnen und ihre Verankerung mit den dünnen Pfeilern fehlerhaft:

α) Die auf Grund gleicher Pfeilerabstände rechnermäßig als gleich angenommenen Einspannungsmomente sind, soweit sie aus den Lasten herrühren, nur bei gleicher Pfeilerhöhe und gleicher Fundierung vorhanden (Abb. 11, S. 18). Andernfalls würden die Gesamtlasten, Senkungen und Deformationen benachbarter Tonnen voneinander abweichen.

β) Die Bestrahlung, der Frost und die ungleichmäßige Windaustrocknung erzeugen unsymmetrische Deformationen nach Art der Abb. 76, S. 84, Remscheider Talsperre.

γ) Die ungleiche Widerstandsfähigkeit benachbarter Tonnenringe, wie sie sich z. B. in der Ungleichheit der Bruchlasten äußern würde, wirkt ebenso wie eine un-

<sup>1)</sup> Vgl. Maier, Bauing. 1922, S. 558 und Dammüller ebenda 1922, S. 710.

<sup>2)</sup> In der Darstellung der Sickerverluste der Tirsosperre Abb. 167f, S. 218 und in dem zugehörigen Text muß es statt Tonrohrleitung „Gewölbetonnen“ heißen.

Fiorelli hat die Tonnen durch Verputz und Zementeindrungen — letztere bei vollem Stau von der Luftseite aus — mit Erfolg gedichtet. Man konnte die Trübung des Seespiegels durch den von der Preßluft mitgerissenen Zement oberhalb der Dichtungsstelle beobachten (L. E. E. 1925, S. 526).

gleiche Belastung. Die Herstellungsart des bewehrten Betons, die Ungleichmäßigkeit der Mischung, die Verschiebung der Schalung oder der Eiseneinlagen u. a. schließt aber eine gleiche Widerstandsfähigkeit, wie sie z. B. beim Eisen zu erwarten wäre, von vornherein aus. Dieselbe wird weiterhin beeinträchtigt durch die Witterungsangriffe im Laufe der Zeit mit ihren Rückwirkungen auf Lastrichtung und Inanspruchnahme.

d) Die durchgehenden Pfeilerversteifungen sind bei den beweglichen Ambursendecken notwendig und bei dünnen Pfeilern auch für die kontinuierlichen Gewölbedecken kaum entbehrlich. Diese Zwischenbauten beschränken die Pfeilerabstände. Ist doch ein solcher Anker nebst dem erforderlichen Sprengwerk (Abb. 194i) für die Vöhrenbachsperre mit 10,8 m Pfeilerabstand schätzungsweise schon 25 t schwer. Die gleichmäßige Pfeilerteilung sichert, trotz ausgebreiteter Verwurzelung der Ankerenden, infolge der eingeschalteten Ausdehnungsfelder keine symmetrische Belastung der dünnen Pfeiler.

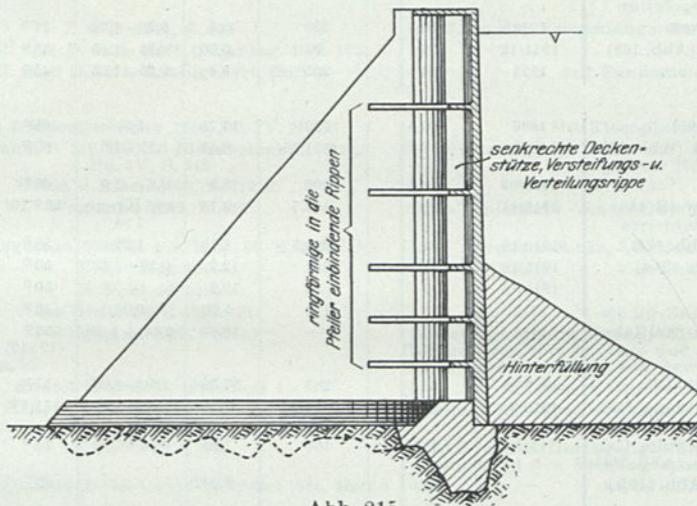


Abb. 215.

Die senkrecht stehenden Gewölbe tragen die wagerechten Versteifungsrippen (großer Zentriwinkel). Die Rippen binden in die Pfeiler ein, verhindern das Abklappen der Gewölbe und lokalisieren, allenfalls in Verbindung mit senkrechten Decken-Stütz- und -Verteilungsrippen, etwaige Beschädigungen der Gewölbe. Eine Hinterfüllung zur Dichtung, zum Temperaturschutz und zur Unterbringung des Aushubs ist möglich und zweckmäßig. Die Verhinderung des Abklappens und der Temperaturschutz der Kämpfer kann auch nach Abb. 185 erreicht werden.

Sind die Ausdehnungsfugen wirksam: dann müssen einseitige Einspannungsmomente durch die schweren Versteifungen entstehen. Dieselben würden dadurch zu vermeiden sein, daß man die Verankerung als senkrecht zur Tonneneigung gestellte Decken in die Tonnen einbinden läßt. Mit wagerechten Decken (oder Rippen), die gleichzeitig auch in die Pfeiler einbinden, ließe sich das Abklappen stehender Gewölbe verhindern und etwaige Beschädigungen lokalisieren (Abb. 215).

Die Zerstörungserscheinungen, wie sie sich an der Gemlakesperre (S. 239) infolge ungünstigster klimatischer Verhältnisse und ungeeigneten Materials gezeigt haben, sind in weniger stürmischem Verlauf auch an anderen Gewölbetonnensperren zu erwarten.

M. E. ist durch die Eiseneinlagen nur eine Wirtschaftlichkeit in bezug auf die Baukosten zu erreichen. Die Unterhaltungskosten verbunden mit Betriebseinschränkung oder Einstellung und das Bruchrisiko sind aber für eine Talsperre von überwiegender Bedeutung.

(Fortsetzung S. 302.)

Zusammenstellung X.

Nr.	Talsperren	Baujahr	Größte Höhe	Kronenlänge	Pfeiler-		Pfeilerbegrenzung		Deckenstärke
					Abstand	Stärke	wasserseitig	luftseitig	
a) Mit bewehrten									
1	Schuylerville, New York . . .	1904	8,5	75	2,46	0,30-0,16	45°	—	0,23
2	Ellsworth, Maine (Abb. 163) . .	1907	21,94	137,16	4,57	0,3-0,6	45°	60°	0,36-0,95
3	Ashley, Pittsfield, Mass. . . . . (Abb. 179)	1907/08	12,5	141,7	3,66	—	41,5°	78° 63°	0,25-0,56
4	La Prele, Wyoming (Abb. 162) . .	1908/09	41	110	5,5	0,35-1,27	40°	82°	0,30-1,37
5	Tancau, Frankreich . . . . .	—	7,3	35	3,7	1,10-1,40	—	—	0,20-0,25
6	Austin, Texas (Abb. 176) . . . . .	1909/15	25	170	6,10	0,61	42°	60°	0,71 wassers. 0,38 luft.
7	Dansville, N. Y. (Abb. 178) . . . .	19.0	3,5	37	3,05	0,25	73°	45°	0,18-0,61
8	Stoneyfluß, West-Virg. (Abb. 180)	1912/13	15,55	324,6	4,57	0,46	45°	80°	0,46
9	Guyabal, Porto Rico (Abb. 164) . .	1913	36,6	280	5,5	0,35-1,07	44°	75°	0,30-1,40
10	Jordanriver, Vancouver . . . . .	1913	38,4	230	5,5	0,30-1,06	77°	44°	0,30-0,98
11	Combamala, Italien (Abb. 168) . . .	1914/16	35	95	5,50	0,35-1,85	55°	73°	0,40-1,35
12	Cisco, Texas . . . . .	1923	30	265	5,4	0,35-1,05	45°	76°	0,38-1,50
b) Mit									
1	Ogden, Utah (Abb. 165) . . . . .	1896	30,5	120	14,75	5,0	65°	65°	1,8-2,44
2	Belubula, Australien (Abb. 166)	1898	18,28	131,86	8,53	1,22-2,6	60°	—	0,38-1,22
3	Hume-Lake, Cal. . . . .	1908/09	18,3	206	15,2	0,6-1,6	68°	70°	0,45-1,00
4	New (Big) Bearvalley (S. 186) . . .	1910/11	28	106,7	9,75	0,46 Krone 1:4	53° 10'	63° 10'	0,30 + h/64
5	Aziscohos, Maine (Abb. 174) . . . .	1910/12	23,77	268,5	6,10	1,22	58°	78°	0,61-1,22
6	Gem Lake, Cal. (Abb. 181c) . . . . .	1915/16	24,4	211	12,2	0,56-1,30	50°	~ 80°	0,30-1,10
7	Agnew Lake, Cal. . . . .	1915/16	9	81	12,2	—	50°	—	0,30-0,60
8	Sélune, Frankreich . . . . .	1917	15	129	5,00	0,20	45°	76°	0,12-0,16
9	Mountain Dell, Utah (Saltlake)	1917	30,5 (14,2)	—	10,67	2,44 + h/20	50° (10:12)	68° 58°	0,38-1,25
10	Tirso, Sardinien (Abb. 167) . . . . .	1917/22	69,5	283	15,00	2,50-8,00	57°	70° 40'	0,50-1,67
11	Ponte Stretta, Scollenna, Ital. (Abb. 170a)	1918/20	23,5	76,0	9,50	1,60-2,50	51,3°	76°	0,40-1,00
12	Lake Hodges, San Dieguito, Cal. (Abb. 214)	1918	41,5	164	7,25	0,46-1,22	45°	76°	0,30-0,80
13	Lago Nero, Italien (Abb. 170b) . . .	—	34,0	—	6,0(?)	—	62°	65° 68°	—
14	Lago d'Avio, Italien (Abb. 170c)	—	35,45	—	12(?)	—	60°	63°	0,65-0,52
15	Eleanorsperre, Cal. . . . .	1918	21,4	384	12,2	1,53-2,72	50°	85°	0,38-0,92
16	Suorva, Schweden . . . . .	1920/22	23	240 + 168	12,00	1,50	45°	79°	0,60-0,80
17	Sherman Island, Hudson . . . . . (Abb. 172)	1921/23	24,6	300	5,79	1,06	45°	90°	0,45-0,61
18	Gleno, Italien (Abb. 181) . . . . .	1921/22	30	224	8,00	2,00-3,45	51°	~ 84°	0,40-0,60
19	Melby, Schweden . . . . .	1921	10,0	77,6	7,50	1,50	63,5°	66,5°	0,25-0,50
20	Aaensire, Norwegen . . . . .	1922	58	210	13,00	0,60-2,50	52 u. 59°	~ 70°	0,40-1,90
21	Belle-Isle-en-terre, Le Léguer- fluß, Frankreich (Abb. 173) . . . .	1922	16,5	—	4,86	0,20	45°	~ 60°	0,20
22	Cave Creek, Arizona . . . . .	1922	18,8 + 18,30	516	13,4	0,30-1,53	konkav <sup>1)</sup>	—	0,30-1,29
23	Linach b. Vöhrenbach (Abb. 194)	1923	28	160	10,80	0,80-1,20	50°	77,5°	0,40-0,60
24	Sapeio, Calandrinofluß (Abb. 170)	1923	18	110	10	0,84-0,95	50°	71°	0,25-0,38
25	Great Lake, Tasmanien . . . . .	1924	14,67	360	12,2	0,55-1,52	59° 30'	84° 50'	0,30-0,60
26	Palmdale, Los Angeles (Abb. 171)	1924	53	210	7,30	0,38-1,96	45°	65°	0,38-1,22
27	Pavana, Apenninen . . . . .	vollendet 1924/25	57	117,5	16,5	2,0-6,0	59° 25'	62° 30'	0,65-1,70
c) Mit									
1	Mer Allum, Indien . . . . .	1800	15	800	28,66 51,12	7,32	senkrecht	senkrecht	2,60
2	Entwurf Pelletreau . . . . .	1897	30	—	13,7	3,7	senkrecht	40°	1,2-2,0
3	Webber Creek, Cal. . . . .	1922/23	36,5	—	1.42,5 2.10,5	—	senkrecht	—	0,76-3,60 für den mittl. Bogen 42,5
4	Venina, Alpen (Abb. 31) . . . . .	1925	53,1)	—	15,3	—	senkrecht	konvex	0,50-1,25

1) Ebenso Anyox, Canada, 1924. Größte Höhe 47,5 m, Pfeilerabstand 7,30 m.  
2) Suviana h = 30 m; Castrola h = 60 m im Limentra di Treppio, Apenninen; Campiccioli Novara h = 65 m; Mignano, 3) Vgl. auch Abb. 155, S. 202, Elche.

Pfeilersperren.

Zentriwinkel und Halbmesser	Quelle	Bemerkungen	Nr.
Plattendecken (Ambursen).			
—	E. N. 27. 4. 1905	Ambursentyp	1
—	E. N. 23. 5. 1907, Beton u. Eisen 1907, Heft 7	Auf 46 cm Platte gegründet	2
—	E. N. 1. 4. 1909, Schw. Wasserwirtsch. 1909/1910, Bd. II, S. 230.	1909 unterspült und wieder hergestellt	3
—	E. R. 3. 4. 1909	9 Monate Bauzeit	4
—	Bonnet, Cours de Barrages, Paris, S. 439	Luftseitige Decke 0,20 m stark	5
—	Wegmann 1922, S. 462	Strebpfeiler Flickstück in dem 1900 zerstörten Coloradowehr	6
—	Z. d. V. d. I. 1911, S. 1773	Die entwässerte Grundplatte wurde in die Höhe gehoben und die beiden Herdmauern abgeschoren	7
—	E. R. 69, S. 115 u. 187, Z. f. B. 1914, S. 488	0,3 m Betonplatte auf hardpan 15.1.14 auf 22 m unterspült	8
—	E. R. 27. 6. 1914	Auflager der Deckenplatten mit Haarfilz in Asphalt unterlegt	9
—	Z. d. B. 1914, S. 538	93,2 m der Kronenlänge als Überfall 3,5 m tiefer	10
—	Annali C. S. A. P. 1924, Heft 1, Bauing. 15. 8. 1921	—	11
—	E. N. R. 1. 11. 1923, Bauing. 1924, Heft 4	Auf Fundamentplatte	12
liegenden Tonnen.			
$r_a = 7,62$	Hdb. f. Eisenbetonbau 1910, Bd. IV, S. 261	Mit Eisenplatten belegt	1
—	Wegmann, S. 125. Hdb. f. Eisenbetonbau 1910, Bd. IV, S. 262	5 ellipt. Ziegelgewölbe auf Betonsockel von 7,0 m größter Höhe	2
—	Beton u. Eisen 1909, S. 112 ff.	—	3
$140^\circ r_a = 5,18$	Wegmann 1922, S. 439	60 m unterhalb einer Gewölbesperre statt dieser errichtet	4
—	Wegmann 1922, S. 459, E. N. 65, S. 288	Segmentdecke, Überfall mit Gegendecke	5
$120^\circ r_a = 7,04$	E. N. 21. 12. 1916	Verstärkt	6
—	E. N. 21. 12. 1916	—	7
$180^\circ r_a = 5,0$	Le Génie Civil 12. 5. 1917	400 kg Ze./m <sup>3</sup> .	8
$120^\circ r_a = 5,81$	Wegmann 1922, S. 464	Ankerabstand 6,10 m senkrecht. 8,84 m wagerecht, Dehnungsfugen mit Asphalt und Metallstreifendichtung im Kämpfer und Scheitel. Gewölbe 1:2:4, Pfeiler 1:3:6	9
$f = 1/2$ Sehne $r_i = 4,25$	Annali C. S. A. P. 1922, H-ft 1	Pfeiler in Bruchsteinmauerwerk	10
—	Annali C. S. A. P. 1920, Heft 2, Bauing. 1922, Heft 2	Pfeiler in Bruchsteinmauerwerk. Pfeilhöhe der Tonnen 1,85 bis 2,45 m	11
$110^\circ r_a = 4,22$	E. N. R. 10. 4. 1919	Risse in den Durchgangsöffnungen der Pfeiler entsprechend den Biegemomenten (Abb. 2, S. 7)	12
—	Mangiagalli, Annali dei Lavori pubblici 1924, Heft 9	Ankerbalken	13
—	Mangiagalli, Annali dei Lavori pubblici 1924, Heft 9	Ankerbalken	14
$121^\circ r_a = 7,02$ wagerecht	E. N. R. 90, S. 740	Im Grundriß auf 30° Zentriwinkel gekrümmt, später Fußdamm eines Felstrümmerrammes, Ord. + 1420	15
—	E. N. 14. 12. 1923	Bis Höhe 14 m ausgeführt. Gewölbe 1:2,5:3, Pfeiler 1:5:6,5	16
$180^\circ r_i = 2,36$	Bautechnik 1925, S. 405	31 Bogen des mittleren Teils auf breiter Betonplatte mit Sandanschüttung	17
$180^\circ r_i = 3,0$	Deutsche Wasserwirtsch. 20. 2. 1924, Schweiz. Bauztg. 9. u. 16. 2. 1924	Am 1. 12. 1923 gebrochen	18
$r_a = 3,5$ $180^\circ$	Teknisk Tidskrift 1923, Heft 8	Gewölbe 1:3:3, Pfeiler 1:4:6 mit Steineinlagen	19
—	Deutsche Wasserwirtsch., Heft 4 u. 5, Bauing. 15. 8. 1922	Eingebaute Maschinen	20
$180^\circ r_i = 2,33$	Le Génie Civil 1922, S. 529 bis 532	Eingebaute Maschinen	21
—	Bautechnik 1925, S. 604, Kamb	Von der Höhe sind nur 18,3 m Nutzhöhe, 18 m unter dem Ton des Flußbettes, 35 Bogen zu 13,4 m	22
$144^\circ r_i = 5,20$	Beton u. Eisen 5. 2. 1924	—	23
$140^\circ r_i = 4,93$	Mangiagalli, Annali dei Lavori pubblici 1924, Heft 9	Ankerbalken	24
$144^\circ r_a = 6,67$ $r_a = 4,78$	Bauing. 1925, Heft 31	Mischung 1:2:4 (Gewölbe), 1:2,5:5 (Pfeiler)	25
—	—	29 Bogen. 2 Gerade, welche sich unter 165° schneiden, nach der Wasserseite konkav (Heberüberlauf)	26
—	Bautechnik 1924, S. 334 <sup>2)</sup>	—	27
stehenden Gewölben. <sup>3)</sup>			
$180^\circ r_i = 22,4$	Wegmann, S. 124. Hdb. f. Eisenbetonbau 1910, Bd. IV, S. 260	—	1
$r_i = 5,40$	Z. d. B. 1898, S. 525	—	2
$r_i = 5,40$	—	In 3 Bogen 1.42,5 + 2.10,5	3
—	Bautechnik 1925, S. 91	Stegverankerungen	4

Po-Nebenfluß h = 51,6 m. Annali delle utilizzazioni delle acque, Roma 1924, Tipografia del Senato, Giov. Bardi

Die Italiener bezeichnen die bewehrte Pfeilersperre als „tipo sottile“. Auch die Kambosche Benennung als „digha sincera“<sup>1)</sup> mag zutreffen. Es dürfte indessen besser sein, wenn sich überhaupt keine Schäden zeigten. Es gehört eine große Selbstüberwindung von seiten des Baumeisters, des Bauherrn und der Aufsichtsbehörde dazu, die entdeckten Schäden einzugestehen und den Sturm der Entrüstung, Beängstigung und Beunruhigung auf sich zu nehmen, welchen die befürchteten Folgen eines Bruches nicht nur bei den Unterliegern des augenblicklich bedrohten Bauwerks, sondern auch bei denen aller ähnlichen Bauwerke und in der Öffentlichkeit auslösen. Die Gefahr liegt nahe, daß man sich, um den Betrieb aufrechtzuerhalten und Zeit und Kosten zu sparen, mit einem unzureichenden Flickwerk begnügt wie bei der Gemlakesperre.

Die Kontinuität der Decken und Pfeiler, welche man bei der ebenen Decke (Ambursentyp) vermeidet, verursacht außerordentliche Schwierigkeiten einer gleichwertigen Wiederherstellung. Ein rechnermäßiger Nachweis der Standfähigkeit einer ausgebesserten Sperre dürfte infolge der unberechenbaren Spannungsverhältnisse ausgeschlossen sein.

Die Form der Pfeilersperre muß sich daher der Gewölbesperre nähern (Abb. 215). Die Tonnen sind unter Wegfall der Verankerungen oder Verwendung von einbindenden Decken durch Gruppenpfeiler und Ausdehnungsfugen voneinander unabhängig zu machen und dadurch auch ungleichmäßige Pfeilerabstände zur Ausnutzung des Baugrundes nach Beschaffenheit und Höhenlage zu ermöglichen.

Als Bewehrung des Betons kann nur das Steinmaterial gelten.

Ich verweise auf die Webber Creek-Sperre (L'E. E. 1925, S. 538), deren Pfeiler zur größeren Sicherheit in die Schlußkrafttrichtung der Kämpferdrücke der Gewölbe ungleicher Spannweiten gestellt sind und andere Sperren mit senkrecht stehenden Gewölben (S. 221 und Zusammenstellung Xc).

<sup>1)</sup> tipo sottile = thin type = dünne oder zarte Bauweise. — digha sincera = aufrichtige, leicht zu beobachtende Mauer.



**Der Talsperrenbau.** Von P. Ziegler, Regierungs- und Baurat a. D.

**Dritte** neubearbeitete Auflage.

Band I: Gesichtspunkte für die Anlage großer Wasserkraft- und Wasser-  
sammelanlagen, Talsperren aus Erde und losem Steinmaterial.  
Mit 337 Textabbildungen. 1925. Geh. 24 R.-M., in Leinen geb. 26 R.-M.

Band II: Berechnung massiver Talsperren. Schwerkraftmauern (Zer-  
störungsbeispiele), Gewölbesperren, Talsperren aus Eisen (Zer-  
störungsbeispiel), Pfeilersperren (Zerstörungsbeispiele).  
Mit 406 Textabb. 1927. Geh. 29,40 R.-M., in Leinen geb. 32 R.-M.

Band III: Die bautechnischen, wasserwirtschaftlichen und wirtschaftlichen  
Grundlagen des Talsperrenbaues. *In Vorbereitung.*

**Talsperren.** Bearbeitet von Dr.-Ing. E. Marquardt, Stadtbaurat in München.

*Im Handbuch für Eisenbetonbau. Dritte Auflage, Band IV.*

Mit 1200 Textabbildungen. 1926. Geh. 36 R.-M., geb. 39 R.-M.

**Wehre und Staumauern.** Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B.

**Wasserkraftanlagen.** Bearbeitet von Dr.-Ing. N. Kelen, Charlottenburg.

*Im Beton-Kalender 1927.*

Mit 996 Textabbildungen. 1926.

7,20 R.-M.

**Einflüsse auf Beton.** Die chemischen, mechanischen und sonstigen Einflüsse von  
Luft, Wässern, Säuren, Laugen, Oelen, Dämpfen, Erden, Lagergütern, u. dergl.  
auf Zement, Mörtel, Beton und Eisenbeton, sowie die Maßnahmen zur Ver-  
ringerung und Verhütung dieser Einflüsse. Ein Auskunftsbuch für die Praxis.  
Unter Mitarbeit von Dr. F. Hundeshagen, Stuttgart, und Prof. O. Graf,  
Stuttgart, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel, Privatdozent an  
der Techn. Hochschule Darmstadt.

Vollständig neubearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage.

Mit 124 Textabbildungen u. einer farbigen Tafel. 1925

Geh. 19,50 R.-M., in Leinen geb. 21,60 R.-M.

**Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes.**

Gesichtspunkte für die Berechnung, praktische Beispiele und Erddruck-  
tabellen. Von Dr.-Ing. e. h. H. Krey, Oberregierungs- und Baurat.

**Dritte** umgearbeitete und erweiterte Auflage.

Mit 208 Textabbildungen. 1926. Geh. 21,60 R.-M., in Leinen geb. 23,40 R.-M.

**Organisation des Ausbaues der Wasserkräfte.** Von Dipl.-Ing. Müller,

Regierungsbaumeister a. D.

Mit 2 Textabbildungen. 1920.

Geh. 3,90 R.-M.

**Erfahrungsergebnisse über Trockenbaggerbetriebe.** Verwendungs-

fähigkeit der heute gebräuchlichsten Trockenbaggergeräte und Transport-  
mittel für den Kanal- und Eisenbahnbau und die Erfahrungssätze, die sich  
aus dem Vergleich der unter den verschiedensten Verhältnissen arbeitenden  
Trockenbaggerbetriebe ergeben. Von Dr.-Ing. J. Rathjens.

**Zweite** neubearbeitete Auflage.

Mit 46 Textabbildungen und 7 Tafeln. 1922.

Geh. 17,40 R.-M.

**Grundwasserabdichtung.** Darstellung aus der Praxis. Von Dr.-Ing. J. Schultze.

**Zweite** neubearbeitete Auflage.

Mit 12 Textabbildungen und einem Anhang. 1919.

Geh. 2,70 R.-M.

**Der Talsperrenbau in Deutschland.** Von Dr.-Ing. Sympher, Geh.

Oberbaurat.

Mit 25 Textabbildungen. 1907.

Geh. 1,50 R.-M.

**Schiffbarmachung von Flüssen durch Stautore.** Von Dr.-Ing. Sympher,

Geh. Oberbaurat, und Helmershausen, Regierungs-Baumeister.

Mit 11 Textabbildungen und 2 Tafeln. 1914.

Geh. 3 R.-M.

**Grundlagen der Wasserbaukunst.** Von G. Tolkmitt, Baurat.

**Zweite** durchgearbeitete und erweiterte Auflage von J. F. Bubendey,  
Geh. Baurat, Professor, Wasserbaudirektor in Hamburg.

Mit 82 Textabbildungen. 1907.

Geh. 12 R.-M.

# Die Bautechnik

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Schriftleitung: Geh. Reg.-Rat **A. Laskus**, Berlin-Friedenau

Jährlich 52 Hefte und 4 Vierteljahrshefte

*Probevierteljahr*

Ausland 7,50 R.-M., Inland 6 R.-M.

*brachte u. a. nachstehend aufgeführte Abhandlungen über*

## Talsperrenbau und Wasserkraftanlagen

- Bachmann**, Die Talsperre bei Goldentraum, erbaut 1919 bis 1924. Jahrg. 1926, Heft 8.
- Binswanger**, Das Wasserkraftelektrizitätswerk Schönmühl an der Loisach. Jahrg. 1925, Heft 53.
- Contag**, Der Plan einer Schleuse-Talsperre bei Kloster Nessra unterhalb Schleusingen. Jahrg. 1925, Heft 34.
- Eberhardt**, Das Kraftwerk Mühlhausen an der Enz. Jahrg. 1925, Heft 49.
- Falschlunger u. Kittel**, Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren. Jahrg. 1925, Heft 28.
- Heintze**, Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton. Jahrg. 1926, Heft 24.
- Kittel**, Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues. Jahrg. 1925, Heft 3 u. 8.
- Körner**, Die Vorarbeiten über Talsperren im Quellgebiet der Weser und ihre Ergebnisse. Jahrg. 1926, Heft 43.
- Kulka**, Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren. Jahrg. 1926, Heft 43 u. 45.
- Lange**, Die Waldecker Talsperre bei Hemfurth. Jahrg. 1923, Heft 12.
- Leiner**, Die ausnutzbaren Wasserkräfte der Erde. Jahrg. 1926, Heft 20.
- Lisse**, Das Sprengluftverfahren beim Talsperrenbau. Jahrg. 1926, Heft 50.
- Marquardt**, Wasser- und Energiewirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein. Jahrg. 1925, Heft 5 u. 10.
- Marquardt**, Der Talsperrenbau. Jahrg. 1925, Heft 36.
- Maudrich**, Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur. Jahrg. 1926, Heft 21 u. 23.
- Meeß**, Die Neugestaltung der Wasserkraftanlage der Seiden- und Zigarettenpapierfabrik Schöller & Hösch, Gernsbach (Baden). Jahrg. 1924, Heft 32 u. 34.
- Momber**, Zur Ausführung massiver Staumauern. Jahrg. 1925, Heft 29 u. 31.
- Ottmann**, Eisabführung an Wehren. Jahrg. 1925, Heft 18.
- Salfeld**, Die Saaletalsperre bei Hohenwarte. Jahrg. 1926, Heft 17.
- Sorger**, Die Talsperre bei Weiterswiese i. E. und bei Crimmitschau. Jahrg. 1926, Heft 15.
- Vieweg**, Diemeltalsperre. Jahrg. 1923, Heft 53/54.
- Walch**, Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren. Jahrg. 1925, Heft 28.
- Ferner an kleineren Aufsätzen:*
- Die Edertalsperre als Hochwasserschutz. Jahrg. 1926, Heft 17.
- Gewölbereichendämme und Frostgefahr. Jahrg. 1926, Heft 3.
- Dammbruch der Desse-Talsperre vor Gericht. Jahrg. 1925, Heft 10.
- Gewölbereichendämme in Amerika. Jahrg. 1925, Heft 12.
- Die Talsperre von Montejaque in Andalusien. Jahrg. 1925, Heft 20.
- Spannungsmessungen und Bruchversuche an einer Talsperrenmauer. Jahrg. 1925, Heft 55.
- Temperaturbeobachtung bei Talsperrenbauten. Jahrg. 1924, Heft 24.
- Die O'Shaughnessy-Talsperre in Kalifornien. Jahrg. 1924, Heft 12.
- Talsperrenbauten in Italien. Jahrg. 1924, Heft 29.

Die Jahrgänge 1923 und 1924 sind zum Preise von je 24,— R.-M. und die Jahrgänge 1925 und 1926 zum Preise von je 26,— R.-M. gebunden lieferbar.









BIBLIOTEKA GŁÓWNA

354152 L/1