

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw. ~~26~~

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Von

Dr.-Ing. N. Kelen

Mit 105 Abbildungen



1044

# Ingenieurbau

aus der Sammlung Götschen

Stand vom Frühjahr 1931

Jeder Band in Leinwand geb. RM. 1.80

Bei gleichzeitiger Abnahme gleicher oder inhaltlich zusammengehöriger Bände treten folgende Gesamtpreise in Kraft: 10 Exemplare RM. 16.—;

25 Exemplare RM. 37.50; 50 Exemplare RM. 70.—

- 
- 
- Geologie** von Prof. Dr. Edgar Dacqué.  
I. Allgemeine Geologie. Mit 73 Figuren . . . . . Nr. 13  
II. Stratigraphie. Mit 56 Abbild. und 7 Tafeln . . . . . Nr. 846
- Mineralogie** von Prof. Dr. R. Brauns. Mit 132 Abb. . . . . Nr. 29
- Petrographie** (Gesteinskunde) von Prof. Dr. W. Bruhns.  
Neubearb. von Prof. Dr. P. Ramdohr. Mit 10 Figuren . . . . . Nr. 173
- Praktisches Zahlenrechnen** von Professor Dr.-Ing.  
P. Werkmeister. Mit 58 Figuren . . . . . Nr. 405
- Technische Tabellen und Formeln** von Prof. Dr.-Ing.  
W. Müller. Mit 105 Figuren . . . . . Nr. 579
- Materialprüfungswesen** von Prof. Dipl.-Ing. K. Memmler.  
I. Metallische Werkstoffe. Mit 40 Abbild. . . . . Nr. 311  
II. Nichtmetallische Werkstoffe und wirtschaftswichtige  
Verbrauchsstoffe. Mit 26 Abbild. . . . . Nr. 312  
III. Hilfsmittel der Maschinentechnik — Materialprüfungs-  
maschinen — Meßgeräte — Überwachung und Eichung  
von Prüfmaschinen. Mit 70 Abbild. . . . . Nr. 1029
- Statik. I.** Die Grundlagen der Statik starrer Körper von  
Privatdoz. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher. Mit 47 Abbild. . . . . Nr. 178  
**II.** Angewandte Statik von Prof. Dipl.-Ing. W. Hauber. Mit  
61 Figuren . . . . . Nr. 179
- Graphische Statik** mit bes. Berücksicht. d. Einflußlinien  
von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bde. Mit 207 Fig. . . . . Nr. 603, 695
- Festigkeitslehre** von Prof. W. Hauber. Mit 56 Fig. u. 1 Taf. . . . . Nr. 288
- Aufgabensammlung zur Festigkeitslehre mit Lö-  
sungen** von Dipl.-Ing. R. Haren. Neubearb. von Dipl.-Ing.  
I. Furtmayr. Mit 43 Figuren . . . . . Nr. 491
- Hydraulik** . . . . . Nr. 397
- Kinematik** . . . . . Nr. 584
- Dynamik** v . . . . . 902, 903
- Technische** . . . . . 953, 961  
2 Bde. Mit

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298029

<b>Elastizitätslehre für Ingenieure</b> von Prof. Dr.-Ing. Max Enßlin. 2 Bde. Mit 109 Figuren . . . . .	Nr. 519, 957
<b>Nomographie des Bauingenieurs</b> von Prof. Dr.-Ing. Max Mayer. Mit 47 Figuren . . . . .	Nr. 959
<b>Die Baumaschinen</b> v. Ing. Johannes Körting. Mit 126 Abb.	Nr. 702
<b>Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik</b> von Obering. Prof. Dr. M. Pirani. Mit 58 Fig. . . . .	Nr. 723
<b>Geometrisches Zeichnen</b> von H. Becker, neubearbeitet von Prof. J. Vonderlinn. Mit 290 Figuren und 23 Tafeln .	Nr. 58
<b>Schattenkonstruktionen</b> von Prof. J. Vonderlinn. Mit 114 Figuren . . . . .	Nr. 236
<b>Parallelperspektive.</b> Rechtwinklige und schiefwinklige Axonometrie von Prof. J. Vonderlinn. Mit 121 Figuren . .	Nr. 260
<b>Zentral-Perspektive</b> von Hans Freyberger, neubearbeitet von Prof. J. Vonderlinn. Mit 132 Figuren . . . . .	Nr. 57
<b>Darstellende Geometrie</b> von Prof. Dr. Robert Haufner. 3 Bände. Mit zahlreichen Figuren . . . . .	Nr. 142, 143, 144
<b>Die Baustoffkunde</b> von Prof. H. Haberstroh. 3 Bände. Mit 74 Figuren . . . . .	Nr. 506, 853, 854
<b>Vermessungskunde</b> von Prof. Dipl.-Ing. P. Werkmeister.	
I. Stückmessung und Nivellieren. Mit 140 Abbild. . .	Nr. 468
II. Messung von Horizontalwinkeln, Festlegung von Punkten im Koordinatensystem. Absteckungen. Mit 93 Abb.	Nr. 469
III. Trigonometrische und barometrische Höhenmessung. Tachymetrie und Topographie. Mit 61 Abbild. . . .	Nr. 862
<b>Die Kostenrechnung im Ingenieurbau</b> von Professor E. Kuhlmann und Dr.-Ing. H. Nitzsche. Mit 5 Tafeln . . .	Nr. 750
<b>Die Baustoffe des Beton- und Eisenbetonbaus</b> von Prof. Otto Graf. Mit 43 Abb. . . . .	Nr. 984
<b>Baustoffverarbeitung und Baustellenprüfung des Betons</b> von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Mit 22 Abb. . .	Nr. 978
<b>Der Grundbau I: Der Baugrund und die Baugrube</b> von Privatdoz. Dr.-Ing. Joachim Schultze. Mit 58 Abbild. . .	Nr. 990
<b>Erdbau</b> von Reg.-Baumeister Erwin Link. Mit 72 Abbild.	Nr. 630
<b>Erddruck, Futter- und Stützmauern</b> vom Städt. Bau- rat Dr.-Ing. Felix Kann. Mit 102 Textabbild. . . . .	Nr. 1011
<b>Landstraßenbau</b> von Ober-Ing. A. Liebmann. Mit 44 Abb.	Nr. 598
<b>Stadtstraßenbau</b> von Dr.-Ing. Georg Klose. Mit 50 Abb.	Nr. 740
<b>Der Betonstraßenbau</b> von Reg.-Baumstr. a. D. Dr.-Ing. W. Petry. Mit 49 Abb. . . . .	Nr. 976
<b>Die Entwicklung des neuzeitlichen Eisenbahnbaues</b> von Dipl.-Ing. Prof. Alfred Birk. Mit 28 Abbild. . . . .	Nr. 553
<b>Die Linienführung d. Eisenbahnen</b> v. Prof. H. Wegele. Mit 58 Abbild. . . . .	Nr. 623
<b>Hochbauten d. Bahnhöfe</b> v. Eisenbahnbauinsp. C. Schwab.	
I. Empfangsgebäude. Nebengebäude. Güterschuppen. Lokomotivschuppen. Mit 91 Abbild. . . . .	Nr. 515
<b>Bahnhofsanlagen</b> von Prof. Dr.-Ing. H. Wegele.	
I. Band. Mit 92 Abb. und einer Tafel . . . . .	Nr. 989

- Die mechanischen Stellwerke der Eisenbahnen** von Oberbaurat a. D. S. Scheibner. 3 Bände. Mit 143 Abbild. u. 2 Tafeln . . . . . Nr. 674, 688, 747
- Die Kraftstellwerke der Eisenbahnen** von Oberbaurat a. D. S. Scheibner. 2 Bände. Mit 70 Abb. u. 1 Taf. Nr. 689, 690
- Das elektrische Fernmeldewesen bei den Eisenbahnen** von Geh. Baurat K. Link. Mit 54 Abbild. . . . . Nr. 707
- Eisenbahnfahrzeuge** v. Reg.-Baumeister H. Hinnenthal.
- I. Die Dampflokomotiven. Mit 95 Abbild. und 2 Tafeln. Nr. 107
- II. Die Eisenbahnwagen und Bremsen. Mit Anhang: Die Eisenbahnfahrzeuge im Betrieb. Mit 85 Abbild. Neubearbeitet von Ad. Wolff . . . . . Nr. 108
- Schmalspurbahnen** (Klein-, Arbeits- und Feldbahnen) v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 99 Abbild. . . . . Nr. 524
- Straßenbahnen** v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 72 Abb. Nr. 559
- Kolonial- und Kleinbahnen** v. Geh. Oberbaurat Prof. F. Baltzer.
- I. Begriff und Wesen, Kolonialbahnen Afrikas, Kleinbahnen der wichtigsten Länder u. a. Mit 7 Abbild. Nr. 816
- II. Bauliche Ausgestaltung von Bahn und Fahrzeug, Betrieb und Verkehr. Mit 22 Abbild. . . . . Nr. 817
- Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues** von Dr.-Ing. K. Schaechterle. Mit 59 Abbild. . . . . Nr. 687
- Gründungen d. Brücken** v. Prof. Th. Janssen. Mit 40 Abb. Nr. 803
- Holzbrücken** von Dr.-Ing. K. Schaechterle. Mit 217 Abb. Nr. 964
- Eisenbetonbrücken** von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle. Mit 106 Abbild. . . . . Nr. 627
- Eiserne Balkenbrücken** von Prof. Dr.-techn. Dr.-Ing. I. Melan. Mit 93 Abbild. . . . . Nr. 977
- Hydraulik** von Prof. Dipl.-Ing. W. Hauber. Mit 45 Fig. . . . . Nr. 397
- Kreislauf des Wassers und Gewässerkunde** von Dr.-Ing. R. Drenkhahn. Mit 46 Abbild. u. 16 Zählentafeln Nr. 960
- Wehr- und Stauanlagen** von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Paul Böb. Mit 59 Abbild. und 5 Berechnungsbeispielen . . . . . Nr. 965
- Flußbau** von Reg.-Baumstr. Otto Rappold. Mit 105 Abbild. Nr. 597
- Kanal- und Schleusenbau** von Regierungsbaumeister Otto Rappold. Mit 80 Abbild. . . . . Nr. 585
- Wasserkraftanlagen** von Dr.-Ing. Felix Bundschu.
- I. Allgemeines und Stauwerke. Mit 67 Abbild. . . . . Nr. 665
- II. Werkwasserleitungen u. Entwurfsgrundlagen. Mit 77 Abb. Nr. 666
- Meliorationen** von Oberbaurat Otto Fauser. 2 Bände. Mit 103 Abbild. . . . . Nr. 691, 692
- See- und Hafenbau** von Reg.-Baum. a. D. Franz Franzlitz und Marinebaurat K. Bökemann. Mit 100 Abbild. . . . . Nr. 962
- Wasserversorgung der Ortschaften** von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch. Mit 79 Figuren . . . . . Nr. 5
- Entwässerung und Reinigung der Gebäude** von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit 92 Abbild. . . . . Nr. 822
- Gas- und Wasserversorgung der Gebäude** von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit 119 Figuren . . . . . Nr. 412

Sammlung Göschen

---

# Talsperren

Von

**Dr.-Ing. N. Kelen**

Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin

Mit 103 Abbildungen



**Walter de Gruyter & Co.**

vormals G. J. Göschen'sche Verlagshandlung · J. Guttentag, Verlags-  
buchhandlung · Georg Reimer · Karl J. Trübner · Veit & Comp.


Berlin 1931 Leipzig



~~196~~

I- 301340

Alle Rechte, insbesondere das Übersetzungsrecht,  
von der Verlagshandlung vorbehalten

DPK - B 563/2016  


Roßberg'sche Buchdruckerei, Leipzig

Akc. Nr.

4018/51

# Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Literaturverzeichnis . . . . .	4
I. Wasserwirtschaftliche Grundlagen und Allgemeines . . . . .	5
II. Staumauern . . . . .	17
1. Allgemeines . . . . .	17
2. Gewichtsmauern . . . . .	18
a) Hauptkräfte, Profilbestimmung und Berechnung . . . . .	18
b) Zusätzliche Kraftwirkungen . . . . .	31
c) Konstruktive Ausbildung . . . . .	34
3. Pfeilerstaumauern . . . . .	49
a) Pfeiler . . . . .	49
b) Ebene Stauwand . . . . .	56
c) Gewölbestauwand . . . . .	58
d) Dimensionierung . . . . .	66
e) Konstruktive Ausbildung . . . . .	66
4. Gewölbestaumauern . . . . .	78
a) Allgemeines und Berechnung . . . . .	78
b) Konstruktive Ausbildung . . . . .	84
5. Verschiedene Staumauertypen . . . . .	93
6. Die Bauausführung der Staumauern . . . . .	102
III. Dämme . . . . .	117
1. Konstruktive Ausbildung . . . . .	117
2. Bauausführung . . . . .	124
IV. Betriebseinrichtungen . . . . .	128
1. Wasserentnahme . . . . .	128
2. Grundablaß . . . . .	133
3. Absperrorgane . . . . .	133
4. Hochwasserentlastung . . . . .	134
Tabelle der deutschen Talsperren . . . . .	143
Sachverzeichnis . . . . .	144

## Literaturverzeichnis.

- Kelen, Die Staumauern. Springer, Berlin 1926.
- Ziegler, Der Talsperrenbau. 3 Bde. Ernst, Berlin 1925.
- Mattern, Die Talsperren. Handb. d. Ing.-Wiss. III, 2, 2.
- Wegmann, The design and construction of dams. Wiley, New York 1927.
- Creager, Engineering for masonry dams. Wiley, New York, II. Aufl. 1928.
- Bonnet, Cours des barrages. Paris 1920.
- Scimemi, Dighe. Hoepli, Mailand 1928.
- Link, Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern und Wehren aus dreieckigen Grundformen. Springer, Berlin 1910.
- Kreuter, Beitrag zur Berechnung und Ausführung von Staumauern. Oldenbourg, München 1917.
- Guidi, Statica delle dighe per laghi artificiali. Bona, Turin 1921.
- Ippolito, Dighe ad arco. Hoepli, Mailand 1923.
- Kammüller, Die Theorie der Gewichtsstaumauern. Springer, Berlin 1929.
- Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren. Deutscher Wasserwirtsch. u. Wasserkraftverb. Berlin 1930.
- Ludin, Die Wasserkräfte. 2 Bde. Springer, Berlin 1913.
- Marquardt, Talsperren. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl. IV. Bd. Ernst, Berlin 1926.
- Bundschu, Wasserkraftanlagen. Samml. Göschen 665/666. 1929.
- Die Wasserkraftwirtschaft Deutschlands. Deutscher Wasserwirtsch. u. Wasserkraftverb. Berlin 1930.
- Terzaghi, Erdbaumechanik. Deuticke, Wien 1925.
- Krey, Erddruck, Erdwiderstand. Ernst, Berlin 1926.
-



## I. Abschnitt.

# Wasserwirtschaftliche Grundlagen und Allgemeines.

Unter „Stauanlagen“ versteht man Bauwerke, die einen Fluß absperrn, wodurch der stetige Abfluß verhindert und das Wasser aufgestaut wird. Der Zweck kann dabei verschieden sein: Erhöhung des Wasserspiegels in der Niederwasserperiode zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt, Schaffung eines künstlichen Gefälles zur Krafterzeugung, Erleichterung der Wasserentnahme usw.

Es gibt zwei Arten von Stauanlagen, und zwar Talsperren und Wehre. Eine genaue Definition der Talsperren und namentlich ihre Unterscheidung von den Wehren ist nicht einwandfrei möglich. Der Hauptzweck der Talsperren ist die Aufspeicherung, der der Wehre die Aufstauung des Wassers. Mit dem Stau wird aber Wasser aufgespeichert, und umgekehrt muß zur Aufspeicherung das Wasser aufgestaut werden. Um eine Trennung der Talsperren von den Wehren doch zu ermöglichen, wollen wir unter „Wehren“ solche Staukörper verstehen, die öfters überflutet werden. Bei Wehren müssen also in der Hauptsache die Strömungsvorgänge, die Dynamik des Wassers berücksichtigt werden, während bei Talsperren der statische Wasserdruck maßgebend ist. Hierzu kann noch ergänzend hinzugefügt werden, daß der Hauptzweck einer Talsperre die Schaffung eines Speicherbeckens ist<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Talsperren im Sinne des Preußischen Wassergesetzes vom 7. 4. 13 sind:

1. Stauanlagen, bei denen die Höhe des Stauwerks von der Sohle des Wasserlaufs bis zur Krone mehr als 5 m beträgt und das Sammelbecken, bis zur Krone des Stauwerks gefüllt, mehr als 100 000 cbm Wasser umfaßt.

2. Andere als die unter 1. bezeichneten Stauanlagen, wenn der Regierungspräsident feststellt, daß bei ihnen wegen der Gestaltung des Wasserlaufs oder seiner Umgebung im Falle eines Bruches des Stauwerks erhebliche Gefahren zu befürchten sind.

In diesem Bande wollen wir uns lediglich mit den Talsperren beschäftigen; bezüglich der Wehre wird auf Band 965 dieser Sammlung verwiesen.

Wie erwähnt, ist der Hauptzweck einer Talsperre die Aufspeicherung des Wassers. Diese Aufspeicherung ist erforderlich:

1. Infolge der unregelmäßigen Wasserführung des Flusses und
2. infolge der Unregelmäßigkeit des Bedarfs.

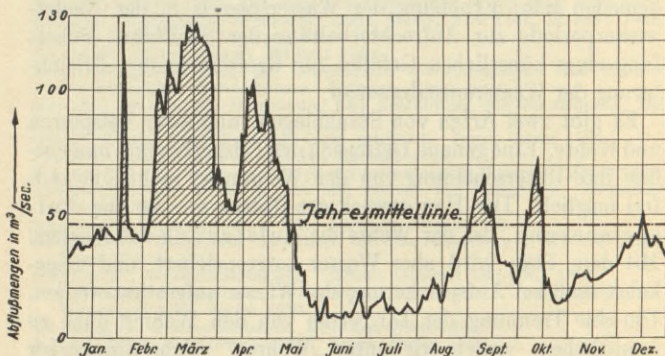


Abb. 1. Abflußmengenganglinie.

Die Abflußmengen eines Flusses in verschiedenen Jahreszeiten sind in Abb. 1 dargestellt. Wir sehen daraus, daß die Wasserführung stark veränderlich ist. In dieser Abbildung ist auch die Jahresmittellinie, d. h. die Flächenausgleichlinie der Abflußkurve, eingezeichnet. Diese mittlere Jahresabflußmenge gibt die größte Wassermenge an, die aus diesem Flusse in dem betreffenden Jahre gleichmäßig entnommen werden kann. Tatsächlich fließt bald mehr, bald weniger Wasser ab, und wenn man die gesamte Wassermenge ausnutzen will, muß

das Wasser während der Zeit, in der mehr abfließt, als erforderlich ist, aufgespeichert werden für die Zeit, wo der Wasserabfluß geringer ist als die mittlere Jahresabflußmenge. Diese aufzuspeichernde Wassermenge ist unter der Voraussetzung, daß das Wasser gleichmäßig entnommen wird, auf Abb. 1 durch Schraffur angegeben.

Die Abb. 1, die Ganglinie genannt wird, gibt die Abflußverhältnisse in einem bestimmten Jahre an. In verschiedenen Jahren sind aber die Wassermengen auch verschieden. Mit anderen Worten: die mittlere jährliche Abflußmenge ist in verschiedenen Jahren veränderlich. Wenn man also den Beckeninhalt für ein bestimmtes Jahr bemißt, so wird es Jahre geben, in denen die ermittelte Wassermenge vom Flusse nicht geliefert werden kann, weil die mittlere Jahresabflußmenge geringer ist und wieder andere Jahre, wo mehr Wasser abfließt, wo also ein Teil des Wassers unausgenutzt abfließen muß. Wenn diese Jahresschwankungen berücksichtigt werden in der Form, daß man das Wasser in einem regenreichen Jahre für spätere trockenere Jahre aufspeichert, so spricht man von Überjahresspeicherung.

Eine Aufspeicherung ist aber auch infolge der Unregelmäßigkeit des Bedarfs erforderlich. Wenn das Wasser z. B. für Energieerzeugung verwendet wird, so ist die Verbrauchskurve im allgemeinen ungleichmäßig, und zwar nicht nur im Laufe eines Jahres, sondern auch während eines Tages. Die Jahresverbrauchskurve und die Tagesverbrauchskurve einer Anlage sind in den Abb. 2 und 3 dargestellt. Ebenso veränderlich ist der Bedarf, wenn man das Speicherbecken für andere Zwecke verwendet. In welchem Maße ein Ausgleich erfolgen kann oder soll, und wie man dementsprechend den Inhalt des Staubeckens bemißt, ist von Fall zu Fall auf Grund eines Wasserwirtschaftsplanes zu entscheiden.

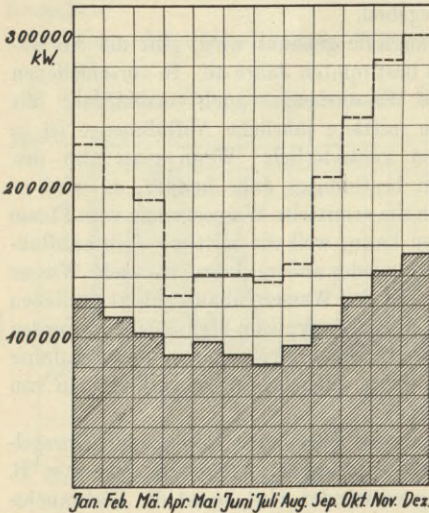
Die Aufspeicherung kann verschiedenen Zwecken dienen, welche im folgenden kurz erwähnt werden sollen:

Hochwasserschutz. Nach starken Regenfällen oder im Hochgebirge nach einer plötzlichen Schneeschmelze treten manchmal katastrophale Hochwässer auf, die sehr große Schäden verursachen können. Von solchen katastrophalen

Hochwässern

liest man immer wieder in den Zeitungen. Das wirksamste Mittel gegen dieses Hochwasser ist, die Hochwasserwelle aufzuspeichern. Zur Bestimmung des

Staubeckeninhaltes muß dann die größte zu erwartende Hochwassermenge sowie der Ablauf und die Dauer des Hochwassers bekannt sein. Als Unterlagen dazu dienen die hydrographischen Aufzeichnungen. Es



Jan. Feb. Mä. Apr. Mai Juni Juli Aug. Sep. Okt. Nov. Dez.

— Mittlere Tagesbelastung für einzelne Monate.

--- Tagesspitzen.

Abb. 2. Jahresbelastung eines Elektrizitätswerkes (Musil).

ist wichtig, solche Aufzeichnungen möglichst von mehreren Jahrzehnten zu besitzen und zu dem größten bisher beobachteten Hochwasser der Sicherheit halber einen gewissen Zuschlag zu geben. Wenn eine genügende Anzahl von solchen Beobachtungen nicht vorhanden ist, so ist man auf Schätzung angewiesen. Man ermittelt die Größe

des Einzugsgebietes an der Stelle, wo die Talsperre errichtet werden soll, und man nimmt auf Grund von Erfahrungswerten eine gewisse Hochwassermenge in  $\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$  an. Bei dieser Schätzung muß man sehr vorsichtig sein und daher möglichst ungünstige Annahmen treffen. Diese Abflußmenge ist im allgemeinen um so kleiner, je größer das Einzugsgebiet ist. Meistens wird das für Hochwasserschutz bestimmte Staubecken auch für andere Zwecke verwendet. In diesem Falle ist es erforderlich, einen gewissen Inhalt zur Aufnahme der Hochwasserwelle dauernd freizuhalten.

#### Bewässerung.

Eine sehr große Rolle spielen die Staubecken bei der Bewässerung von Ländereien. Dabei fällt die Bewässerungsperiode oft mit der Niederwasserperiode zusammen, so daß das Wasser während der Hochwasserzeit aufgespeichert werden muß. Zur Ermittlung des Beckeninhaltes muß die Verbrauchskurve, d. h. die zur Bewässerung erforderliche Wassermenge als Funktion der Zeit bekannt sein. Diese ist wiederum von der Größe der zu

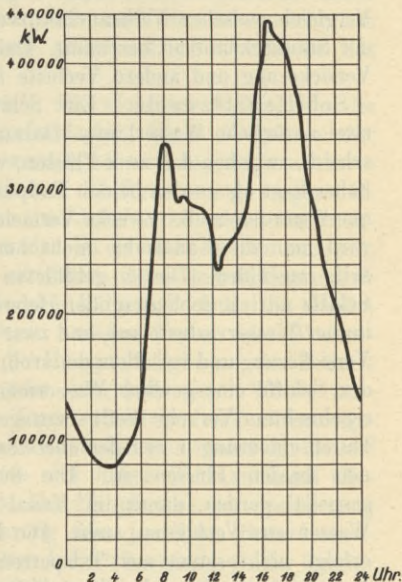


Abb. 3. Tagesbelastungskurve der Berliner Elektrizitätswerke (BEWAG) am 18. Dezember 1928.

erforderlichen Wassermenge als Funktion der Zeit bekannt sein. Diese ist wiederum von der Größe der zu

bewässernden Fläche, von der Boden- und Pflanzenart, von den klimatischen Verhältnissen usw. abhängig. Die Bestimmung der Wassermenge ist die Aufgabe des landwirtschaftlichen Wasserbaues. Auf Grund der örtlichen Verhältnisse wird die Verbrauchskurve gezeichnet, und aus dem Vergleich zwischen Verbrauchskurve und Abflußkurve wird der Staubeckeninhalt bestimmt. Dabei müssen Verdunstung, Versickerung und andere Verluste berücksichtigt werden.

**Schiffahrtzwecke.** Die Schiffahrtskanäle verbinden zwei natürliche Wasserläufe. Daraus folgt, daß die Wasserscheide zwischen den zwei Flüssen, wo das Gelände natürlich höher liegt als an den beiden Endpunkten des Kanals, durchquert werden muß. Zwecks Vermeidung großer Erdarbeiten wird man die Kanalsohle nicht horizontal, sondern staffelartig ausbilden. Die so gebildeten Stufen überwinden die Schiffe mittels Schleusen oder Hebewerken. Im Kanal treten immer Wasserverluste auf, und zwar infolge der Verdunstung, Versickerung und vor allem dadurch, daß zum Durchschleusen der Schiffe eine gewisse Wassermenge erforderlich ist. Bei regelrechtem Verkehr fließt sozusagen das Wasser infolge der Durchschleusungen von der obersten Stufe (Scheitelhaltung) den beiden Flüssen zu. Die Scheitelhaltung muß also gespeist werden, damit im Kanal immer das erforderliche Wasser zur Verfügung steht. Die Lieferung dieses Wassers erfolgt nicht selten aus Talsperren. Zur Bestimmung des Beckeninhaltes ist daher vor allem die Kenntnis der zu erwartenden Verkehrsverhältnisse und der örtlich verschiedenen Bedingungen, die die anderen Verluste hervorrufen, erforderlich.

**Wasserversorgung.** Häufig ist auch die Errichtung einer Talsperre zur Versorgung von Ortschaften bzw. Städten mit Trinkwasser erforderlich. Die erforderliche Wassermenge richtet sich nach der Einwohnerzahl der zu versorgenden Städte, wobei die zukünftige Entwicklung berücksichtigt

werden muß. Bei einer solchen Talsperrenanlage sind besondere Zwecke zu erfüllen, vor allem bezüglich der Reinheit des Wassers.

Künstliche Seen. Talsperren werden manchmal, wenn auch selten, zur Verschönerung der Landschaft errichtet. Hier kommt es natürlich nicht auf die aufzuspeichernde Wassermenge, sondern vor allem auf die Oberfläche des Staubeckens an.

Wasserkraftanlagen<sup>1)</sup>. Die wichtigste Rolle spielen die Talsperren bei Wasserkraftanlagen. Wenn Talsperren für andere Zwecke errichtet werden, so wird das aufgespeicherte Wasser fast immer auch zur Kraftgewinnung ausgenutzt. Die Speichermöglichkeiten sind dabei verschieden. Aus finanziellen oder anderen Gründen ist es nicht immer möglich, einen Jahresspeicher zu errichten. Dann begnügt man sich mit einem Ausgleich für eine kürzere Periode. So werden z. B. besonders bei kleinen Anlagen Tages- oder Wochenspeicher errichtet, die die Unregelmäßigkeiten des Bedarfs innerhalb eines Tages oder innerhalb einer Woche auszugleichen haben. Die Tagesverbrauchs- oder Belastungskurve zeigt meistens starke Unstetigkeiten, wobei der Bedarf während kurzer Zeit einen sehr hohen Wert annimmt (Belastungsspitze, s. Abb. 3). Der Hauptzweck der Speicherung ist dann, die Energielieferung dem jeweiligen Bedarf anzupassen. In hochentwickelten Industriezentren, wo der Grundstrom von nicht speicherfähigen Wasserkraftanlagen („Laufwerken“) oder Wärmekraftanlagen geliefert wird, werden solche Staubecken ausschließlich zur Spitzendeckung errichtet (Pumpspeicherwerke).

Bei größeren Wasserkraftanlagen, wo die geologischen und geographischen Verhältnisse dies gestatten, werden meistens Jahresspeicher errichtet, um die Ausnutzung möglichst großer

---

<sup>1)</sup> Näheres über Wasserkraftanlagen s. Bundschu, Wasserkraftanlagen. Samml. Göschen Bd. 665/666.

Wassermengen zu ermöglichen. Aus wirtschaftlichen oder anderen Gründen kann es jedoch vorkommen, daß man auf einen vollständigen Ausgleich vorläufig oder überhaupt verzichten muß; dann ist der Staubeckeninhalt bzw. die Höhe der Talsperre auf Grund einer Wirtschaftlichkeitsberechnung zu bestimmen. Wie der Staubeckeninhalt bestimmt wird, soll an Hand eines Beispiels gezeigt werden.

Es sei eine gleichmäßige Wasserentnahme während des

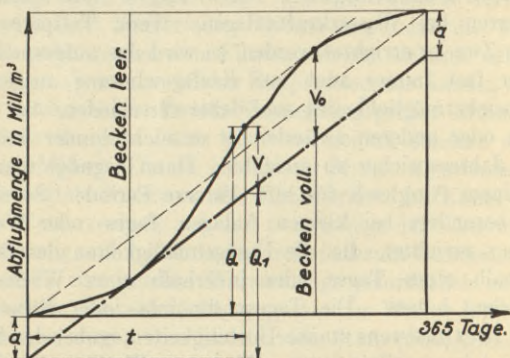


Abb. 4. Bestimmung des Beckeninhalts bei vollständigem Ausgleich.

ganzen Jahres erwünscht. Den zum vollständigen Ausgleich erforderlichen Beckeninhalt erhält man nach Abb. 4 aus der Integralkurve der Zuflußmengen ( $Q =$  Gesamtabflußmenge des Flusses vom Jahresanfang bis zum Zeitpunkt  $t$ ). Man verbindet den Anfangs- und Endpunkt der Kurve, und zieht eine untere und obere parallele Tangente zu dieser Verbindungslinie. Die untere Tangente ist die Entnahmelinie (ebenfalls Integrallinie), der Ordinatenunterschied  $V$  zwischen dieser und der Zuflußkurve gibt den jeweiligen Staubeckeninhalt an. Der größte Wert von  $V$  ( $= V_0$ , oberer Berührungs-



punkt) gibt den gesuchten erforderlichen Stauraum an. Um die Abflußmenge des Jahres voll ausnutzen zu können, muß das Staubecken am Ende des Jahres ebensoviel Wasser enthalten wie am Anfang desselben ( $= a$ ).

Steht aus irgendwelchem Grunde nicht der Inhalt  $V_0$ , sondern nur ein kleinerer Inhalt  $V_1$  zur Verfügung, und verlangt man trotzdem eine gleichmäßige Wasserentnahme, so

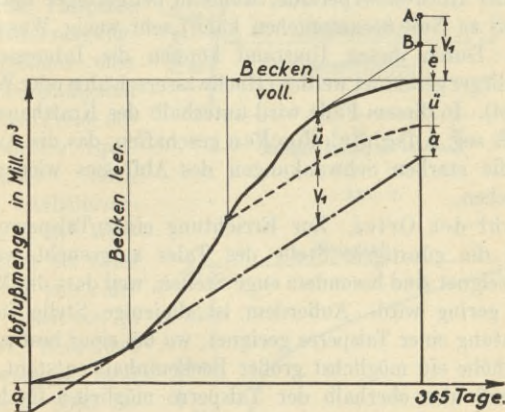


Abb. 5. Bestimmung des Beckeninhalts bei teilweisem Ausgleich.

kann die gesamte Abflußmenge nicht ausgenutzt werden, sondern ein Teil derselben ( $ü$  in Abb. 5) fließt durch die Hochwasserentlastung unausgenutzt ab. Um die gleichmäßig zu entnehmende sekundliche Wassermenge (in der Integralfigur Neigung der Entnahmelinie) zu finden, trägt man vom Endpunkte der Kurve den gegebenen Beckeninhalt  $V_1$  auf (Punkt  $A$ ), und man zieht eine zunächst beliebig gerichtete parallele untere und obere Tangente zu der Kurve; letztere schneidet die Endordinate im Punkte  $B$ . Der Abstand  $\overline{AB}$  (Endbeckeninhalt) muß dem Anfangsbeckeninhalt ( $a$ ) gleich

sein. Durch zwei- bis dreimaliges Probieren kann die Entnahmelinie leicht gefunden werden.

Durch den Betrieb der Talsperre ändert man die Abflußverhältnisse unterhalb des Krafthauses unter Umständen wesentlich, besonders wenn die Kraftanlage teilweise oder ganz zur Spitzendeckung dient. In der Zeit der Höchstbelastung fließt dann manchmal so viel Wasser ab wie während der Hochwasserperiode, während bei geringer Belastung (die bis zu Null heruntergehen kann) sehr wenig Wasser abfließt. Durch diesen Umstand können die Interessen der Unterlieger gefährdet werden (Hochwasserschäden oder Wassermangel). In diesem Falle wird unterhalb des Krafthauses ein zweites sog. Ausgleichsbecken geschaffen, das die Aufgabe hat, die starken Schwankungen des Abflusses wieder auszugleichen.

**Wahl des Ortes.** Zur Errichtung einer Talsperre muß zuerst die günstigste Stelle des Tales ausgesucht werden. Gut geeignet sind besonders enge Stellen, weil dort die Mauerlänge gering wird. Außerdem ist diejenige Stelle für die Errichtung einer Talsperre geeignet, wo bei einer bestimmten Mauerhöhe ein möglichst großer Beckeninhalte entsteht. Das Tal muß also oberhalb der Talsperre möglichst flach und breit sein. Solche Stellen finden wir meistens in Gegenden, wo früher natürliche Seen vorhanden waren; durch die Errichtung der Talsperre wird dann der ehemalige See wieder hergestellt. Da der zweite Hauptfaktor bei einer Wasserkraftanlage das Gefälle ist, so ist es erwünscht, daß unterhalb der Talsperre das Tal ein großes relatives Gefälle aufweist. Die günstigste Stelle für eine Talsperre ist also im Grundriß eine Talenge mit einer möglichst starken Verbreiterung oberhalb und im Längsprofil ein konvexer Gefällsbruch.

Zum Wirtschaftlichkeitsvergleich einer Talsperre kann das Verhältnis des Staukörperinhalts zum Staubeckeninhalt dienen. Noch richtiger wird die Wirtschaftlichkeit aus-

gedrückt durch die Kosten von  $1 \text{ m}^3$  aufgespeicherten Wassers (Gesamtkosten einer Talsperre, dividiert durch den Staubeckeninhalt). Dient die Talsperre zur Krafterzeugung, so berechnet man am zweckmäßigsten außer dem Preise des Kubikmeters Speicherwasser noch dessen Arbeitsvermögen.  $1 \text{ m}^3$  Wasser leistet bei einer Nutzhöhe von  $h$  Meter die Arbeit von  $7,5 h$  in kW. Wird diese Wassermenge in 1 Stunde = 3600 Sekunden verarbeitet, so ist das gesuchte Arbeitsvermögen

$$\frac{7,5 h}{3600} = \frac{h}{480} \text{ kWh.}$$

Die wichtigsten Unterlagen zur Wirtschaftlichkeitsberechnung einer Tal-

sperre sind die Volumen- und Flächenkurven des Staubeckens. Diese Kurven (s. Abb. 6 und 7) stellen den Beckeninhalt bzw. die Stauffläche als Funktionen der Stauhöhe

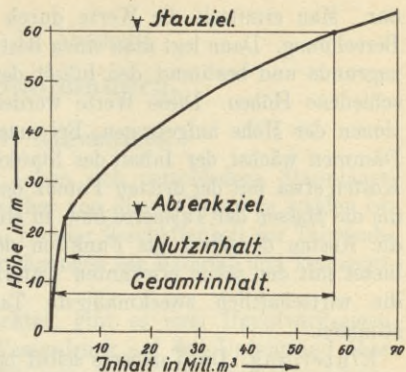


Abb. 6.

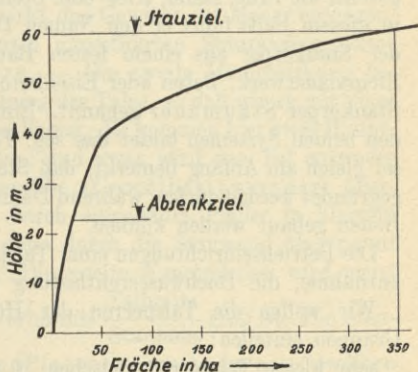


Abb. 7.

dar. Man ermittelt die Werte durch Planimetrierung bzw. Berechnung. Dann legt man einen bestimmten Talsperrentyp zugrunde und bestimmt den Inhalt des Staukörpers für verschiedene Höhen. Diese Werte werden ebenfalls als Funktionen der Höhe aufgetragen. Bei massiven Mauern und bei Dämmen wächst der Inhalt des Staukörpers und damit seine Kosten etwa mit der dritten Potenz der Höhe. Diese Kurve, die die Massen der Talsperre bzw. in einem anderen Maßstabe die Kosten derselben als Funktion der Stauhöhe darstellt, bietet mit den schon erwähnten Unterlagen die Möglichkeit, die wirtschaftlich zweckmäßigste Talsperrenhöhe zu bestimmen.

Einteilung. Die Talsperre selbst besteht aus dem eigentlichen Staukörper und aus den Betriebseinrichtungen. Der Staukörper wird entweder aus einem losen Material hergestellt wie Erde, Lehm, Kies- oder Steinschüttung, Sand usw.; in diesem Falle führt er den Namen Damm. Wird dagegen der Staukörper aus einem festen Baustoffe, und zwar aus Steinmauerwerk, Beton oder Eisenbeton erbaut, so wird der Staukörper Staumauer genannt. Einen Übergang zwischen den beiden Systemen bildet das sog. Trockenmauerwerk. Es sei gleich am Anfang bemerkt, daß Staumauern nur auf Fels gegründet werden dürfen, während Dämme auch auf alluvialen Boden gebaut werden können.

Die Betriebseinrichtungen einer Talsperre sind: die Wasserentnahme, die Hochwasserentlastung und der Grundablaß.

Wir wollen die Talsperren der Höhe nach in folgende Gruppen einteilen:

sehr kleine Talsperren	zwischen	0	und	10	m	Höhe.
kleine	„	„	10	„	30	m „ „
mittlere	„	„	30	„	60	m „ „
hohe	„	„	60	„	100	m „ „
sehr hohe	„	„	über	100	m	„ „

## II. Abschnitt.

**Staumauern.****1. Allgemeines.**

Im Laufe der Zeit haben sich verschiedene Staumauertypen ausgebildet. Welcher von diesen Typen zu wählen ist, hängt von der Talform, von der Beschaffenheit der Talwände, von wirtschaftlichen Erwägungen wie Material- und Transportfragen usw. ab.

Rein statisch betrachtet, gibt es zwei Hauptwirkungen, vermittels derer der Wasserdruck auf den Untergrund übertragen werden kann. Die erste ist die sog. Gewichtswirkung. Auf die Staumauer wirkt der Wasserdruck, der das Bestreben hat, die Mauer um ihren talseitigen Fußpunkt umzukippen. Diesem Kippmoment wirkt das Gewicht der Mauer entgegen. Die nach diesem Prinzip ausgeführten Staumauern nennt man Gewichtsmauern. — Die zweite Hauptwirkung besteht in einer Überbrückung des Tales, so daß wir es mit einer liegenden Brücke zu tun haben. Es kommen hier zwei Hauptkonstruktionen in Frage, und zwar wird das Tal entweder durch ein einziges Gewölbe (Gewölbestaumauer) überbrückt, oder es wird durch eingebaute Pfeiler in kleinere Felder unterteilt und diese durch die Stauwand überspannt (Pfeilerstaumauer). Die zweite Konstruktion wird meist

angewandt, wenn das Verhältnis  $\frac{\text{Talbreite}}{\text{Stauhöhe}}$  groß ist. Die Stauwand kann aus Platten (Plattensperre) oder aus Gewölben (Gewölbereihenmauer) gebildet werden. Außerdem gibt es mehrere Abarten und Kombinationen dieser Haupttypen, die wir unter dem Kapitel „Verschiedene Typen“ behandeln werden.

## 2. Gewichtsmauern.

### a) Hauptkräfte, Profilbestimmung und Berechnung.

Wie erwähnt, muß eine Gewichtsmauer den Wasserdruck durch ihr eigenes Gewicht im Gleichgewicht halten. Unsere Aufgabe besteht darin, das Profil einer solchen Mauer zu bestimmen, wobei folgende Bedingungen erfüllt werden müssen:

1. Kippsicherheit,
2. Gleitsicherheit,
3. in keinem Punkte der Staumauer dürfen Zugspannungen auftreten,
4. in keinem Punkte der Staumauer dürfen die zulässigen Druckbeanspruchungen überschritten werden,
5. die Staumauer darf sich von ihrem Fundament nicht abheben,
6. die zulässige Bodenpressung darf nicht überschritten werden.

Unsere Aufgabe besteht nun darin, ein Profil zu finden, das unter Einhaltung der obigen 6 Bedingungen am billigsten ist, d. h. die geringste Querschnittfläche aufweist. Dabei kann die eine oder die andere Bedingung, wie wir sehen werden, ausgeschaltet werden, da sie durch die übrigen Bedingungen in sich schon erfüllt ist.

Bei der Berechnung der Mauer treffen wir folgende Annahmen:

- a) Sämtliche Kräfte wirken in der Profilebene, d. h. normal zur Mauerachse (ebener Spannungszustand). Die in der Mauerachse wirkenden Kräfte (Temperaturänderung, Schwinden, evtl. Bogenwirkung) werden vernachlässigt.
- b) Lineare Spannungsverteilung in einem beliebigen Querschnitte. Der Einfluß der Gründungssohle auf die Formänderungen wird vernachlässigt.

Wir untersuchen also eine Mauerscheibe von der Dicke Eins. Die Randspannungen können nach der üblichen Formel für exzentrisch gedrückte Querschnitte berechnet werden.

Als äußere Kräfte wollen wir zunächst den auf die Stauwand wirkenden Wasserdruck und das Eigengewicht der Mauer berücksichtigen. Wir werden ferner die Spannungen der Einfachheit halber auf eine waagerechte Fuge berechnen und erst daraus die übrigen Spannungen ermitteln.

Legen wir zunächst nur die dritte Bedingung zugrunde; diese in Verbindung mit der Wirtschaftlichkeitsbedingung erfordert, daß bei den extremen Belastungsfällen gerade noch keine Zugspannungen in der Mauer entstehen. Diese Bedingung erfüllt ein Dreieckprofil, dessen Spitze in der Höhe des Stauzieles liegt (Abb. 8). Man erhält das wirtschaftlich günstigste sog. Minimalprofil, wenn die Resultierende bei leerem Becken durch den wasserseitigen Drittelpunkt des Querschnittes geht und bei vollem Becken durch den talseitigen Drittelpunkt des Querschnittes geht.

In diesem Falle wird nämlich die eine Randspannung in beiden Grenzbelastungsfällen zu Null. Aus einer geometrischen Ähnlichkeit ist es ohne weiteres klar, daß die Kraft „ $G$ “ als Gewicht der Mauer bei senkrechter Wasserseite stets durch den wasserseitigen Drittelpunkt geht. Für eine bestimmte Höhe  $h$  der Staumauer ist der Wasserdruck  $H$  konstant, dagegen ändert sich das Gewicht der Mauer mit der Neigung der Talseite. Durch Änderung dieser

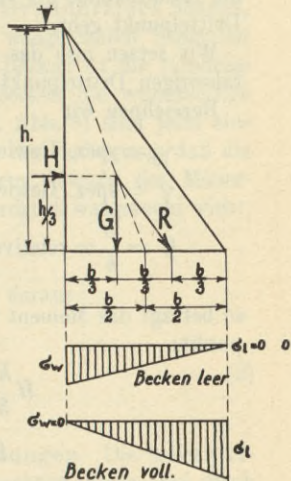


Abb. 8.

Neigung ändert sich die Größe der Kraft  $G$  und damit die Richtung der Resultierenden  $R$ . Je flacher die Luftseite, um so größer wird die Querschnittfläche und um so steiler die Richtung der Resultierenden  $R$ , also um so kleiner wird ihre Exzentrizität. Durch eine entsprechende Wahl der talseitigen Neigung kann also sicherlich erreicht werden, daß die Resultierende bei vollem Becken durch den talseitigen Drittelpunkt geht.

Wir setzen also das statische Moment in bezug auf den talseitigen Drittelpunkt gleich Null (s. Abb. 8).

Bezeichnen wir

$$\gamma_0 = \text{spez. Gewicht des Wassers,}$$

$$\gamma = \text{spez. Gewicht des Mauerwerks,}$$

$$\beta = \frac{b}{h} = \text{relative Mauerbreite,}$$

so beträgt das Moment in bezug auf den luftseitigen Drittelpunkt:

$$H \frac{h}{3} - G \frac{b}{3} = 0 \text{ oder}$$

$$Hh - Gb = 0.$$

Es ist aber

$$H = \frac{1}{2} \gamma_0 h^2 \text{ und}$$

$$G = \frac{1}{2} \gamma b h;$$

es wird somit

$$\frac{1}{2} \gamma_0 h^3 - \frac{1}{2} \gamma b^2 h = 0 \text{ oder}$$

$$\gamma_0 h^2 - \gamma b^2 = 0.$$



Daraus berechnet sich die relative Mauerbreite des Minimalprofils zu

$$\beta = \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma}} \quad (1)$$

Das so ermittelte Profil wollen wir Grunddreieck nennen.

Die Spannungsverteilung in den waagerechten Schnitten ist jetzt dreieckförmig. Bei leerem Becken ist die talseitige Normalspannung und bei vollem Becken die wasserseitige Normalspannung = 0.  $\sigma_w$  und  $\sigma_l$  (s. Abb. 8) sind jetzt einander gleich und berechnen sich aus der Bedingung, daß die Fläche des Spannungsdiagramms dem Gewicht des Mauerprofils gleich sein muß, da der Wasserdruck waagerecht wirkt. Sei  $\sigma_w = \sigma_l = \sigma$ , so ist

$$\frac{1}{2} b \sigma = \frac{1}{2} \gamma b h \text{ und daraus}$$

$$\sigma = \gamma h. \quad (2)$$

Berechnung der Hauptspannungen. Die soeben ermittelten Spannungen der waagerechten Fuge sind noch keinesfalls die Maximalspannungen. Bekanntlich treten in einem und demselben Punkte eines Körpers verschiedene Spannungen auf, je nachdem, wie wir die Schnittfläche ändern. Unter den Spannungen gibt es eine, die den größten und eine andere, die den kleinsten Wert darstellt. Diese Spannungen sind die zwei Hauptspannungen, und die zugehörigen Richtungen die zwei Hauptrichtungen. Die letzteren stehen rechtwinklig zueinander, und sie kennzeichnen sich dadurch, daß in ihnen die Schubspannungen verschwinden.

Es ist leicht einzusehen, daß die beiden Randflächen der Mauer Haupttrichtungen sind, da in ihnen keine Tangentialkräfte auftreten.

Zwecks Bestimmung der Hauptnormalspannungen schneiden wir aus der Wasserseite der Staumauer ein unendlich kleines Dreieck heraus; eine Seite dieses Dreiecks sei waagrecht, und wir nehmen an, daß in dieser Schnittfläche die Normalspannung analytisch oder graphisch bestimmt ist. Die zwei anderen Seiten sind die zwei Haupttrichtungen. Die Neigung der Wasserseite sei durch den Winkel  $\psi$  gekennzeichnet (s. Abb. 9). Die waag-

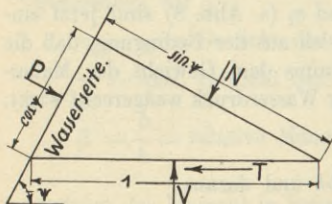


Abb. 9.

rechte Seite sei die Längeneinheit, dann sind die zwei anderen Seiten  $\cos \psi$  bzw.  $\sin \psi$ . Da das Dreieck unendlich klein ist, verteilen sich die Spannungen auf die Seitenflächen gleichmäßig; die Kräfte wirken also in der Mitte der Dreieckseiten.

Sie müssen das Prisma in Gleichgewicht halten. Die Momentengleichung in bezug auf den linken unteren Eckpunkt liefert, wenn der Uhrzeigersinn als positiv angenommen wird:

$$P \frac{1}{2} \cos \psi + N \frac{1}{2} \sin \psi - V \frac{1}{2} = 0.$$

Es ist aber  $V = \sigma$ ,  $P = p \cos \psi$  und  $N = \sigma_0 \sin \psi$ . Hier bedeuten:

- $\sigma$  die Normalspannung in der waagerechten Fuge,
- $\sigma_0$  die Hauptnormalspannung,
- $p$  den Wasserdruck auf die Flächeneinheit.

Es wird also:

$$p \cos^2 \psi + \sigma_0 \sin^2 \psi - \sigma = 0,$$

und daraus

$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{\sin^2 \psi} - p \operatorname{ctg}^2 \psi.$$

Die luftseitige Hauptspannung erhält man aus obiger Formel, indem man  $p = 0$  setzt:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{\sin^2 \psi}.$$

Diese Formeln können durch eine geometrische Beziehung einfacher ausgedrückt werden. Nach Abb. 10 ist

$$\operatorname{ctg} \psi_w = \frac{m}{h} = \mu \quad \text{und}$$

$$\operatorname{ctg} \psi_l = \frac{n}{h} = \nu,$$

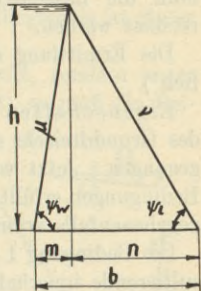


Abb. 10.

wobei  $\mu$  und  $\nu$  die wasserseitige bzw. luftseitige Böschung darstellen. Dann ist die Hauptnormalspannung an der Wasserseite:

$$\sigma_{w0} = (1 + \mu^2) \sigma_w - \mu^2 p \quad (3)$$

und an der Luftseite

$$\sigma_{l0} = (1 + \nu^2) \sigma_l. \quad (4)$$

Dabei ist der Wasserdruck auf die Flächeneinheit bei Gewichtsmauern  $p = \gamma_0 h$ .

Aus Formel (3) geht hervor, daß bei  $\sigma_w = 0$  die Hauptspannung  $\sigma_{w0}$  im allgemeinen nicht Null, sondern negativ ist, also eine Zugspannung darstellt. Die Bedingung  $\sigma_w = 0$  be-

deutet, daß die Resultierende durch den luftseitigen Drittelpunkt der waagerechten Fuge geht. Zugspannung wird in diesem Falle nur dann nicht entstehen, wenn  $\mu = 0$  ist, also bei senkrechter Wasserseite. Dies trifft für das Grunddreieck zu.

Bei senkrechter oder nahezu senkrechter Wasserseite braucht man die wasserseitige Hauptnormalspannung nicht zu berechnen, da sie nicht oder kaum von  $\sigma_w$  abweicht. Dieser Fall trifft bei Gewichtsmauern in der Regel zu. Dagegen muß die luftseitige Hauptnormalspannung unbedingt berechnet werden.

Die Ermittlung der Schubspannungen ist nicht erforderlich<sup>1)</sup>.

Eigenschaften des Grunddreiecks. Zur Bestimmung des Grunddreiecks sind wir allein von der Bedingung 3 ausgegangen. Jetzt wollen wir prüfen, inwieweit die übrigen Bedingungen erfüllt sind, bzw. welche Änderungen des Profils gegebenenfalls erforderlich sind.

Die Bedingung 1 (Kippsicherheit) ist erfüllt, wenn die Resultierende innerhalb des Querschnittes bleibt. Und das ist bei einer Gewichtsmauer immer der Fall. Bei dem Grunddreieck ist — wie das leicht nachzuweisen ist — eine zweifache Sicherheit gegen Umkippen vorhanden. Die Kippsicherheit braucht also bei Gewichtsmauern nicht nachgeprüft zu werden.

Die Gleitsicherheit (Bedingung 2) verlangt, daß die Mauer an der Gründungsfläche nicht abrutscht. Auf das Grunddreieck wirkt der horizontale Wasserdruck  $H$ ; es muß also an der Talsohle eine ebenso große aber entgegengerichtete Kraft, der Reibungswiderstand, auftreten. Es muß demnach sein  $H = fG$ , wobei  $f$  die Reibungszahl ist. Der größtmögliche Wert dieser Reibungszahl ist die Gleitzahl  $f_0$ . Die Bedingung lautet:

<sup>1)</sup> Siehe Kelen, Die Staumauern, S. 95 ff.

$$f = \frac{H}{G} \leq f_{zul} < f_0.$$

$$f = \frac{H}{G} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_0 h^2}{\frac{1}{2} \gamma \beta h^2} = \frac{\gamma_0}{\gamma \beta}.$$

Unter Berücksichtigung der Gl. (1) berechnet sich die Reibungszahl beim Grunddreieck ebenfalls zu

$$f = \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma}}. \quad (5)$$

Bei waagerechter und aufgerauhter Gründungssohle ist dieser Wert zulässig.

Ist die Gründungssohle nicht waagrecht, sondern unter dem Winkel  $\varepsilon$  talabwärts geneigt (Abb. 11), so muß die Reibungszahl in dieser geneigten Fläche ermittelt werden. Parallel zur Fläche wirkt die Kraft

$$H_1 = H \cdot \cos \varepsilon + G \sin \varepsilon$$

und senkrecht zur Fläche

$$G_1 = G \cos \varepsilon - H \sin \varepsilon.$$

Die Reibungszahl beträgt jetzt

$$f_1 = \frac{H_1}{G_1} = \frac{H \cos \varepsilon + G \sin \varepsilon}{G \cos \varepsilon - H \sin \varepsilon}.$$

Berücksichtigt man, daß die Reibungszahl bei waagerechter

Sohle  $f = \frac{H}{G}$  ist, so erhält obiger Ausdruck die Form

$$f_1 = \frac{f + \operatorname{tg} \varepsilon}{1 - f \operatorname{tg} \varepsilon}. \quad (6)$$

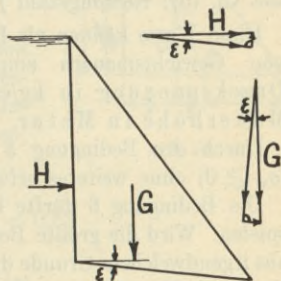


Abb. 11.

Bei talabwärts geneigter Sohle verringert sich also die Reibungszahl und damit die Gleitsicherheit. Bei talabwärts ansteigender Sohle wird dagegen die Gleitsicherheit höher.

Da sämtliche Spannungen mit der Mauerhöhe (oder mit der Tiefe der waagerechten Fuge) linear zunehmen, entstehen die größten Spannungen an der Fundamentfläche. Da bei leerem Becken ein Einsturz nicht zu befürchten ist, genügt es, die Spannungen nur bei vollem Becken zu untersuchen. Die größte Bodenpressung tritt an der Luftseite, die kleinste an der Wasserseite auf. Die größte Normalspannung ist die luftseitige, die kleinste die wasserseitige Hauptnormalspannung. Bei den spezifischen Gewichten von  $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$  und  $\gamma_0 = 1,0 \text{ t/m}^3$  erhalten wir für das Grunddreieck folgende Werte:

aus Gl. (1): relative Mauerbreite  $\beta = 0,66$ ,

aus Gl. (2): max. Bodenpressung  $\sigma_1 = 2,3 h$  in  $\text{t/m}^2$  ( $h$  in  $m$ ),

aus Gl. (4): max. Druckspannung  $\sigma_{10} = 3,3 h$  in  $\text{t/m}^2$  ( $h$  in  $m$ ),

aus Gl. (5): Reibungszahl  $f = 0,66$ .

Diese Werte können als Faustformeln bei der Berechnung von Gewichtsmauern empfohlen werden. Die größte Druckspannung in  $\text{kg/cm}^2$  beträgt also rd.  $\frac{1}{3}$  der Mauerhöhe in Meter.

Durch die Bedingung 3 ( $\sigma_{w0} \geq 0$ ) ist die Bedingung 5 ( $\sigma_w \geq 0$ ) ohne weiteres erfüllt.

Die Bedingung 6 dürfte bei solider Felssohle keine Rolle spielen. Wird die größte Bodenpressung von etwa  $\sigma_1 = 2,3 h$  aus irgendwelchem Grunde doch für zu hoch gehalten, so kann sie durch Vergrößerung der relativen Mauerbreite  $\beta$  herabgesetzt werden. Geht man wieder von der Überlegung aus, daß bei leerem Becken keine Einsturzgefahr besteht, so muß die luftseitige Bodenpressung bei vollem Becken auf den zulässigen Wert herabgesetzt werden. Die Wasserseite nehmen wir dabei senkrecht an (Abb. 12).

Das Moment der Kräfte in bezug auf den Punkt 0 ist:

$$M = H \cdot \frac{h}{3} - G \cdot \frac{b}{6}$$

und die Normalkraft

$$N = G.$$

Die luftseitige Bodenpressung berechnet sich zu

$$\sigma_1 = \frac{N}{b} + \frac{6M}{b^2}.$$

Durch Einsetzen der entsprechenden Werte — wobei  $\sigma_1$  als zulässige Bodenpressung als bekannt vorausgesetzt wird — ergibt sich die relative Mauerbreite zu:

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{\sigma_1'}}, \quad (7)$$

wo  $\sigma_1' = \frac{\sigma_1}{\gamma_0 h}$  relative Bodenpressung genannt wird.

Beispiel: Bei einer 100 m hohen Mauer wäre die größte Bodenpressung  $2,3 \cdot 100 = 230 \text{ t/m}^2$ . Wird dagegen nur  $\sigma_1 = 150 \text{ t/m}^2$  zugelassen, so muß die relative Mauerbreite

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{1,5}} = 0,82$$

betragen, da  $\sigma_1' = \frac{150}{1 \cdot 100} = 1,5$  ist.

Schließlich wird auch die 4. Bedingung, nämlich daß die maximale Druckspannung innerhalb der zulässigen Grenzen bleibt ( $\sigma_{10} < \sigma_{zul.}$ ), beim Grunddreieck meistens erfüllt; eine Profiländerung käme nur bei sehr hohen Staumauern in Betracht. Da  $\sigma_{10} \approx \frac{1}{3} h$ , so kann man z. B. bei einer zulässigen Beanspruchung von  $40 \text{ kg/cm}^2$  bis zu 120 m Höhe, bei  $50 \text{ kg/cm}^2$  bis 150 m Höhe gehen. Diese Spannungen sind bei dem heutigen Stande der Betontechnik zulässig, während

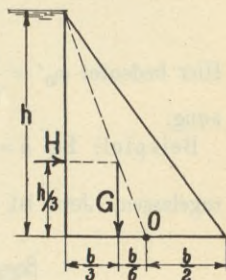


Abb. 12.

die entsprechenden Mauerhöhen bei den bisherigen Ausführungen noch nicht erreicht wurden.

Ist eine Herabsetzung der größten Druckspannung erwünscht, so ändert man wieder die relative Mauerbreite. Die Berechnung erfolgt genau so wie vorher, nur muß man aus dem Wert  $\sigma_1$  noch die Hauptspannung  $\sigma_{10}$  gemäß Formel (4) ermitteln. So erhält man bei senkrechter Wasserseite für die relative Mauerbreite den Wert

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{\sigma_{10}' - 1}}. \quad (8)$$

Hier bedeutet  $\sigma_{10}' = \frac{\sigma_{10}}{\gamma_0 h}$  die reduzierte zulässige Druckspannung.

Beispiel: Bei  $h = 150$  m Mauerhöhe sei  $\sigma_{10} = 400$  t/m<sup>2</sup> zugelassen. Jetzt ist  $\sigma_{10}' = \frac{400}{1 \cdot 150} = 2,67$  und daraus

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{2,67 - 1}} = 0,775.$$

Isostaten und Trajektorien. Ein sehr übersichtliches Bild über die Spannungsverteilung in der Mauerscheibe liefern uns die Isostaten und die Trajektorien. Die Isostaten oder isostatischen Linien verbinden die Punkte gleicher Hauptnormalspannungen. In Abb. 13 sind die Kurven der größten Hauptnormalspannungen eingetragen (Kurvenschar a für volles, Kurvenschar b für leeres Becken). Die Trajektorien geben die zwei Hauptrichtungen in jedem Punkte der Mauerscheibe an. In Abb. 14 sind diese Kurven für volles Becken eingezeichnet. Kurvenschar a gibt die Hauptrichtungen an, in denen die größten und Kurvenschar b die Richtungen, in denen die kleinsten Hauptspannungen auftreten. Da die zwei Hauptrichtungen stets einen rechten Winkel einschließen, schneiden sich die beiden Kurvenscharen



ebenfalls rechtwinklig; sie gehen im rechten Winkel von der einen Begrenzungslinie aus und nähern sich asymptotisch zu der anderen Begrenzungslinie der Mauer. Zieht man in einem beliebigen Kreuzungspunkte zweier Kurven eine Tan-

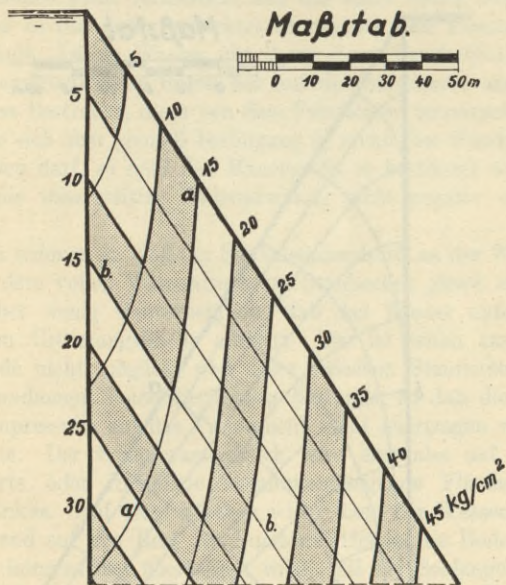


Abb. 13. Isostaten.

gente zur Kurve a, so erhält man die Schnittfläche, in der die größte Normalspannung des betreffenden Punktes auftritt. Der Hauptspannungsvektor selbst ist normal zu dieser Fläche gerichtet. Die parallele Tangente zur Kurve b gibt die Schnittfläche an, in der die kleinste Normalspannung auftritt. Gemäß Bedingung 3 (S. 18) muß auch die letztere Druckspannung sein.

Die Ermittlung der Trajektorien bei leerem Becken ist noch viel einfacher; die Hauptrichtungen sind waagrecht bzw. senkrecht.

Die isostatischen Linien dienen zur Bestimmung der

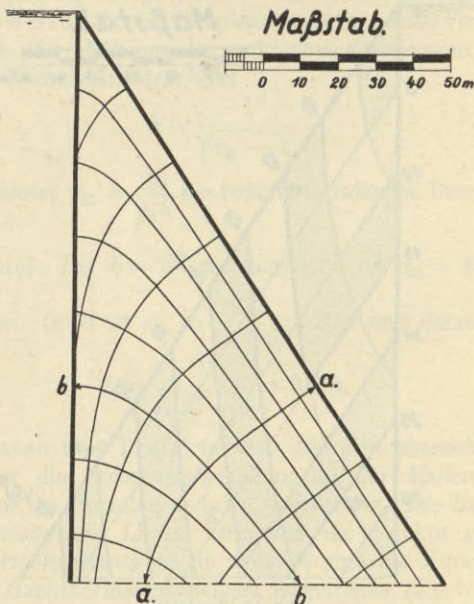


Abb. 14. Trajektorien.

Qualität des Baumaterials bzw. des Mischungsverhältnisses; die Trajektorien sind dagegen bei der Ausbildung der Arbeitsfugen zu beachten. Die genaue Aufzeichnung dieser Kurven für ein bestimmtes Projekt ist nicht erforderlich; für praktische Zwecke genügt es, den ungefähren Verlauf der Kurven zu kennen.

## b) Zusätzliche Kraftwirkungen.

**Sohlenwasserdruck.** Die Staumauer muß mit dem Untergrundfels dicht verbunden werden, und für diesen Zweck sind besondere Maßnahmen zu treffen; doch läßt es sich im allgemeinen nicht vermeiden, daß das unter Druck stehende Wasser in die Sohle zwischen Staumauer und Fundament eindringt. Dieses Wasser übt dann einen Druck (Sohlenwasserdruck) von unten her auf die Staumauer aus und hat das Bestreben, diese von dem Fundament emporzuheben. Da sie sich aber (gemäß Bedingung 5) nicht vom Fundament abheben darf, so muß das Mauerprofil so bestimmt werden, daß die wasserseitige Bodenpressung nicht negativ werden kann.

Wir nehmen an, daß der Sohlenwasserdruck an der Wasserseite dem vollen Wasserdruck im Staubecken gleich ist. Es ist aber wenig wahrscheinlich, daß das Wasser unter der ganzen Gründungsfläche auftritt. Das ist schon aus dem Grunde nicht möglich, weil dann zwischen Staumauer und Felsfundament keine Berührung bestände, so daß die volle Bodenpressung auf das Fundament nicht übertragen werden könnte. Der Sohlenwasserdruck wird sich also auf einige isolierte oder irgendwie zusammenhängende Flächen beschränken. Auf diese Flächen wirkt dann der Wasserdruck, während auf den Rest der Fundamentfläche die Bodenpressung konzentriert übertragen wird. Sei die Sohlenporosität (Verhältnis der Porenflächen zu der Gesamtfläche  $F$ ) mit  $m$  bezeichnet, so beträgt der Sohlenwasserdruck an der Wasserseite

$$m F \gamma_0 h = (m \gamma_0 h) F.$$

Der Sohlenwasserdruck kann also als ein auf die ganze Sohle wirkender Wasserdruck aufgefaßt werden, dessen Wert das  $m$ -fache des vollen Wasserdruckes im Staubecken beträgt. Die Ziffer  $m$  liegt zwischen 0 und 1.

Nehmen wir an, daß der Sohlenwasserdruck gemäß Abb. 15 vom Wert  $m \cdot \gamma_0 \cdot h$  geradlinig bis 0 an der Luftseite abnimmt, so wirkt der resultierende Sohlenwasserdruck  $U$  im wasserseitigen Dreiteilpunkt, wo auch das Gewicht  $G$  angreift. Jetzt

wirkt also als senkrechte Kraft statt  $G$  das verminderte Gewicht

$$G - U = \frac{1}{2} b h (\gamma - m \gamma_0).$$

Diese Kraft können wir also als das Gewicht der Mauer auffassen, wobei das spezifische Gewicht  $\gamma - m \gamma_0$  beträgt. So erhalten wir für die relative Mauerbreite aus Gl. (1) den Wert

$$\beta = \sqrt{\frac{\gamma_0}{\gamma - m \gamma_0}}. \quad (9)$$

Bei senkrechter Wasserseite und für  $\gamma = 2,3 \text{ t/m}^2$  ergeben sich folgende Werte:

für $m = 0,2$ ist $\beta = 0,69,$
0,3                    0,71,
0,4                    0,73.

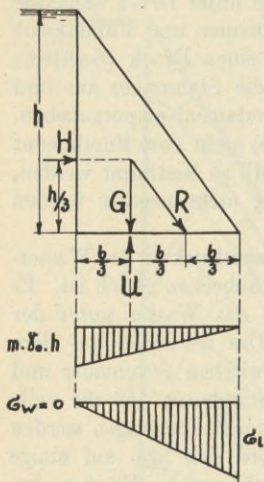


Abb. 15.

Legt man eine andere Verteilung des Sohlenwasserdruckes zugrunde, so ändern sich dadurch die Verhältnisse an der Wasserseite nicht. Wesentlich ist nur die Wahl des Wertes  $m$ .

Einfluß der Mauerkrone. Statisch betrachtet wird die Mauerkrone durch eine senkrechte Kraft  $G_0$  dargestellt, die in einem Abstand von  $x_0$  von der Spitze des Dreiecks angreift (Abb. 16). Wir zeichnen die zwei Drittellinien des Profils ein und verlängern die Kraft  $G_0$ , bis sie die beiden Drittellinien schneidet. Im Grunddreieck würde man Zugspannungen erhalten 1. oberhalb des Schnittpunktes  $A$  an der Wasserseite

bei vollem Becken und 2. unterhalb des Schnittpunktes  $B$  an der Luftseite bei leerem Becken. Den ersten Fall verhindert man, indem man die Mauerkrone derart ausbildet, daß der Bereich oberhalb des ersten Schnittpunktes von der Mauerkrone eingeschlossen wird (punktierte Linie rechts oben). Der zweite Fall wird dadurch vermieden, daß von dem erwähnten Schnittpunkte abwärts das Profil wasserseitig verbreitert wird. Am zweckmäßigsten erhält daher die Wasserseite eine geringe Böschung von etwa 3% (punktierte Linie links).



Abb. 16.

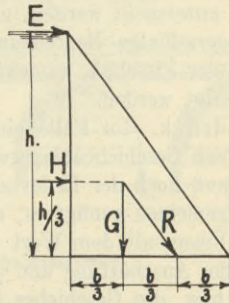


Abb. 17.

Das praktische Mauerprofil wird also mit einer relativen Mauerbreite von etwa 73% konstruiert, wovon die Wasserseite eine Böschung von 3% erhält; dabei ist die Wirkung der Mauerkrone und ein Sohlenwasserdruck von einem Drittel des vollen Wasserdruckes mit berücksichtigt.

Eisschub. Im Hochgebirge oder in nördlichen Ländern, wo mit starken Frösten gerechnet werden muß, wird manchmal die Wirkung eines Eisschubes berücksichtigt. Der Eisdruck kann als eine waagrecht wirkende Kraft in die Berechnung eingeführt werden. Wirkt der Eisschub  $E$  in der Spitze des Dreiecks, so lautet die Momentengleichung (Abb. 17)

$$H \frac{h}{3} - G \frac{b}{3} + Eh = 0.$$

Daraus ergibt sich nach Einsetzung der entsprechenden Werte:

$$\beta^2 = \frac{E + \frac{1}{6} \gamma_0 h^2}{\frac{1}{6} \gamma h^2}. \quad (10)$$

Die relative Mauerbreite ändert sich jetzt nicht mehr linear mit der Höhe  $h$ ; der Wert  $\beta$  müßte also in verschiedenen Fugen untersucht werden, und man erhält für die Luftseite keine geradlinige Begrenzung mehr. Im allgemeinen kann jedoch der Eisschub, namentlich bei hohen Staumauern vernachlässigt werden.

Erddruck. Im Falle einer wasserseitigen Anschüttung, oder wenn Geschiebeablagerungen vor der Mauer zu erwarten sind, muß noch der Erddruck in Rechnung gestellt werden. Im allgemeinen genügt es, diese Kraft waagrecht wirkend anzunehmen mit dem Wert von  $\frac{1}{2} (\gamma_e - \gamma_0) h^2$ , wobei  $h$  die Höhe der Anschüttung und  $\gamma_e$  das Raumgewicht der Schüttmasse bzw. des Geschiebes bedeutet.

### c) Konstruktive Ausbildung.

Mauerkrone. Die Kronenbreite richtet sich nach dem zu erwartenden Verkehr. Falls der Verkehr nicht über die Mauer geleitet wird, genügt eine geringe Kronenbreite, z. B. 1—2 m, bei hohen Mauern etwas mehr. Eine Überhöhung der Mauer (Anordnung der Krone über das Stauziel) ist mit Rücksicht auf den zu erwartenden Wellenschlag erforderlich. Diese Überhöhung kann auch mit billigen Mitteln erreicht werden, indem man die Brüstung an der Wasserseite massiv und entsprechend hoch ausbildet. Beträgt die Überhöhung z. B. 1 m und die Brüstung 2 m, so hat man eine Gesamtüberhöhung von 3 m, die als hinreichend genug betrachtet werden

kann. Die Brüstung ist dann auf Wasserdruck zu dimensionieren; sie wird am zweckmäßigsten in Eisenbeton errichtet.

Auch mit der Krone können weitere Ersparnisse erzielt werden, indem sie nicht massiv, sondern aufgelöst, etwa nach Abb. 18, ausgebildet wird.

Herdmauer. Um die Durchsickerungen unter der Stau-mauer hindurch zu vermeiden oder herabzusetzen, empfiehlt es sich, die Gewichtsmauern immer mit einem entsprechend tiefen und breiten wasserseitigen Sporn zu errichten. Die

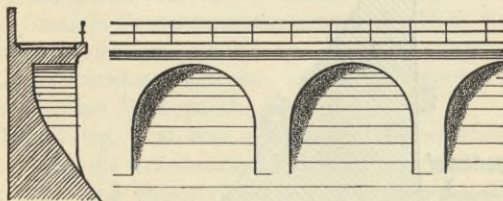


Abb. 18. Aufgelöste Mauerkrone.

Tiefe  $t$  des Sporns (s. Abb. 19) soll etwa 5—10% der Mauerhöhe, die Breite etwa  $\frac{1}{2}t$  bis  $t$  betragen.

Entwässerung. Zwecks Vermeidung von Durchsickerungen durch die Staumauer selbst wird oft ein Entwässerungssystem in der Nähe der Wasserseite eingebaut. Die Entwässerungsrohre bestehen meistens aus senkrechten, unglasierten Tonröhren von etwa 10 cm Durchmesser. Das so gesammelte Wasser wird in verschiedenen Höhen durch horizontale Sammler aufgefangen und an die Luftseite geführt.

Die Notwendigkeit dieser Entwässerung wird von einem Teil der Fachkreise bezweifelt.

Viel wichtiger ist die entsprechende Entwässerung der Sohle. Von der Gründungssohle müssen senkrechte Dränröhren hochgeführt werden (s. Abb. 19), damit das Wasser,

das evtl. unterhalb der Herdmauer durchsickert, abgeführt werden kann. Dadurch wird auch die Gefahr eines Sohlenwasserdruckes erheblich herabgesetzt. Es ist empfehlenswert, nicht nur eine, sondern mehrere Reihen solcher Röhren anzuordnen. Zur Messung des Sohlenwasserdruckes sind die Enden einiger Rohre mit Manometern zu versehen.

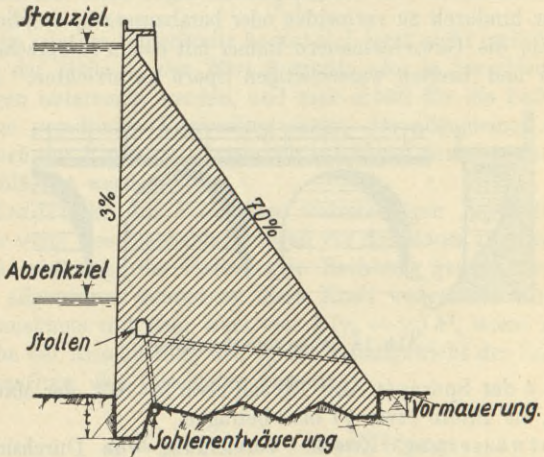


Abb. 19.

**Dichtung.** Eine weitere, sehr wirksame Vorsichtsmaßregel, Durchsickerungen durch die Staumauer zu vermeiden, besteht in der dichten Herstellung der Wasserseite. In der Praxis werden verschiedene Dichtungsmittel angewandt wie Teer- bzw. Asphaltpappen, Torkretschicht, evtl. mit eingelegtem Drahtnetz und darüber ein wasserdichter Anstrich, usw. Eine künstliche Dichtung kann bei Gewichtsmauern entbehrt werden; dagegen empfiehlt es sich, die Wasserseite aus einem dichten und fetten Vorsatzbeton



herzustellen. Außerdem lehrt die Erfahrung, daß im Laufe der Zeit eine Selbstdichtung stattfindet. Das Sickerwasser enthält nämlich meistens schwebende Stoffe, die nach und nach die Poren des Betons verstopfen. Diese Selbstdichtung ist bei den meisten Talsperren beobachtet worden.

Die Luftseite der Mauer ist ebenfalls aus gutem, frostbeständigem Beton herzustellen. Ob eine Verkleidung der Luft- bzw. Wasserseite mit Bruchsteinmauerwerk oder mit Kunststeinen erfolgt oder nicht, ist von den örtlichen Verhältnissen und von ästhetischen Gesichtspunkten abhängig.

Um die Durchsickerungen jederzeit kontrollieren zu können, ordnet man in Gewichtsmauern je nach der Höhe einen oder mehrere Besichtigungstollen an. In diesen Stollen münden auch die Entwässerungsrohre, und in ihm werden auch die verschiedenen Meßapparate untergebracht.

Gründung. Um eine genügende Gleitsicherheit zu erzielen, muß die Gründungssohle sorgfältig vorbereitet werden. Der Fels muß entsprechend verzahnt werden; die Zähne dürfen nicht zu klein sein, weil diese sonst nicht imstande sind, das Abrutschen der Mauer zu verhindern. Die Gleitsicherheit kann ferner noch durch eine luftseitige Vormauerung erhöht werden. Besonders ist darauf zu achten, daß die Gründungssohle talabwärts nicht geneigt ist, sonst erhöht sich die Reibungszahl wesentlich (s. Formel 6).

Dehnungsfugen. Erfahrungen zeigen, daß in Gewichtsmauern aus Beton senkrechte Risse aufzutreten pflegen. Diese Risse sind auf die Zusammenziehung des Betons infolge Schwindwirkung und Temperaturabnahme zurückzuführen. Risse, die nachträglich auftreten, verlaufen unregelmäßig und führen zu Durchsickerungen; daher müssen in die Mauer Dehnungsfugen eingebaut werden. Der Abstand der Dehnungsfugen soll nicht mehr, eher weniger als 15 m betragen. Um Durchsickerungen längs der Dehnungsfugen zu vermeiden, werden solche Fugen verzahnt (s. Abb. 20). In der Nähe der Wasser-

seite sind Dränrohre besonders zweckmäßig. Die Fugen sind an der Wasserseite durch besondere Mittel wie Kupferblech, Asphalt usw. zu dichten.

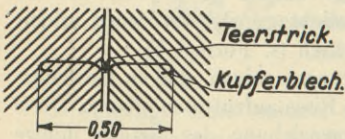
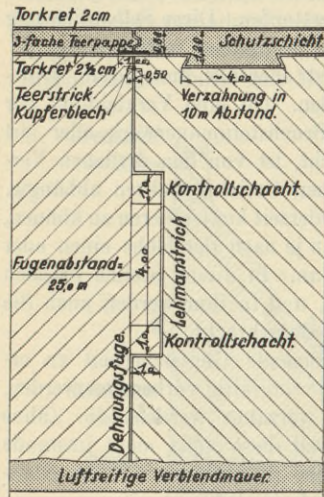


Abb. 20. Dehnungsfuge der Schwarzenbachtalsperre (nach Schoklitsch).

wieder (s. hierzu die Tab. 1 und 6). Die Schwarzenbachtalsperre (Abb. 21) im badischen Schwarzwald ist ein Teil des Murgkraftwerkes. Die Talsperre ist in Gußbeton mit luftseitiger Naturverkleidung ausgeführt. In der Mitte der

Grundrißanordnung. Im Grundriß wird die Stau-mauer entweder geradlinig oder bogenförmig angeordnet. Der Grund für die bogenförmige Anordnung ist, durch die Bogenwirkung zur Sicherheit der Stau-mauer beizutragen. Ob aber bei der meist üblichen schwachen Krümmung mit einer Bogenwirkung gerechnet werden kann, ist zum mindesten fraglich. Eine Schwächung des Profils in Anbetracht der zu erwartenden Gewölbewirkung — wie dies bei einigen neueren Gewichtsmauern vorkommt — ist jedenfalls bei schwacher Krümmung nicht zu empfehlen.

Die Abb. 21—30 geben die Projektzeichnungen bzw. Bilder einiger ausgeführten Gewichtsmauern

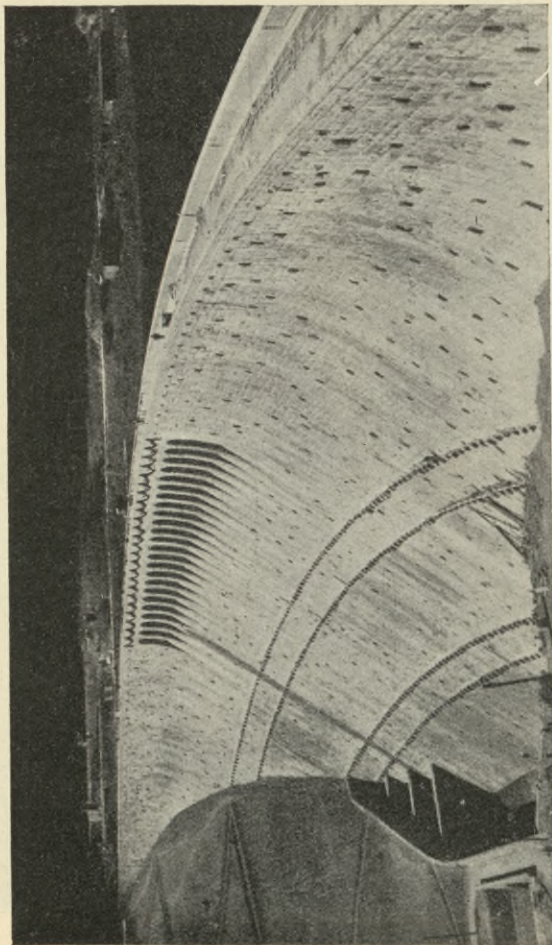


Abb. 21. Schwarzenbachtalsperre.

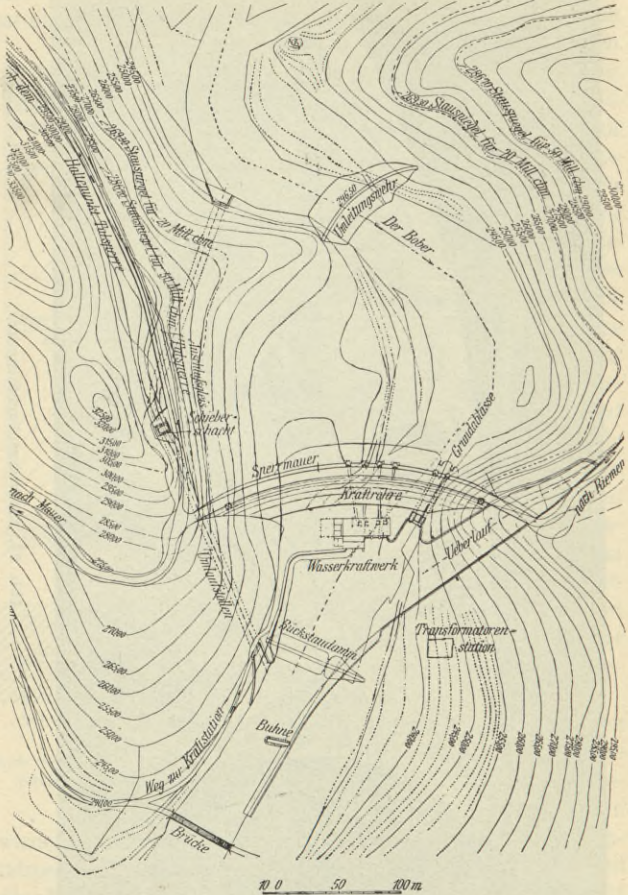


Abb. 22. Talsperre bei Mauer am Bober (Bachmann).



Abb. 23. Talsperre bei Mauer am Bober (Bachmann).

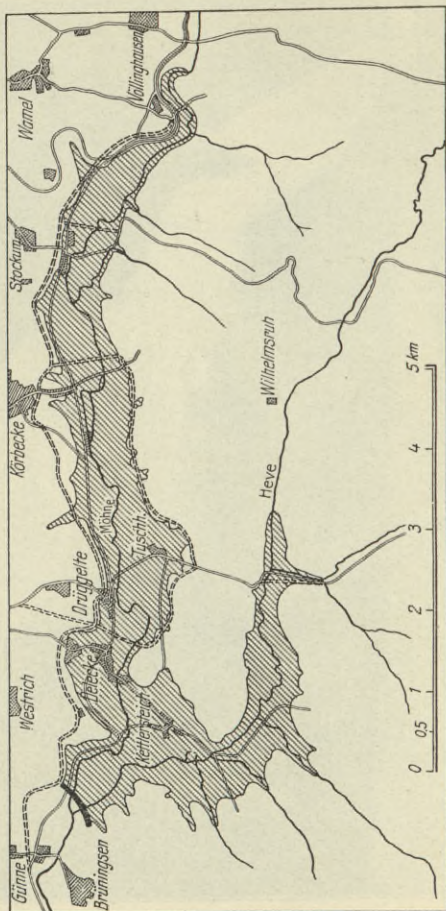


Abb. 24. Möhnetalsperre. Übersichtskarte (nach Ludin).

Mauer, oben, sind die Überfallöffnungen sichtbar. Am luftseitigen Mauerfuß ist ein durch Querwände in Zellen unterteiltes Becken (Tosbecken) vorhanden, das zur Energie-

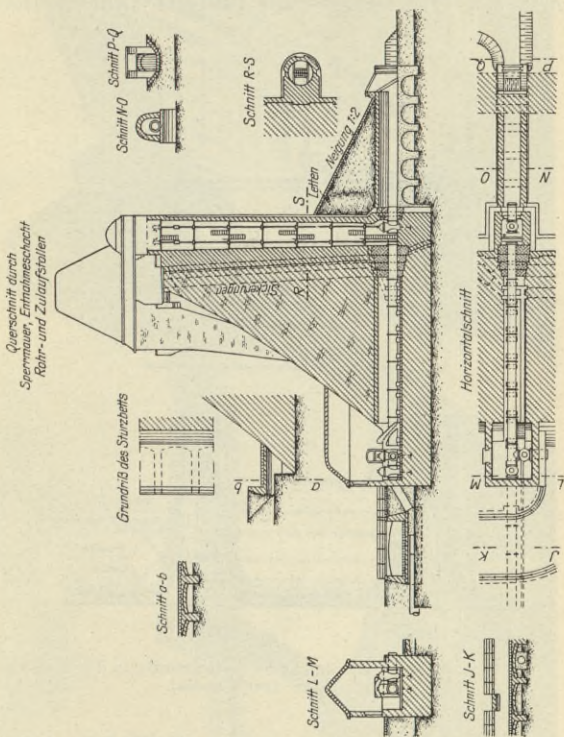


Abb. 25. Möhnetalsperre. Querschnitt und Einzelheiten der Sperrmauer (nach Ludin).

vernichtung des durch den Überfall abstürzenden Wassers dient. Die auf dem Bilde sichtbaren waagerechten Ringe bestehen aus konsolartig auskragenden Steinen, die während der Bauausführung zum Tragen des Gerüsts dienten (s. Abb. 74).

Die Abb. 22 und 23 zeigen den Grundriß und die luftseitige Ansicht der Talsperre Mauer am Boberfluß in Schlesien (Erbauer Dr. Bachmann). Die in Bruchsteinmauerwerk ausgeführte und 1912 fertiggestellte Talsperre dient für Hoch-

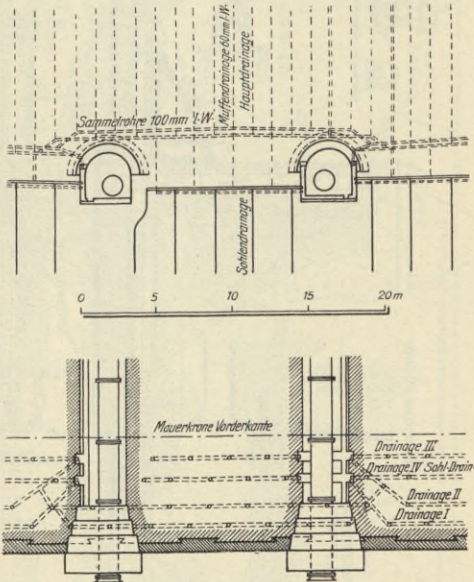


Abb. 26. Möhnetalsperre. Anordnung der Entwässerung in der Wasserseite der Sperrmauer (nach Ludin).

wasserschutz und für Krafterzeugung (10500 PS). Abb. 23 zeigt die Talsperre bei voller Tätigkeit der Hochwasserentlastung.

Die Abb. 24—27 enthalten einige Projektzeichnungen und ein Bild der 1913 fertiggestellten Möhnetalsperre im Ruhr-



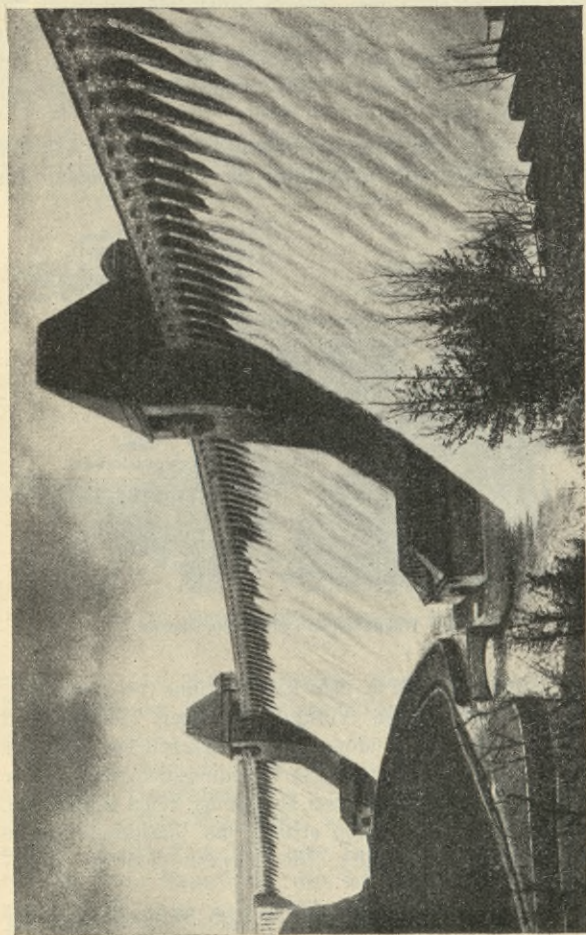


Abb. 27. Mohnetalperre. Hochwasserüberfall in Tätigkeit (Link).

gebiet (Erbauer Dr. Link). Die in Bruchsteinmauerwerk erbaute Talsperre dient für Trinkwasserversorgung, in geringem Maße für Krafterzeugung. Unterhalb der Talsperre ist ein Ausgleichsbecken vorhanden. Abb. 27 zeigt die Mauer während des Hochwassers.

Abb. 28 zeigt die Projektzeichnungen der Wäggitalperre in der Schweiz nebst Ausbildung der Dehnungsfugen. Da

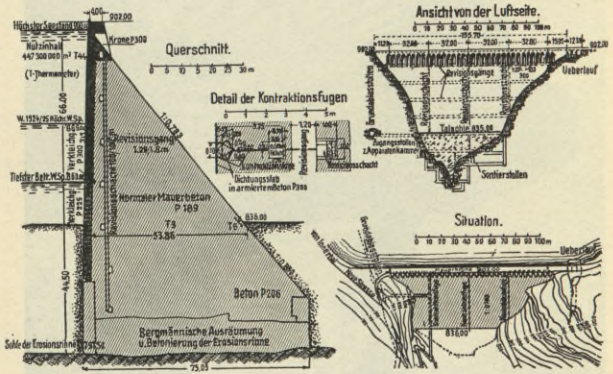


Abb. 28. Wäggitalperre (nach Stadelmann).

in der Talsohle eine 44 m tiefe Erosionsrinne vorhanden war, haben die geologischen Voruntersuchungen (Stollen und Schächte) und die Gründung einen beträchtlichen Teil der Gesamtkosten verschlungen. Die Gründungstiefe beträgt hier 40% der Gesamthöhe und zwei Drittel der freien Mauerhöhe. Die Mauer ist in Gußbeton erbaut, die Wasserseite wurde mit Betonsteinen verkleidet. Die Talsperre dient zur Kraft-erzeugung.

Die Abb. 29 gibt den Querschnitt, Abb. 30 ein Baubild der inzwischen fertiggestellten Hetch-Hetchymauer in Kalifornien

wieder. (Erbauer O'Shaugnessy.) Die Talsperre bildet einen Teil der Trinkwasserversorgungsanlage der Stadt Los Angeles. Die Mauer soll später bis auf 131 m erhöht werden. Zur besseren Verbindung des erhöhten Teiles mit der bestehenden Mauer wurde die Luftseite der letzteren stufenförmig ausgebildet, außerdem wurde ein mittlerer Block (im Vordergrunde der Abb. 30) mit dem endgültigen Profil

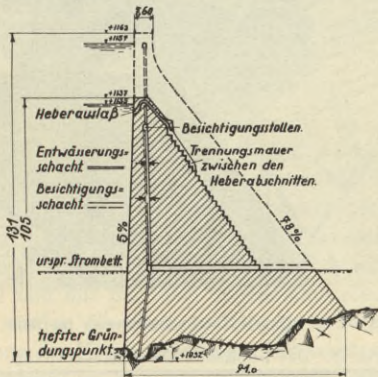


Abb. 29. Hetch-Hetchy-Staumauer. Querschnitt.

ausgeführt. An der Vorderseite dieses Blockes ist die Ausbildung der Dehnungsfuge (Verzahnung) deutlich zu erkennen.

Tab. 1 enthält die Zusammenstellung der größten bisher errichteten Gewichtsmauern. In dieser Tabelle bedeuten:  $H_{\max}$  die größte Mauerhöhe, von der Gründungssohle gemessen,  $H_0$  die Mauerhöhe über Tal- oder Flußsohle,  $B_{\text{rel}}$  die relative untere Mauerbreite, also das Verhältnis dieser Breite zur Höhe  $H_0$ , bog. = bogenförmige und ger. = geradlinige Grundrißanordnung.

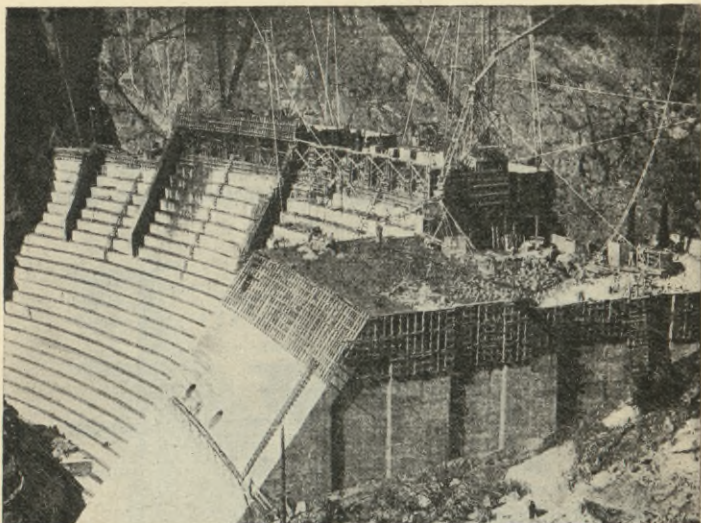


Abb. 30. Hetch-Hetchy-Staumauer im Bau.

Tab. 1. Die höchsten Gewichtsmauern.

Lfd. Nr.	Name	Land	Jahr der Inbetriebnahme	$H_{\max}$	$H_0$	$B_{\text{rel}}$ %	Grundriß	Betonmasse in Tausend $\text{m}^3$	Stauraum in Millionen $\text{m}^3$
1	Owyhee . . .	Oregon USA.	1930	160	109	67	bog.	400	1 380
2	Schraeh . . . (Wäggital)	Schweiz	1925	110	66	81	ger.	233	140
3	Pardee . . . .	Kalif. USA.	1929	109	99	71	bog.	470	295
4	Arrowrock . .	Idaho USA.	1916	107	76	68	„	450	345
5	O'Shaughnessy . (Hetch-Hetchy)	Kalif. USA.	1925	105 (131 <sup>1</sup> )	—	80	„	288 (478 <sup>1</sup> )	300 (510 <sup>1</sup> )
6	Camarasa . . .	Spanien	1920	102	87	75	„	219	—
7	Exchequer . . .	Kalif. USA.	1926	101	98	69	„	287	342
8	Boulder(Hoover)	Nevada USA.	im Bau	220	180	90	„	2600	32 000

<sup>1</sup>) Nach Erhöhung.

### 3. Pfeilerstaumauern.

Solche Staumauern werden, wie in der Einleitung erwähnt, in Stauwand und Pfeiler aufgelöst, wobei die Stauwand den Wasserdruck aufnimmt, um diesen durch Vermittlung der Pfeiler auf die Gründungsfläche zu übertragen. Die Übertragung des Wasserdruckes im Pfeiler erfolgt nach demselben statischen Prinzip wie bei den Gewichtsmauern, so daß zwischen den beiden in statischer Hinsicht kein Unterschied besteht. Aus diesem Grunde werden wir zunächst die Pfeiler behandeln.

#### a) Pfeiler.

Zwecks Vereinfachung der Berechnung sei zunächst angenommen, daß die Stauwand eben und gewichtslos ist. Es ist leicht einzusehen, daß die Seitenansicht eines Pfeilers von dem Querprofil einer Gewichtsmauer stark abweichen muß. Wenn nämlich die Pfeiler mit demselben Profil ausgebildet wären wie eine Gewichtsmauer, d. h. mit senkrechter Wasserseite und mit der oben abgeleiteten relativen Mauerbreite, so würden die Beanspruchungen mit Rücksicht auf die Auflösung der Mauer außerordentlich ungünstig. Nehmen wir beispielsweise an, daß die Pfeilerstärke konstant ist und ein Fünftel des Pfeilerabstandes beträgt, so verringert sich das Gewicht, aber auch die untere Lastübertragungsfläche des Pfeilers auf ein Fünftel, während der Wasserdruck derselbe bleibt. Die Resultierende würde nicht mehr im inneren Kern bleiben, so daß an der Wasserseite erhebliche Zugspannungen entstehen würden; außerdem wäre die Staumauer nicht gleitsicher. Wenn wir nämlich beim Minimalprofil einer Gewichtsmauer für die Reibungszahl den Wert  $f = 0,66$  gefunden haben, so würde sie in diesem Falle  $5 \cdot 0,66 = 3,3$  betragen, ein Wert, der bestimmt nicht zugelassen werden kann.

Um die Gleitsicherheit der Staumauer zu wahren, d. h. um den Wert  $f$  innerhalb der zulässigen Grenzen zu halten,

muß das durch die Auflösung verschwundene Gewicht anderswie ersetzt werden. Dies erfolgt am zweckmäßigsten und am billigsten dadurch, daß die Stauwand und damit auch der Pfeiler an der Wasserseite eine starke Böschung erhalten. Auf diese Weise kann die senkrechte Auflast des Wassers  $A$  zu dem Gewicht des Pfeilers  $G$  addiert (Abb. 31) und dadurch die Reibungszahl  $f$  innerhalb der zulässigen Grenzen gehalten werden.

Die starke wasserseitige Böschung ist aber nicht nur mit Rücksicht auf die Gleitsicherheit, sondern auch mit Rück-

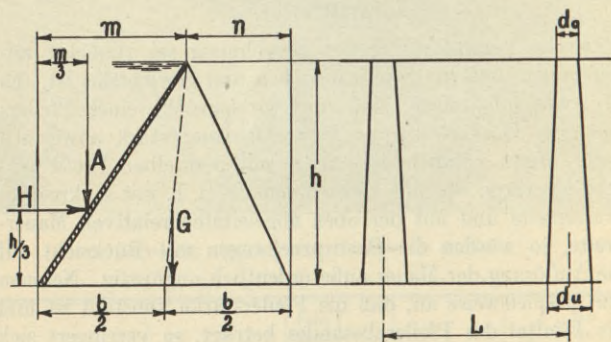


Abb. 31.

sicht auf die geringere Exzentrizität der Resultierenden, also zwecks Erreichung günstiger Spannungsverhältnisse erwünscht. Zur weiteren Herabsetzung der Spannungen ist es außerdem erforderlich, den Pfeilern eine wesentlich größere relative Breite zu geben, als dies bei Gewichtsmauern der Fall war; außerdem werden die Pfeiler zweckmäßigerweise mit nach unten hin zunehmender Stärke ausgebildet, da dadurch die Spannungsverteilung im Pfeiler ebenfalls günstiger wird.

Während das Profil einer Gewichtsmauer nur zwei Veränderliche vorwies, nämlich die wasserseitige und die talseitige Böschung, kommen hier noch hinzu: die obere und untere Pfeilerstärke und der Pfeilerabstand, wobei wir annehmen, daß die Pfeilerstärke von oben nach unten linear zunimmt (Abb. 31). Wir haben hier also mit fünf Veränderlichen zu tun. Durch Einführung zweckmäßiger Bezeichnungen und Verhältniszahlen kann man diese Zahl auf drei herabsetzen.

Als veränderliche Größen wählen wir: die wasserseitige Böschung  $\mu = \frac{m}{h}$ , die relative Pfeilerbreite  $\beta = \frac{b}{h_1}$  und das Verhältnis der unteren Pfeilerstärke zur oberen  $\vartheta = \frac{d_u}{d_0}$ . Für das Verhältnis  $\delta = \frac{d_0}{L}$  nehmen wir einen festen Wert an.

Für die größten und kleinsten Bodenpressungen der Pfeiler ergeben sich folgende Formeln<sup>1)</sup>:

$$\sigma_1' = \frac{1}{2} \frac{1}{\beta \vartheta} \left[ \frac{2}{\delta} \left( \frac{1 + \mu^2}{\beta} - \mu \right) + \gamma' \left( \mu - \frac{\beta}{6} \right) \right] + \frac{\gamma'}{2} \left( \frac{\mu}{\beta} + \frac{1}{6} \right), \quad (11)$$

$$\sigma_w' = - \frac{\frac{2}{\delta} \left( \frac{1 + \mu^2}{\beta} - 2\mu \right) - \gamma' \left( \frac{5}{6} \beta - \mu \right)}{2 \beta \vartheta} + \frac{\gamma'}{2} \left( \frac{7}{6} - \frac{\mu}{\beta} \right). \quad (12)$$

Zur Ermittlung der größten bzw. kleinsten Spannungen dienen die Formeln (3) und (4) mit dem Zusatz, daß der Wasserdruck auf die Vorderfläche des Pfeilers jetzt konzentriert übertragen wird; es wird also

$$p = \frac{L}{d_u} \cdot \gamma_0 h = \frac{\gamma_0 h}{\delta \vartheta}.$$

<sup>1)</sup> Über die Ableitung der Formeln s. Kelen, Die Staumauern, S. 102 ff.

In den meisten gut dimensionierten Pfeilern ist die größte Druckspannung der Wasserdruck selbst ( $p > \sigma_{10}$ ; s. Die Staumauern, S. 93, 94).

Die Reibungszahl beträgt

$$f = \frac{1}{\mu + \frac{1}{3} \gamma' \beta \delta (2\vartheta + 1)} \quad (13)$$

Es ergeben sich hier im allgemeinen größere Werte als bei den Gewichtsmauern, besonders wenn man den Pfeiler wirtschaftlich bemessen will. Je größer die Reibungszahl, um so sorgfältiger muß die Gründungssohle vorbereitet werden. Bei geneigter Sohle wird die Reibungszahl gemäß Formel (6) entsprechend größer.

Die Standsicherheitsbedingung (Kippsicherheit) ist bei Pfeilerstaumauern immer erfüllt. Ein Sohlenwasserdruck braucht bei der Berechnung des Pfeilers nicht berücksichtigt zu werden. Da ja das eingedrungene Wasser seitlich entweichen kann, ist es nicht wahrscheinlich, daß es längs des ganzen Pfeilers, wo der Widerstand am größten ist, sich fortbewegt.

Die Dimensionierung des Pfeilers besteht in der Ermittlung der drei Veränderlichen  $\mu$ ,  $\beta$  und  $\vartheta$ . Die obere Pfeilerstärke kann nach dem Vorschlage des Verfassers zu  $1/10$  des Pfeilerabstandes angenommen werden ( $\delta = 0,1$ ). Die gesuchten Werte erhalten wir unter Zugrundelegung gewisser technischer Bedingungen derart, daß ein Minimum des Pfeilervolumens gesucht wird. Diese Bedingungen sind: die zulässige Bodenpressung, und zwar sowohl Maximal- als auch Minimalwert (im zweiten Falle wird man verlangen müssen, daß der Pfeiler vom Fundament sich nicht abheben darf, daß also die Bodenpressung keinen negativen Wert annimmt), die zulässige Druck- und evtl. Zugspannung und die zulässige Reibungszahl. Die Spannungen bzw. die Reibungszahl wurden oben als Funktionen der drei Veränderlichen angegeben.



Nun läßt sich das Pfeilervolumen ebenfalls als Funktion dieser Veränderlichen ausdrücken. Wenn man die ersterwähnten Spannungsfunktionen in die Volumenformel

$$V = \frac{1}{6} \delta \beta (2 \vartheta + 1) h^2 L \quad (14)$$

einsetzt, so erhält man bei gegebenen zulässigen Werten so viele Volumenfunktionen, wie Bedingungen zugrunde gelegt wurden. Durch graphische Darstellung dieser Funktionen und durch Vereinigung der entsprechenden Kurven ergibt deren Minimalwert die wirtschaftlich günstigsten Pfeilerabmessungen. Die genaue Beschreibung dieser Methode nebst allen Ableitungen und Hilfsdiagrammen sind in dem Buche des Verfassers „Die Staumauern“ angegeben, worauf hier hingewiesen werden soll.

Den bisherigen Betrachtungen haben wir eine ebene und gewichtslose Stauwand zugrunde gelegt. Nun wirkt aber das Gewicht der Stauwand ebenfalls auf den Pfeiler, wobei die Wand von Feldmitte bis Feldmitte zu rechnen ist. Zerlegen wir dieses Gewicht in zwei Komponenten, und zwar in eine mit der wasserseitigen Böschung parallele und in eine normal dazu gerichtete, so können wir annehmen, daß die erste Komponente direkt auf das Stauwandfundament übertragen wird, während nur die zweite, also die normale Komponente, auf den Pfeiler wirkt. Die Ermittlung der Spannungen und der Reibungszahl aus dieser Normalkraft erfolgt in einfacher Weise und die erhaltenen Werte sind zu den vorher ermittelten Spannungen zu addieren.

Ist die Stauwand nicht eben, sondern besteht sie aus einer Reihe von Gewölben, die sich auf die Pfeilerstirne stützen, so sind obige Berechnungen noch weiterhin zu korrigieren. Gemäß Abb. 32 haben wir nämlich den vollen Wasserdruck in Rechnung gestellt; z. B. wurde im Punkte *A* der Wasserdruck entsprechend der dort herrschenden Wassertiefe *h* angenommen. Da aber die Stauwand als Gewölbe ausgebildet

wird, wobei die Übertragung des Wasserdruckes in Normal-ebenen  $A-B$  erfolgt, steht dieser im Scheitelpunkt  $B$  höher als im Punkt  $A$ , so daß der eigentliche auf den Pfeiler übertragene Wasserdruck einer Tiefe entspricht, die zwischen den Werten  $h$  und  $h_1$  liegt. Wenn wir nun dem vollen Wasser-

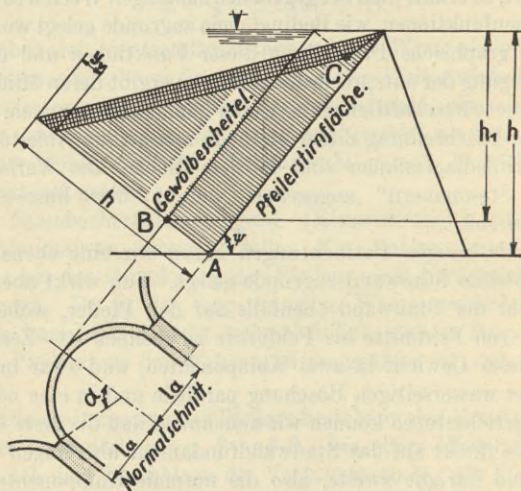


Abb. 32.

druck Rechnung getragen haben, so müssen wir davon einen Wert abziehen, der sich nach der Formel<sup>1)</sup>

$$y_v = \frac{1}{2} l_a \cos \psi \left( \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha} - \text{ctg } \alpha \right) \quad (15)$$

berechnen läßt. Dieser konstante Wert  $y_v$  wird von der ganzen Wasserdruckfigur abgezogen, und zwar so weit, bis

<sup>1)</sup> Kelen, Die Staumauern, S. 131.

die Scheitellinie des Gewölbes den Wasserspiegel schneidet (Punkt *C* in Abb. 32). Von hier aus nimmt die Wasserdruckfigur bis zum Wasserspiegel linear ab. Der Unterschied der beiden Wasserdruckfiguren (doppelt schraffierte Fläche) ist als eine entlastende zusätzliche Kraft in die Berechnung einzuführen. Man ermittelt daraus die entsprechenden Spannungen und die Reibungszahl, und diese Werte werden zu den früher berechneten Werten dem Vorzeichen nach addiert.

Wir haben unter anderen die Forderung aufgestellt, daß der Pfeiler an der Wasserseite sich von seinem Fundament nicht abheben darf, d. h. die Normalspannung in waagerechten Schnitten darf keinen negativen Wert annehmen. Wenn man die Pfeilerabmessungen so bestimmt, daß die wasserseitige Bodenpressung  $\sigma_w = 0$  wird, so werden im Pfeiler an der Wasserseite unbedingt Zugspannungen auftreten, wie wir das aus der Ermittlung der wasserseitigen Hauptspannungen auf S. 23 bereits gesehen haben. Trotzdem können im Interesse der Wirtschaftlichkeit an der Wasserseite der Pfeiler geringe Zugspannungen zugelassen werden, deren Wert aber tunlichst  $\sigma_{w0} = 1$  bis  $2 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschreiten soll. Es empfiehlt sich in diesem Falle, die Zugzone mit Eisenbewehrung zu versehen.

Die zulässige Reibungszahl spielt bei der Dimensionierung des Pfeilers die größte Rolle, und der zugelassene Wert für  $f$  beeinflußt die Wirtschaftlichkeit des Pfeilers wesentlich.

Die Dimensionierung des Profils einer Gewichtsmauer erfolgt in der Weise, daß man die Spannungen an der Sohle des Höchstquerschnittes, wo sie am größten sind, berechnet. Bei einem dreieckförmigen Profil ist dann die Nachprüfung höher gelegener Schnitte nicht erforderlich. Bei dem Pfeiler einer aufgelösten Staumauer, dessen Stärke nach unten hin linear zunehmend angenommen wird, genügt es nicht, auf diese Weise vorzugehen. Zwar erfolgt die Dimensionierung

auch hier an dem höchsten Pfeiler; in diesem Falle müssen aber auch die höheren Querschnitte und die kleineren Pfeiler nachgeprüft werden. Wenn nämlich im tiefsten Schnitt des höchsten Pfeilers keine Zugspannung festgestellt wurde, und wenn an dessen Sohle die Reibungszahl innerhalb der zulässigen Grenze bleibt, so können trotzdem die Verhältnisse in höheren Schnitten bzw. bei kleineren Pfeilern an der Sohle ungünstiger sein. Diesen Umstand wird man bei der Dimensionierung des höchsten Pfeilers insoweit berücksichtigen, als hier geringere zulässige Werte zugrunde gelegt werden.

### b) Ebene Stauwand.

Die ebene Stauwand ist eine biegungsfeste Platte, die entweder einzelne Felder überspannt, d. h. also felderweise gestoßen ist, oder über mehrere Stützen durchlaufend ausgebildet wird. Die letztere Ausführungsart, die nur selten vorkommt, hätte den Vorteil, daß die positiven Feldmomente durch die negativen Stützenmomente verringert werden, wodurch Ersparnisse erzielt werden können. Gegen diese Konstruktion spricht jedoch der Umstand, daß die Platte nicht über viele Felder durchlaufen kann, da sie durch Dehnungsfugen unterbrochen werden muß, und daß außerdem an den Stützen negative Momente auftreten, die Zugspannungen an der Wasserseite verursachen. Bei Staumauern muß grundsätzlich beachtet werden, daß das Auftreten von Zugspannungen an der Wasserseite wesentlich ungünstiger ist als an der Luftseite. Entstehen nämlich infolge der Zugspannungen Risse, so besteht mit dem Eindringen von Wasser die Gefahr des Rostens der Eiseneinlagen, die sich in der Nähe der Wasserseite befinden. Die ebene Stauwand wird fast ausschließlich in Eisenbeton ausgeführt und ihre Dimensionierung erfolgt unter Anwendung der üblichen Formeln für Eisenbetonquerschnitte.

Bei einfach gelagerten (also nicht durchlaufenden) Platten berechnet sich die Nutzstärke der Platte (s. Abb. 33 und 34) aus der Gleichung<sup>1)</sup>:

$$n'^2 - \frac{1}{8} \alpha l_1^2 \cdot \gamma_1' \cdot n' - \frac{1}{8} \alpha^2 l_1^2 \gamma_0 h = 0. \quad (16)$$

Dann berechnet man das Biegemoment in der Feldmitte:

$$M = \frac{1}{8} l_1^2 (\gamma_1' \cdot n' + \gamma_0 h) \quad (17)$$

und daraus die erforderliche Eisenbewehrung

$$f_e = \beta \sqrt{M}. \quad (18)$$

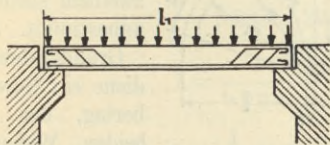


Abb. 33.

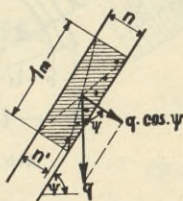


Abb. 34.

Hierbei bedeuten:

$n'$  = Nutzstärke der Platte in m,

$l_1$  = theoretische Spannweite der Platte in m,

$\gamma_0$  = spezifisches Gewicht des Wassers (= 1 t/m<sup>3</sup>),

$\gamma_1 = \gamma_0 \gamma_1'$  = spezifisches Gewicht der Platte (= 2,5 t/m<sup>3</sup>),

$h$  = Wassertiefe in m,

$f_e$  = Eisenquerschnitt für 1 m Stauwand in cm<sup>2</sup>,

$\alpha$  und  $\beta$  = Beiwerte, abhängig von den zulässigen Spannungen (z. B. bei  $\sigma_b/\sigma_e = 40/1000$  kg/cm<sup>2</sup> ist  $\alpha = 0,123$  und  $\beta = 9,26$ ).

<sup>1)</sup> Die Staumauern, S. 9.

## c) Gewölbestauwand.

Wir untersuchen die Normalschnitte des Gewölbes und nehmen dabei an, daß die einzelnen Gewölberinge ihre Formänderungen unabhängig voneinander ausführen können, daß sie sich also gegenseitig nicht beeinflussen. Die sog. Stützmauerwirkung, die infolge der Einspannung des Gewölbes im Fundament in durch die Gewölbeachse gelegten Schnitten entsteht, wird also vernachlässigt.

Die Gewölberinge werden als beiderseits starr eingespannte Bogen berechnet.

Der Bogen ist mit Rücksicht auf die Symmetrie zweifach statisch unbestimmt. Als

Grundsystem diene ein Gewölbering, der an beiden Widerlagern in radialen

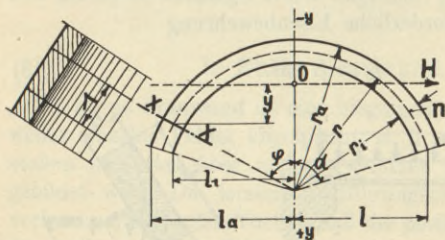


Abb. 35.

Ebenen beweglich ist. Infolge des zunächst gleichmäßig angenommenen Wasserdruckes treten in den Widerlagern normal gerichtete Reaktionskräfte  $R$  und im ganzen Bogen entsprechende Normalkräfte auf. Diese Normalkräfte führen zu einer elastischen Verkürzung der einzelnen Bogenelemente und damit zu einer Verkürzung der ganzen Bogenspannweite. Da durch die feste Einspannung diese Verkürzung verhindert ist, entstehen außer der Normalkraft  $R$  noch zusätzliche Kraftwirkungen, die den Bogen auf Biegung beanspruchen. Diese Kraftwirkungen, d. h. die statisch unbestimmten Größen, sind der Horizontalschub  $H$  und das Kräftepaar  $M$ , die beide im elastischen Schwerpunkt des Bogens angreifen.

Die statisch günstigste Bogenform bei gleichmäßigem Wasserdruck ist der Kreisbogen mit konstanter Wandstärke.

Wenn wir diese Bogenform wählen, ist die Normalkraft  $R$  im ganzen Bogen des Grundsystems konstant; dort entstehen also lediglich Normalspannungen und keine Biegungsspannungen, d. h. die Kraftlinie fällt mit der Bogenmittellinie zusammen. Die Berechnung ergibt, daß in diesem Falle das im elastischen Schwerpunkt wirkende Kräftepaar  $M$  verschwindet, so daß die einzige statisch unbestimmte Größe der dort wirkende Horizontalschub  $H$  ist. Der elastische Schwerpunkt  $O$  befindet sich ungefähr in  $\frac{2}{3}$  Höhe über der Kämpferlinie, so daß die Biegungsbeanspruchungen im Kämpfer etwa doppelt so groß werden wie im Scheitel. Für die Berechnung des Bogens führen wir — außer den in Abb. 35 angegebenen — folgende Bezeichnungen ein<sup>1)</sup>:

$$\nu = \frac{n}{l} = \text{relative Bogenstärke,}$$

$$\lambda = \frac{1}{\nu \sin \alpha} + \frac{1}{2}, \quad (19)$$

$$k_5 = \frac{1}{2} \sin 2\alpha + \alpha, \quad (20a)$$

$$k_4 = k_5 - 2 \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha}, \quad (20b)$$

$$H' = \frac{2\lambda \nu \sin \alpha}{\frac{12 k_4}{\nu^2 \sin^2 \alpha} + k_5}. \quad (21)$$

Die Normalkraft im Hauptsystem beträgt

$$R = \gamma_0 h r_a, \quad (22)$$

der statisch unbestimmte Horizontalschub

$$H_w = -\gamma_0 h l H', \quad (23)$$

<sup>1)</sup> Die Staumauern, S. 21 ff.

die Ordinate eines beliebigen Schnittes

$$y = r \left( \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \varphi \right), \quad (24)$$

das Biegemoment in diesem Schnitte

$$M = H_w \cdot y \quad (25)$$

und die Normalkraft hier

$$N = R + H_w \cdot \cos \varphi. \quad (26)$$

Außer dem Wasserdruck, den wir für den ganzen Bogen als gleichmäßig angenommen haben, wird der Bogen durch Temperaturschwankungen beansprucht. Temperaturschwankungen, die sich gleichmäßig auf den ganzen Bogen erstrecken, führen zu ähnlichen Kraftwirkungen wie der eben behandelte Wasserdruck, wobei eine Temperaturabnahme in demselben Sinne wirkt, da sie den Bogen zu verkürzen sucht, während die Temperaturzunahme im entgegengesetzten Sinne wirkt. Daraus folgt, daß zu jedem Wasserdruck eine bestimmte Temperaturzunahme gehört, die zusammenwirkend keinen Horizontalschub ergeben, in welchem Falle im Bogen lediglich Normalspannungen auftreten. Für die Berechnung des Bogens aus gleichmäßiger Temperaturänderung dienen folgende Formeln<sup>1)</sup>:

Stat. unb. Horizontalschub

$$H_t = \frac{E \omega}{\lambda} t l H', \quad (27)$$

Biegemoment in einem beliebigen Schnitt

$$M_t = H_t \cdot y, \quad (28)$$

Normalkraft in einem beliebigen Schnitt

$$N_t = H_t \cdot \cos \varphi, \quad (29)$$

<sup>1)</sup> Die Staumauern, S. 35 ff.



wobei:

$E$  = Elastizitätsmodul des Betons ( $= 2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ ),

$\omega$  = Wärmedehnungszahl ( $= 0,00001$ , also  $E\omega = 20$ ),

$t$  = Temperaturänderung in  $^{\circ}\text{C}$ , bei Erwärmung als positiv anzunehmen ist.

Während des Abbindens erhöht sich die Temperatur des Betons, die Abkühlung desselben erfolgt nur langsam. Infolge der Abkühlung zieht sich der Beton zusammen, welche Erscheinung als Schwindvorgang bekannt ist. Das Schwinden übt also eine ähnliche Wirkung aus wie die Temperaturabnahme und kann einer entsprechenden Abkühlung in  $^{\circ}\text{C}$  gleichgesetzt werden.

Die Temperaturwirkung, die wir zuerst berücksichtigt haben, ist eine Änderung der Temperatur des ganzen Bogens, wobei wir annehmen, daß vor dieser Wirkung die Temperatur des Bogens  $t_0$  und nach der Wirkung die Temperatur des ganzen Bogens  $t_1$  wird. Die beiden Temperaturen  $t_0$  und  $t_1$  wurden also für den ganzen Bogenquerschnitt als gleichmäßig vorausgesetzt. Es kann jedoch vorkommen, daß die eine Seite des Bogens gegenüber der anderen sich stark erwärmt oder abkühlt, z. B. infolge der Sonnenbestrahlung oder infolge einer starken Frostwirkung auf der Luftseite. Wir müssen also noch einen Temperaturunterschied zwischen Wasser- und Luftseite des Bogens in die Berechnung einführen. Bei Annahme einer linearen Temperaturverteilung im Querschnitt ergeben die Berechnungen des Verfassers<sup>1)</sup>, daß die entstehenden Randspannungen in  $\text{kg/cm}^2$  ebensogroß sind wie der Temperaturunterschied zwischen Wasser- und Luftseite in  $^{\circ}\text{C}$ , und zwar entstehen an der wärmeren Seite Druck- und an der kälteren Seite Zugspannungen.

Die Untersuchungen des Verfassers ergaben ferner, daß die

<sup>1)</sup> Die Staumauern, S. 41.

bisher behandelten Kraftwirkungen bzw. die daraus entstehenden Spannungen von der Bogenspannweite unabhängig sind und lediglich von der relativen Bogenstärke  $\nu$ , d. h. von dem Verhältnis  $\frac{\text{Bogenstärke}}{\text{Spannweite}}$  abhängen<sup>1)</sup>.

Es sind noch zwei weitere Wirkungen, die in die Berechnung eingeführt werden müssen, und zwar das Eigengewicht der Stauwand und der veränderliche Wasserdruck.

Das Eigengewicht der Stauwand. Hier kommt nur die Normalkomponente des Eigengewichts in Frage. Für die Berechnung dienen folgende Formeln<sup>2)</sup>:

$$\gamma_1' = \gamma_1 \cdot \cos \psi, \quad (30)$$

worin  $\gamma_1$  das spezifische Gewicht des Eisenbetons ( $= 2,5 \text{ t/m}^3$ ) und  $\psi$  den wasserseitigen Böschungswinkel bedeuten,

$$t_\varphi = \varphi \cdot \sin \varphi + \cos \varphi - 1 \quad (31)$$

$$k_6 = 2 \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \alpha - 1 \quad (32)$$

$$k_7 = \frac{1}{2} \alpha \cos 2\alpha + 4 \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha} - \frac{7}{4} \sin 2\alpha - \alpha \quad (33)$$

$$k_8 = \frac{1}{4} \sin 2\alpha - \frac{1}{2} \alpha \cdot \cos 2\alpha \quad (34)$$

$$M' = \frac{\nu^2}{\sin \alpha} \cdot k_6 \quad (35)$$

$$H' = \frac{\frac{12}{\nu^2} \cdot \frac{k_7}{\sin^2 \alpha} - k_8}{\frac{12}{\nu^2} \cdot \frac{k_4}{\sin^2 \alpha} + k_5} \quad (36)$$

<sup>1)</sup> Die Staumauern, S. 42.

<sup>2)</sup> Die Staumauern, S. 53 ff.

Biegemoment in einem beliebigen Schnitt:

$$M = \left[ -\frac{v \cdot t \varphi}{\sin^2 \alpha} + M' + H' \left( \frac{1}{\alpha} - \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} \right) \right] \gamma_1' \cdot l^3. \quad (37)$$

Normalkraft in einem beliebigen Schnitt:

$$N = \left[ \frac{v}{\sin^2 \alpha} \varphi \cdot \sin \varphi + H' \cos \varphi \right] \cdot \gamma_1' \cdot l^2. \quad (38)$$

Wie bei der Berechnung des Pfeilers bereits erwähnt wurde, hat der auf den Bogen wirkende Wasserdruck keine konstante Größe, sondern er nimmt vom Scheitelpunkt bis zu den Kämpfern hin zu, da die Gewölbeachse nicht senkrecht, sondern schräg ist. Da wir den bisherigen Berechnungen einen gleichmäßigen Wasserdruck zugrunde gelegt haben, wobei die Druckhöhe bis zum Scheitel des untersuchten Normalchnittes zu rechnen war, müssen wir den Unterschied der beiden Wasserdrücke, d. h. zwischen dem tatsächlich auftretenden und dem bisher berechneten Wasserdruck, als zusätzliche Wirkung in die Berechnung einführen. Diese zusätzliche Wirkung nennen wir veränderlichen Wasserdruck.

Die Berechnung erfolgt nach folgenden Formeln<sup>1)</sup>:

$$\gamma_0' = \gamma_0 \cdot \cos \varphi \quad (39)$$

$$f_\varphi = 1 - \cos \varphi - \frac{1}{2} \varphi \cdot \sin \varphi \quad (40)$$

$$k_1 = 1 + \frac{1}{2} \cos \alpha - \frac{3}{2} \frac{\sin \alpha}{\alpha} \quad (41)$$

$$k_2 = \frac{9}{8} \sin 2\alpha + \alpha - \frac{1}{4} \alpha \cdot \cos 2\alpha - 3 \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha} \quad (42)$$

<sup>1)</sup> Die Staumauern, S. 44 ff.

$$k_3 = 2 \sin \alpha - \frac{5}{8} \sin 2\alpha - \alpha + \frac{1}{4} \alpha \cos 2\alpha \quad (43)$$

$$M' = \frac{(\lambda \cdot v)^2}{\sin \alpha} \cdot k_1 \quad (44)$$

$$H' = \frac{\frac{12}{v^2} \frac{k_2}{\sin^2 \alpha} - k_3}{\frac{12}{v^2} \cdot \frac{k_4}{\sin^2 \alpha} + k_5} (\lambda \cdot v)^2. \quad (45)$$

Das Biegemoment in einem beliebigen Schnitt beträgt:

$$M = \left[ -\frac{(\lambda \cdot v)^2}{\sin \alpha} \cdot f_\varphi + M' + H' \left( \frac{1}{\alpha} - \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} \right) \right] \gamma_0' \cdot l^3 \quad (46)$$

und die Normalkraft

$$N = [(\lambda \cdot v)^2 \cdot f_\varphi + H' \cdot \cos \varphi] \gamma_0' \cdot l^2. \quad (47)$$

Maßgebend für die Dimensionierung ist der Kämpferquerschnitt. Es müssen also die Biegemomente und die Normalkräfte aus den erwähnten Wirkungen nach den angegebenen Formeln im Kämpfer ( $\varphi = \alpha$ ) berechnet und addiert werden. So erhält man eine Normalkraft und ein Biegemoment im Kämpfer, und die Dimensionierung bzw. die Ermittlung der erforderlichen Eisenbewehrung kann dann nach den üblichen Eisenbetonformeln für Biegung mit Axialdruck erfolgen, jedoch unter Berücksichtigung der Betonzugspannung.

Die Randspannungen im Kämpfer aus sämtlichen Kräftewirkungen sind als Bemessungstabellen in dem Buche „Die Staumauern“ fertig angegeben, so daß die entsprechenden Spannungen aus diesen Diagrammen unmittelbar abgelesen werden können.

Nachdem die Bemessung des Kämpferquerschnittes erfolgte, genügt es, die Kräfte bzw. Spannungen und die erforderliche Eisenbewehrung im Scheitel zu ermitteln. Die

Dimensionierung eines Zwischenquerschnittes ist im allgemeinen nicht erforderlich.

Als Temperaturschwankung ist die größte zu erwartende Abweichung der Bogen temperatur gegenüber der Bautemperatur in die Berechnung einzuführen. Dabei wird eine Temperaturabnahme nebst Schwinden die ungünstigsten Spannungen hervorrufen. Aus Wasserdruck, ferner aus Temperaturabnahme und Schwinden werden im maßgebenden Querschnitt, d. h. im Kämpferquerschnitt die größten Druckspannungen an der Luftseite und die kleinsten Druckspannungen bzw. die größten Zugspannungen an der Wasserseite entstehen. Die Spannungen aus gleichmäßigem Wasserdruck werden um so größer, je geringer die relative Bogenstärke und je kleiner der Zentriwinkel ist. Die Temperaturspannungen werden dagegen um so größer, je größer die relative Bogenstärke und je kleiner der Zentriwinkel ist. Um die Spannungen aus den beiden zusammengesetzten Wirkungen herabzusetzen, wird man also einen großen Zentriwinkel (möglichst Halbkreis) wählen. Dagegen gibt es nur eine Bogenstärke, bei der die Spannungen zu einem Minimum werden. Wählt man den Bogen stärker, so werden die Temperaturspannungen größer; wird die Bogenstärke kleiner, so werden die Wasserdruckspannungen zunehmen. Die Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Bogenabmessungen, d. h. des Zentriwinkels und der relativen Stärke kann sehr einfach aus den für diesen Zweck ausgearbeiteten graphischen Bemessungstabellen des Buches „Die Staumauern“ erfolgen.

In den höheren Schnitten des Gewölbes, wo der Einfluß des veränderlichen Wasserdrucks gegenüber dem gleichmäßigen Wasserdruck bedeutend ist, muß zur Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Bogenabmessungen der Einfluß dieses veränderlichen Wasserdruckes berücksichtigt werden. Da die entsprechenden Spannungen um so kleiner werden,

je geringer der Zentriwinkel und je stärker der Bogen ist, so wird am oberen Teil des Gewölbes ein geringerer Zentriwinkel erforderlich sein. Man geht im allgemeinen von etwa  $120^{\circ}$  an der Krone aus, und man läßt den Zentriwinkel nach unten hin zunehmen, um bei einer Tiefe von etwa 20—25 m auf  $180^{\circ}$  zu kommen. Zur Bestimmung der Bogenstärke an der Krone wird der veränderliche Wasserdruck maßgebend sein.

#### d) Dimensionierung.

Nachdem die wirtschaftlich günstigsten Abmessungen der Stauwand und der Pfeiler bekannt sind, muß noch der wirtschaftlich günstigste Pfeilerabstand ermittelt werden. Zu diesem Zwecke werden die Hauptkosten als Funktion des Pfeilerabstandes ermittelt. Man berechnet das Gesamtvolumen der Pfeiler und der Stauwand, ferner die Schalungsflächen sowie die Gründung. Diese Werte werden mit den entsprechenden Einheitspreisen multipliziert und addiert. So erhält man eine Kurve, die den Gesamtpreis der Talsperre als Funktion des Pfeilerabstandes darstellt. Das Minimum dieser Kurve ergibt den wirtschaftlich günstigsten Pfeilerabstand. Kosten, die von dem Pfeilerabstand unabhängig sind, die also für den Vergleich nicht in Frage kommen, werden dabei nicht berücksichtigt. Ein genaues Verfahren über die Ermittlung des wirtschaftlich günstigsten Pfeilerabstandes befindet sich ebenfalls in dem Buche „Die Staumauern“.

#### e) Konstruktive Ausbildung.

Die wasserseitige Böschung beim Pfeiler wird, wie anfangs erwähnt, recht erheblich sein und im Durchschnitt etwa  $80\%$  betragen. Die relative Pfeilerbreite wird ebenfalls bedeutend größer als bei Gewichtsmauern, und zwar durchschnittlich etwa  $120\%$ . Für die obere Pfeilerstärke wird sich, wie eingangs erwähnt, ein Wert von  $\frac{1}{10}$  des Pfeilerabstandes emp-

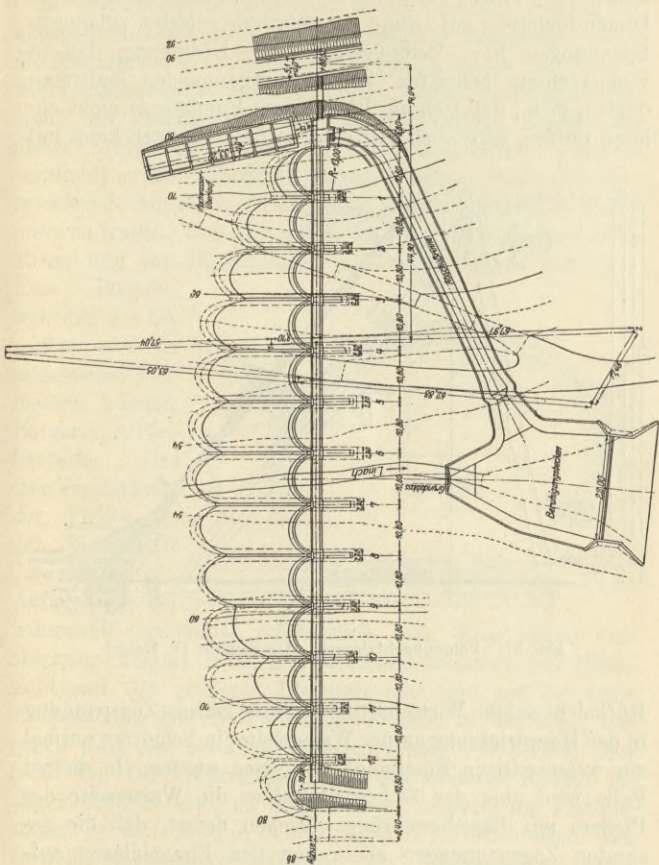


Abb. 36. Vöhrenbachtalsperre. Grundriß (F. Maier).

fehlen. Die untere Pfeilerstärke bestimmt man dann bei der Dimensionierung auf Grund der zugrunde gelegten zulässigen Spannungen bzw. Reibungszahl. Die Bedingung, daß in waagerechten Schnitten keine Zugspannungen auftreten dürfen, d. h., daß sich die Pfeiler vom Fundament nicht ablösen dürfen, wird auch hier eingehalten. Dagegen kann mit

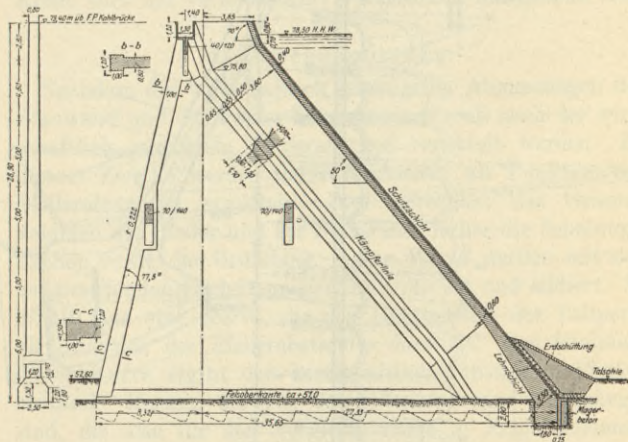


Abb. 37. Vöhrenbachtalsperre. Querschnitt (F. Maier).

Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit eine geringe Zugspannung in der Hauptrichtung an der Wasserseite (in Schnitten normal zur wasserseitigen Böschung) zugelassen werden. In diesem Falle wird aber der Sicherheit halber die Wasserseite des Pfeilers mit Eisenbewehrung versehen derart, daß die gesamten Zugspannungen allein von den Eiseneinlagen aufgenommen werden können. Die Eiseneinlagen müssen dann bis zum Fundament hinuntergeführt und im Sporn verankert werden.



Die Stützmauerwirkung spielt in der Gewölbestauwand im allgemeinen keine große Rolle, namentlich dann nicht, wenn die Mauerhöhe, d. h. die Gewölbelänge, gegenüber der Spannweite erheblich ist; doch tritt eine solche Wirkung in der Nähe des Fundaments auf. Eine besondere Berechnung dieser Stützmauerwirkung ist nicht erforderlich, dagegen empfiehlt es sich unbedingt, diesem Umstand durch eine entsprechende Anzahl von Längseisen an der Wasserseite Rechnung zu tragen. Der Abstand dieser Längseisen soll höchstens 20 cm und ihr Durchmesser mindestens 20 mm betragen.

Eine Bügelbewehrung des Gewölbes wird im allgemeinen fortbleiben können. Bei geringer Pfeilerstärke wird eine Verstärkung der Pfeiler an der Wasserseite zwecks guter Auflagerung der

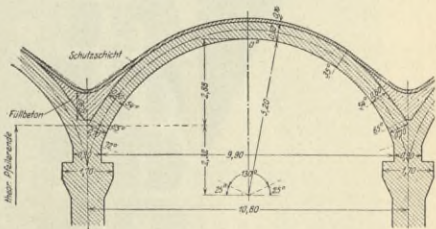


Abb. 38. Vöhrenbachtalsperre. Normalschnitt durch das Gewölbe (F. Maier).

Stauwand manchmal erforderlich sein. Eine solche Verstärkung kommt bei den Gewölbereihenmauern mit Rücksicht auf den größeren Pfeilerabstand und auf die dementsprechend größere Pfeilerstärke selten in Betracht; dagegen wird dies bei Plattensperren immer erforderlich sein (Abb. 46). Der Pfeilerabstand bei den letzteren beträgt im allgemeinen 5—6 m, da bei größerem Abstand die Plattenstärke in den tieferen Schnitten recht erheblich wäre. Bei Gewölbereihenmauern schwankt der Pfeilerabstand etwa zwischen 12 und 16 m.

Zwecks Herabsetzung der Temperatur- und Schwindspannungen empfiehlt es sich bei Gewölbereihenmauern, in

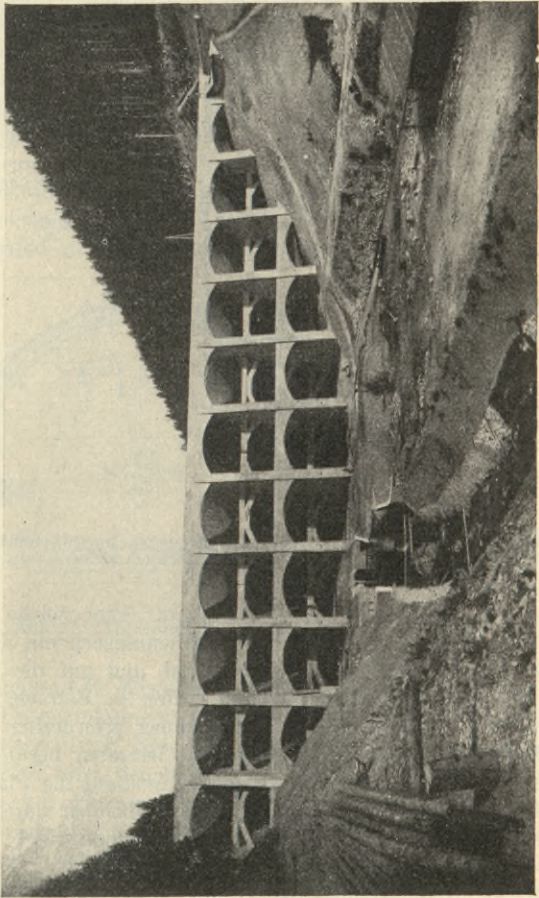


Abb. 39. Vöhrenbachtalsperre. Luftseitige Ansicht (Dyckerhoff & Widmann).

der Stauwand Längsfugen anzuordnen und nachdem der Hauptschwindvorgang beendet ist, dieselben bei möglichst kühler Witterung zu vergießen. Das Vergießen der Fugen gilt nämlich als Bautemperatur. Ist diese niedrig, so ist eine

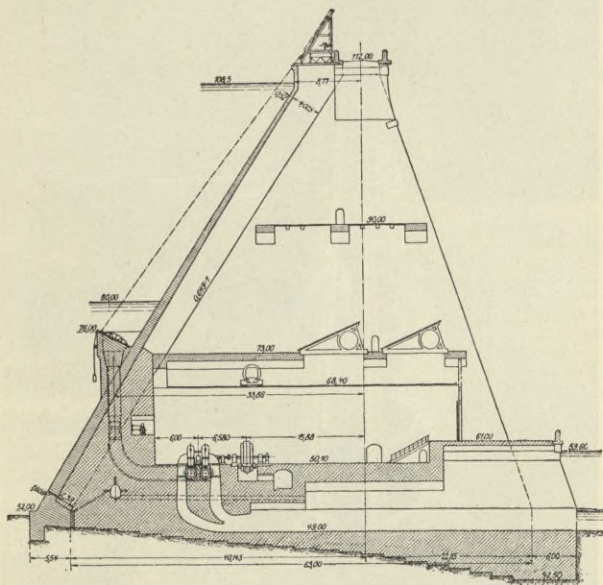


Abb. 40. Tirso. Schnitt durch das Krafthaus.

verhältnismäßig geringe Temperaturabnahme in die Berechnung einzuführen. Um so größer wird die in die Berechnung einzuführende Temperaturzunahme, die aber die Spannungsverhältnisse eher günstig beeinflusst. Die Fugen werden am zweckmäßigsten an den Auflagerflächen, also über den Pfeilern angeordnet.

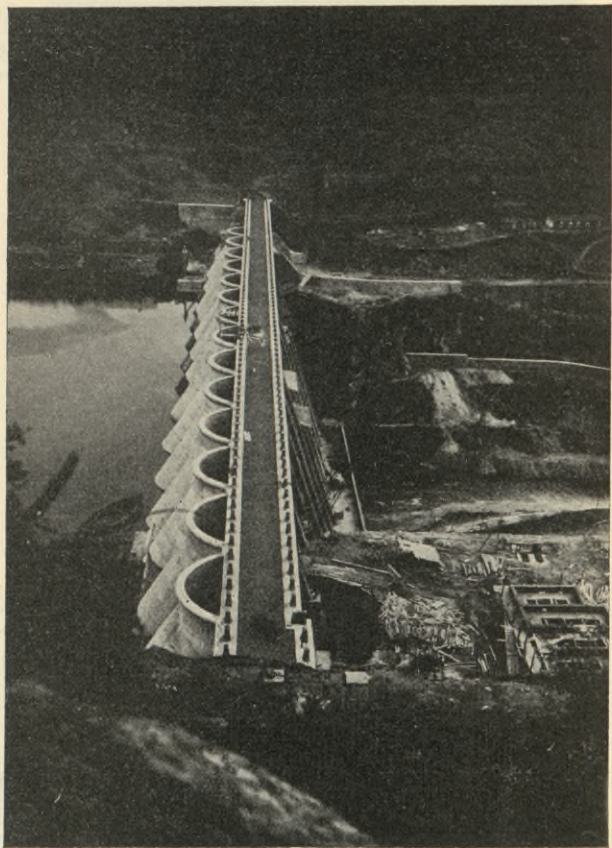


Abb. 41. Tirsotal Sperre.

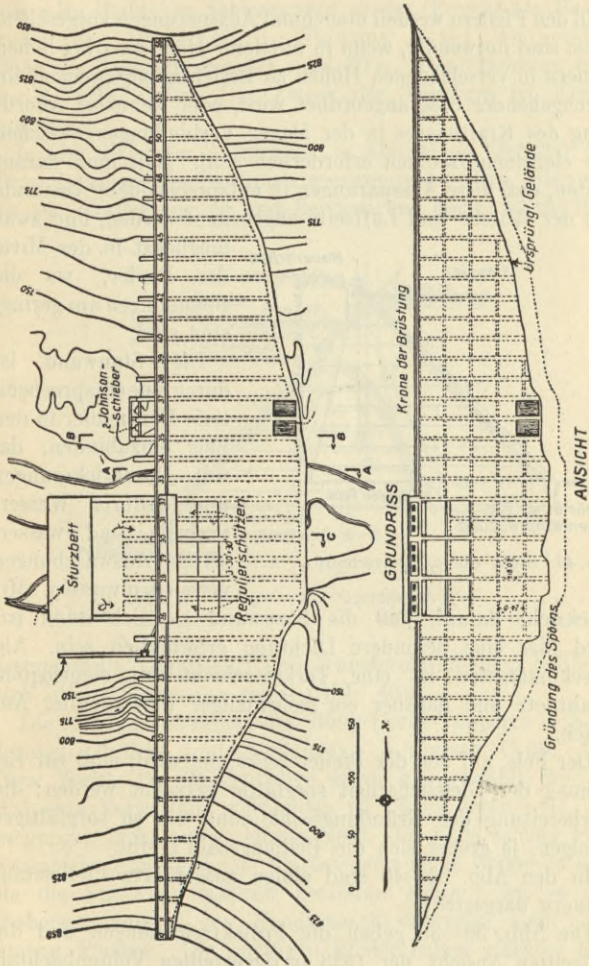


Abb. 42. Stony-Gorge. Grundriß und Ansicht. (Ambursen Contr. Co.)

In den Pfeilern werden manchmal Aussparungen vorgesehen. Diese sind notwendig, wenn in mittlerer Höhe oder bei hohen Mauern in verschiedenen Höhen zu Besichtigungszwecken ein durchgehender Steg angeordnet wird, oder wenn bei Anordnung des Krafthauses in der Mauer Verbindungen zwischen den einzelnen Räumen erforderlich sind. Man muß darauf achten, daß diese Aussparungen in entsprechendem Abstände von der Wasser- und Luftseite angeordnet werden, und zwar

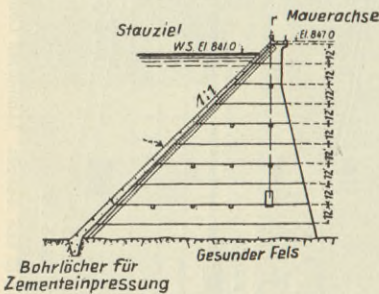


Abb. 43. Stony-Gorge. Querschnitt A—A.

Rücksicht darauf, daß die Stauwand ziemlich dünn ist, wird hier eine besondere Dichtung erforderlich sein. Am zweckmäßigsten ist eine Torkretschiicht mit eingelegtem Drahtnetz und darüber ein mehrmaliger wasserdichter Anstrich.

Der Fels, auf den der Pfeiler gegründet wird, muß zur Erhöhung der Gleitsicherheit sorgfältig verzahnt werden; die Vorbereitung der Gründungssohle muß um so sorgfältiger erfolgen, je größer sich die Reibungszahl ergibt.

In den Abb. 36—46 sind einige ausgeführte Pfeilerstau-mauern dargestellt.

Die Abb. 36—39 geben die Projektzeichnungen und die luftseitige Ansicht der 1923 fertiggestellten Vöhrenbachtal-

möglichst in der Mitte der Pfeiler, wo die Spannungen am geringsten sind.

Die Stauwand ist durch eine entsprechend tiefe Herdmauer in den Fels einzubinden, damit Durchsickerungen und dadurch Wasserverluste und wasserseitige Auswaschungen vermieden werden. Mit

sperre im Badischen Schwarzwald wieder (Projekt Dr. Maier, Ausführung Dyckerhoff u. Widmann A. G.). Die größte Höhe der Talsperre beträgt rund 30 m. Der Stauraum faßt nur 1,1 Mill. cbm. Der Zweck der Talsperre ist Kraftgewinnung.

In Abb. 40 ist der Querschnitt, in Abb. 41 ein Lichtbild der Tirso-Staumauer in Sardinien wiedergegeben. Die Talsperre, die zur Krafterzeugung und Bewässerung dient, wurde 1924

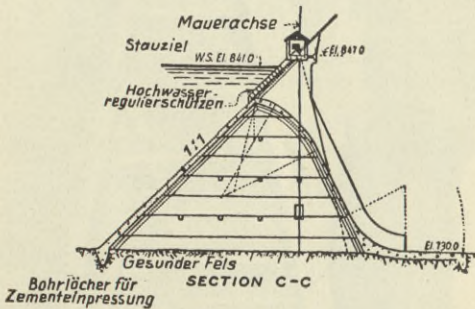


Abb. 44. Stony-Gorge. Querschnitt C—C.

fertiggestellt. Krafthaus und Transformatorenhaus befinden sich in der Staumauer selbst (Abb. 40).

Die Abb. 42—45 zeigen die Stony-Gorge-Talsperre in Kalifornien (Projekt und Ausführung Ambursen Contr. Co., New York). Die Plattensperre wurde hier gewählt, weil im Tal eine Verwerfung vorhanden ist, längs deren evtl. Bewegungen nicht ausgeschlossen sind. Im Falle solcher Felsverschiebungen birgt eine Plattensperre keine Gefahr in sich, da die Stauwand statisch bestimmt gelagert ist, so daß Nebenspannungen aus Fundamentbewegungen nicht entstehen können. Die mittleren Pfeiler haben stärkere luft-

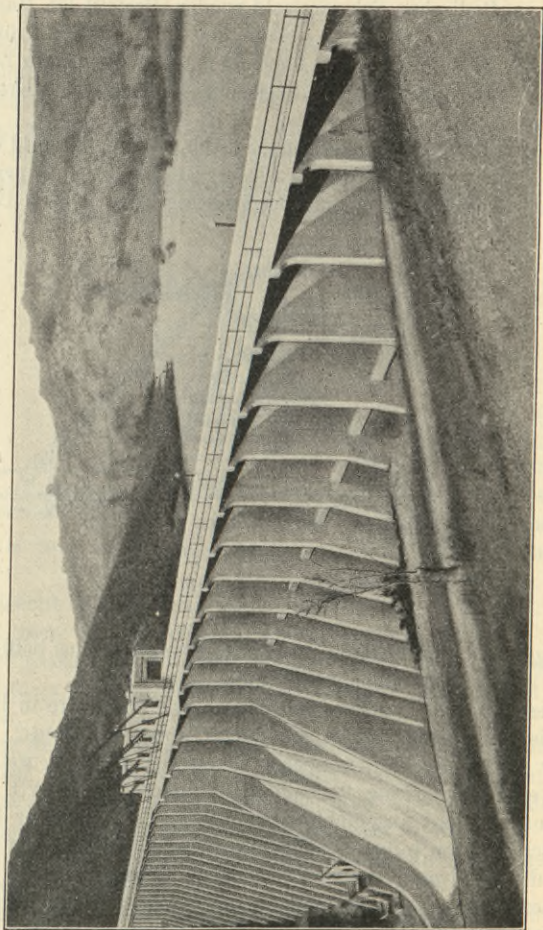


Abb. 45. Stony-Gorge. Luftseitige Ansicht.



seitige Böschungen, da zwischen ihnen der Überfall angeordnet ist. In diesen Feldern ist die Platte auch an der Luftseite angeordnet, um den überfallenden Wasserstrahl zu führen.

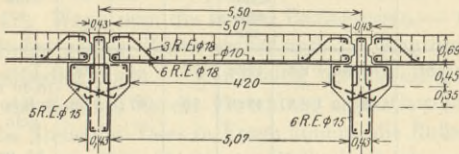


Abb. 46. Combamala.

Bewehrung der Stauwand und der Pfeilerköpfe.

Abb. 46 zeigt die Bewehrung der Stauwand und der Pfeilerköpfe der Combamala-Talsperre in Italien.

In den Tab. 2 und 3 sind die größten bisher erbauten Pfeilerstaumauern zusammengestellt.

Tab. 2. Die höchsten Plattensperren.<sup>1)</sup>

Lfd. Nr.	Name	Land	Jahr der Inbetriebnahme	$H_{\max}$	$H_0$	$B_{\text{rel}}$ %	Pfeilerabstand m	Betonmasse in Tausend $m^3$	Stauraum in Millionen $m^3$
1	Rodriguez . .	Mexico	im Bau	73	57	106	—	69,0	136
2	Douglas . . .	Wyoming USA.	1909	46	41	—	5,50	—	31
3	La Prêle . . .	Wyoming USA.	1910	45	40	136	5,48	17,2	30
4	Stony-Gorge .	California USA.	1928	43	37	123	5,48	—	62
5	Combamala .	Italien	1918	42	38	110	5,50	—	—
6	Guajabal . . .	Portorico	—	36,6	35,1	—	5,50	33,7	12,3

<sup>1)</sup> Erfinder dieses Staumauertyps ist die Ambursen Co. in New York, die auch die meisten Plattensperren ausgeführt hat. Daher wird dieser Typ auch „Ambursen-Typ“ genannt.

Tab. 3. Die höchsten Gewölbereihenmauern.

Lfd. Nr.	Name	Land	Jahr der Inbetriebnahme	H <sub>max</sub>	H <sub>0</sub>	B <sub>rel</sub> %	Konstruktion	Masse in Tausend m <sup>3</sup>	Stauraum in Millionen m <sup>3</sup>
1	Lake Pleasant	Arizona USA.	1928	78	—	100	L = 18,30 m	79	214
2	Coolidge . . .	Arizona USA.	1929	76	67	88	3 Kuppeln L = 55 m	146	1500
3	Tirso . . . . .	Italien	1923	73	60	106	18 Bögen L = 15 m	163	444
4	Pavana . . . . .	„	1925	54	—	106	3 Bögen L = 16,5 m	36	—
5	Palmdale . . . .	California USA.	1924	53	—	104	29 Bögen L = 7,30 m	19	6,8

L = Pfeilerabstand.

Über die Erklärung der übrigen Bezeichnungen s. Tab. 1.

#### 4. Gewölbestaumauern.

##### a) Allgemeines und Berechnung.

Die Gewölbestaumauer überspannt das Tal in waagerechter Richtung und überträgt den Wasserdruck ebenfalls in waagerechter Richtung auf die Talwände. Dabei treten an den Talflanken erhebliche Pressungen auf, woraus folgt, daß Gewölbestaumauern nur dort errichtet werden können, wo die Talwände geologisch in jeder Hinsicht einwandfrei sind. Für die Gewölbestaumauern gilt im Prinzip dasselbe wie für die Gewölbestaumauer einer Pfeilermauer. Sowohl der Wasserdruck als auch die Temperaturwirkungen erfordern einen möglichst großen Zentri-

winkel. Damit die Mauer entsprechende Widerlager hat, muß sie sich möglichst unter rechtem Winkel an die Talwände anschließen. Dies wird jedoch praktisch im allgemeinen nicht durchführbar sein. Der Anschlußwinkel zwischen Bogen tangente und Felswand soll jedoch mindestens  $45^{\circ}$  betragen (s. Abb. 47). Wenn man die beiden Bedingungen — nämlich den möglichst großen Zentriwinkel und die oben erwähnten Widerlagerbedingungen — gleichzeitig berücksichtigt, so ergibt sich daraus, daß für die Errichtung einer Gewölbemauer eine solche Stelle des Tales in Frage kommt, die flußaufwärts sich verbreitert. Die günstigste Stelle liegt also oberhalb der engsten Stelle des Tales, während für einen anderen Staumauertyp gerade die engste Stelle in Frage kommt.



Abb. 47.

Bei Gewölbestaumauern kann die Stützmauerwirkung nicht mehr vernachlässigt werden. Die Berechnung einer Gewölbemauer erfolgt also folgendermaßen:

Zuerst werden die Abmessungen, d. h. die Gewölbestärken, in verschiedenen Höhen bestimmt, nachdem ihr Zentriwinkel überall so groß wie möglich gewählt wurde. Da die Stützmauerwirkung in der Hauptsache im unteren Teile der Mauer von großem Einfluß ist, werden bei dieser ersten Berechnung der obere Teil, und zwar etwa die oberen  $\frac{2}{3}$  der Mauer, ohne Berücksichtigung der Stützmauerwirkung als beiderseits eingespannte Gewölberinge berechnet. Das untere Drittel der Mauer kann bei normalen Ausführungen lediglich auf die Stützmauerwirkung dimensioniert werden, indem man annimmt, daß der Wasserdruck in  $\frac{1}{3}$  Höhe = 0 ist und von hier aus bis zur vollen Druckhöhe an der Mauersohle linear zunimmt (Abb. 48). Aus dieser Wasserdruckfigur berechnet man die waagrecht wirkende Kraft  $H$ , und man setzt diese

mit dem Gewicht  $G$  der Mauer zusammen. Die untere Mauerbreite wird in der Weise bestimmt, daß die Resultierende aus diesen zwei Kräften durch den talseitigen Drittpunkt geht.

Nachdem die Abmessungen der Mauer bekannt sind, erfolgt die genaue Berechnung. Eine eingehende Behandlung dieser Frage, namentlich die Beschreibung der genauen Methoden, würde hier zu weit führen. Es sei hier ein Verfahren kurz erläutert, das in der Praxis heute allgemein angewendet wird. Man teilt die Mauer durch waagerechte und senkrechte

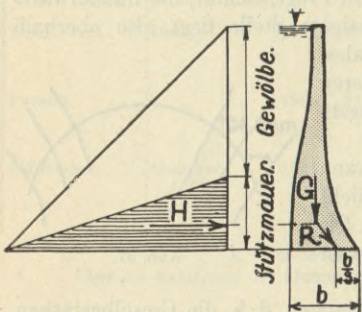


Abb. 48.

Schnitte in eine Anzahl von Bogen bzw. Stützmauern ein. In den Kreuzungspunkten der Schnitte bestimmt man die Durchbiegungen, und zwar einmal aus der Stützmauerwirkung und einmal aus der Gewölbe-  
wirkung, und setzt sie einander gleich. Dabei ist die Belastung auf Stützmauer bzw. Gewölbe zunächst unbe-

kannt, nur die Summe der beiden ist gegeben, sie ist nämlich der Wasserdruck selbst. Auf diese Weise erhält man so viele Elastizitätsgleichungen, wie Kreuzungspunkte vorhanden sind. Die Auflösung dieser Gleichungen liefert dann die Verteilung des Wasserdruckes auf die beiden Systeme.

Ist die Mauer einigermaßen symmetrisch, so kann folgendes Näherungsverfahren angewendet werden: Man nimmt mehrere waagerechte, dagegen nur eine senkrechte Teilungslinie an, die letztere etwa im Gewölbescheitel (s. Abb. 49). In den Punkten 1, 2 . . .  $n$  wirken die zunächst unbekanntes Kräfte  $p_1, p_2 \dots p_n$ . Man stellt die Formel auf, die die Durchbiegung

der senkrechten Stützmauer in den Punkten 1, 2...  $n$  bei gleichzeitiger Wirkung der Kräfte  $p_1$  bis  $p_n$  angibt. Bei der Ermittlung dieser Durchbiegungen ist die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente der Stützmauerscheibe zu berücksichtigen. Auf diese Weise erhält man  $n$  Gleichungen. Auf der linken Seite stehen die noch unbekanntenen Durchbiegungen  $\delta_1, \delta_2 \dots \delta_n$ , und die rechte Seite einer jeden Gleichung enthält alle unbekanntenen Kräfte  $p_1$  bis  $p_n$ . Jetzt ermittelt man in den Punkten 1, 2...  $n$  die Gewölbedurchbiegungen, wobei

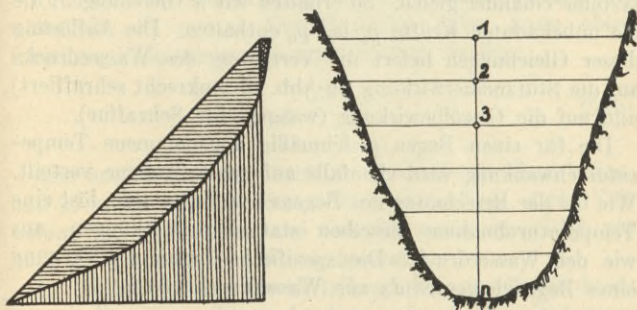


Abb. 49.

man näherungsweise annimmt, daß der Anteil  $q$  des Wasserdruckes auf die Gewölberinge sich gleichmäßig auf den ganzen Bogen verteilt. Die radiale Durchbiegung  $\delta_r$  des Bogenscheitels berechnet sich nach folgender Formel:

$$\delta_r = \frac{Hr^3}{EJ} \cdot \frac{\sin \alpha}{\alpha} \left( 1 - \cos \alpha - \frac{\alpha}{2} \sin \alpha \right) + \frac{qrr_a}{EF} (1 - \cos \alpha). \quad (48)$$

Hierin bedeuten:

$H$  den statisch unbestimmten Horizontalschub aus der Belastung  $q$ ,

$r$  bzw.  $r_a$  den mittleren bzw. wasserseitigen Bogenradius, Kelen, Talsperren.

$E$  = Elastizitätsmodul,

$J$  = Trägheitsmoment,

$F$  = Querschnittsfläche.

So erhält man  $n$  neue Gleichungen. Auf der linken Seite stehen die Durchbiegungen, auf der rechten Seite die entsprechenden unbekanntenen Belastungen  $q = w - p$  ( $w$  = Wasserdruck). Da die Durchbiegungen aus der Stützmauerwirkung und aus der Gewölbewirkung in jedem Punkte gleich sein müssen, setzt man die rechten Seiten beider Gleichungssysteme einander gleich. So erhalten wir  $n$  Gleichungen, die die unbekanntenen Kräfte  $p_1$  bis  $p_n$  enthalten. Die Auflösung dieser Gleichungen liefert die Verteilung des Wasserdrucks auf die Stützmauerwirkung (in Abb. 49 senkrecht schraffiert) und auf die Gewölbewirkung (waagerechte Schraffur).

Die für einen Bogen gleichmäßig angenommene Temperaturschwankung wird ebenfalls auf beide Systeme verteilt. Wie bei der Berechnung des Bogens erwähnt wurde, löst eine Temperaturabnahme dieselben statischen Wirkungen aus wie der Wasserdruck. Die spezifische Zusammendrückung eines Bogenelementes  $ds$  aus Wasserdruck beträgt

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{R}{EF}, \quad (49a)$$

worin  $R$  die Normalkraft im statisch bestimmten System darstellt.  $R = w \cdot r_a$ , wobei  $w$  den Wasserdruck auf die Flächeneinheit,  $r_a$  den Außenradius des Bogens,  $E$  und  $F$  den Elastizitätsmodul bzw. die Querschnittsfläche des Bogens bedeuten.

Die spezifische Verkürzung aus Temperaturabnahme beträgt

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \omega \cdot t, \quad (49b)$$

wobei  $\omega$  die Wärmedehnungszahl und  $t$  die Temperaturabnahme bedeuten. Infolge der statischen Analogie können

wir die Temperaturschwankung in Wasserdruck umrechnen, indem wir den fiktiven Wasserdruck  $w_t$  suchen, der dieselben Durchbiegungen verursacht wie die Temperaturabnahme  $t$ . Durch Gleichsetzung der Gl. (49a) und (49b), ferner durch Einsetzen des Wertes von  $R$  ergibt sich der fiktive Wasserdruck zu:

$$w_t = \frac{E F \omega t}{r_a}. \quad (50a)$$

Für Beton ist  $E \omega = 20 t/m^2$  pro  $C^0$ , ferner ist für 1 m Gewölbehöhe  $F = n =$  Gewölbestärke, daher kann obige Gleichung in folgender Form geschrieben werden:

$$w_t = \frac{20 n t}{r_a}. \quad (50b)$$

Man ermittelt diesen Wert in verschiedenen Mauerhöhen, und so erhält man die fiktive Wasserdruckfigur, deren Verteilung auf Stützmauer und Gewölbe genau so erfolgt wie im Falle des normalen Wasserdruckes.

In Abb. 49 links ist die Verteilung allein für Wasserdruck dargestellt. Sie ergibt an der Krone eine negative Belastung für die Stützmauerwirkung, d. h. eine Mehrbelastung für die Gewölbewirkung. Diese Erscheinung kann folgendermaßen erklärt werden: Würde die Wasserdruckfigur keine negative Fläche enthalten, so wirkte die gesamte Belastung nur in einem Sinne, d. h. im Sinne des Wasserdruckes selbst, auf die Stützmauer. Ein jeder Punkt der Stützmauer würde sich talabwärts durchbiegen, wobei die größte Durchbiegung an der Krone entstünde. Andererseits würde sich aus der Gewölbewirkung allein keine Durchbiegung an der Krone ergeben, da hier der Wasserdruck = 0 ist. Die Durchbiegungen aus Stützmauer- und Gewölbewirkung müssen aber einander gleich sein. Tatsächlich wird sich also an der Krone eine gewisse Durchbiegung ergeben, die infolge des Widerstandes

des oberen Gewölberinges nicht in dem Maße erfolgen kann, wie es aus der Stützmauerwirkung allein der Fall wäre; mit anderen Worten: infolge des statischen Zusammenhangs der ganzen Mauer belastet die Stützmauerwirkung die oberen Gewölberinge.

Aus der erhaltenen Belastungslinie für die Stützmauer bestimmt man die Drucklinie, die innerhalb des mittleren Kernes verlaufen muß. Ebenso berechnet man die Spannungen in den einzelnen Gewölberingen aus den für die Gewölbe sich ergebenden Belastungen, wobei Zugspannungen ausgeschaltet werden müssen. Da bei Annahme einer gleichmäßigen Verteilung über den ganzen Bogen aus Wasserdruck und Temperaturabnahme nebst Schwinden an der Wasserseite des Kämpfers Zugspannungen zu erwarten sind, während die Druckspannungen an der Luftseite desselben Querschnitts am größten werden, greift die Resultierende exzentrisch an, und zwar luftseitig vom Querschnittsmittelpunkt. Falls die Resultierende außerhalb des Drittelpunktes angreift, so wird eine luftseitige Verstärkung in der Nähe des Kämpfers erforderlich sein. Mit Rücksicht darauf empfiehlt es sich, diesem Umstand von Anfang an Rechnung zu tragen und das Gewölbe so zu entwerfen, daß eine luftseitige Verstärkung des Kämpfers nachträglich möglich sei.

#### b) Konstruktive Ausbildung.

Es wurde bereits erwähnt, daß beim Entwurf einer Gewölbestaumauer zwei Richtlinien maßgebend sind, und zwar 1. die Erzielung eines möglichst großen Zentriwinkels und 2. eine gute Auflagerung des Gewölbes. Die einfachste geometrische Form wäre ein zylindrisches Gewölbe mit senkrechter Achse. Im Grundriß wären also alle Kreisbögen von demselben Mittelpunkt aus gezeichnet („Constant Radius“). Da nun das Tal von oben nach unten sich verengt, die Gewölbespannweite also immer kleiner wird, so würde bei dieser



geometrischen Form auch der Zentriwinkel immer kleiner. Um dies zu vermeiden und um den Zentriwinkel in allen waagerechten Schnitten so groß wie möglich zu halten, konstruiert man die Gewölbestaumauern in der letzten Zeit nach dem Prinzip des konstanten Zentriwinkels (Typ Jorgensen, „Constant Angle“). Man zeichnet im Grundriß zunächst die Mauerkrone ein, und dieser Bogen wird tunlichst mit einem möglichst großen Zentriwinkel gezeichnet. Der wasserseitige Bogen schneidet die nächst unten liegenden Höhenlinien an beiden Talhängen in je einem Punkte. Zwischen den zwei Punkten zeichnet man den nächsten Bogen mit demselben Zentriwinkel ein, und so wiederholt man das Verfahren, bis die ganze Wasserseite aufgezeichnet ist. Dann bestimmt man die Gewölbestärken in den entsprechenden Höhen unter Annahme gewisser zulässiger Spannungen, und man zeichnet die luftseitigen Kreisbögen von den entsprechenden Mittelpunkten ein. Bei Anwendung dieses Verfahrens ergibt sich bei den meisten Talsperren eine praktisch unbrauchbare Mauerform. Man wird also unter Beibehaltung des Prinzips die Konstruktion ändern und geht dabei folgendermaßen vor: Man zeichnet die Mauerkrone, d. h. ihre wasserseitige und luftseitige Begrenzung wie vorher ein. An der Luftseite der Krone wählt man den tiefsten Punkt aus (in der Mitte des Flußbetts), und dieser wird für alle unteren Bogenquerschnitte als konstant beibehalten, d. h. im senkrechten Schnitt, der durch diesen Punkt gelegt wird, ist die Luftseite senkrecht. In einer Tiefe, die den nächst tieferliegenden Höhenlinien entspricht, bestimmt man die Gewölbestärke auf Grund der zulässigen Spannungen und mißt diese von dem erwähnten luftseitigen Punkt aus radial auf. Der wasserseitige Kreisbogen der Krone schneidet die entsprechenden tieferliegenden Höhenlinien an beiden Talhängen in je einem Punkte, und diese beiden Punkte und der vorher gefundene Punkt etwa in der Mauermitte bestimmen den

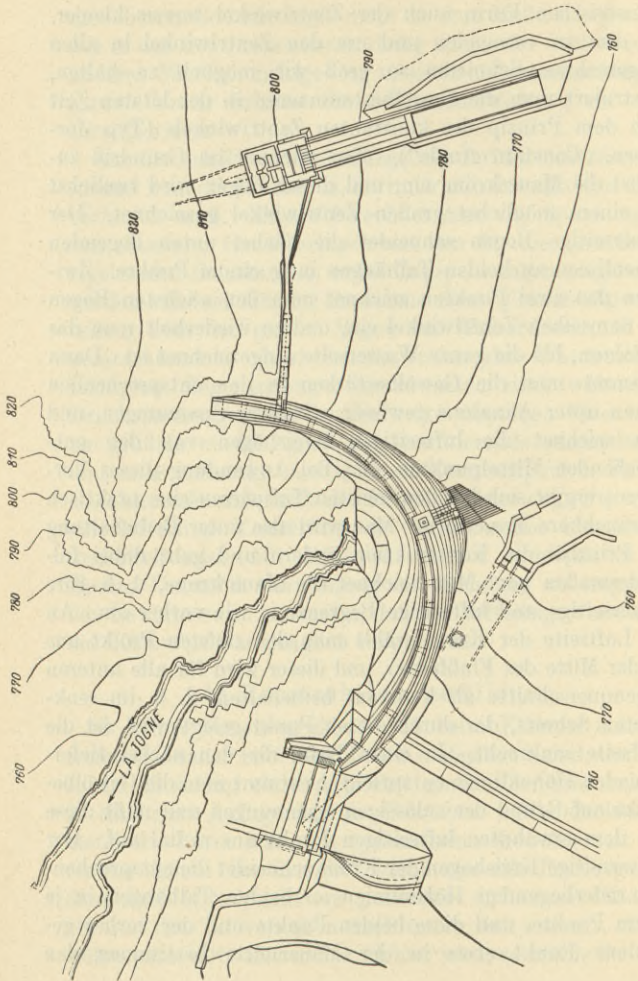


Abb. 50. Montsalvens. Grundriß (Stucky).

nächsten wasserseitigen Kreisbogen und damit auch den entsprechenden Kreismittelpunkt. Auf diese Weise geht man schrittweise vor, bis die ganze Mauer im Grundriß eingezeichnet ist. In dem unteren Teil erhält dann die Mauer eine luftseitige Verstärkung, damit in der senkrechten Stützmauerscheibe die Resultierende innerhalb des Drittels bleibt (s. Abb. 53 und 54).

Falls die Talform den Anschluß des Gewölbes unter einem Winkel von wenigstens  $45^{\circ}$  nicht gestattet, so müssen die Felswiderlager entsprechend bearbeitet werden. Steile Talhänge erleichtern die eben beschriebene Konstruktion, daher sind sie für Errichtung der Gewölbestaumauern besonders vorteilhaft. Es kommt des öfteren vor, daß der eine Talhang oder beide in dem oberen Teil sich verflachen. In diesem Falle kann in dem oberen Teil ein künstliches Widerlager aus Mauerwerk hergestellt werden, an das sich das Gewölbe anschließt. Diese Widerlager sind dann derart zu bemessen, daß sie den Gewölbeschub mit genügender Sicherheit aufnehmen können. Besonders ist darauf zu achten, daß die Sohle dieser Widerlager flußabwärts ansteigt, damit eine genügende Gleitsicherheit vorhanden sei.

Manchmal wird die Hochwasserentlastungsanlage als offener Kanal seitlich von der Mauer im Fels eingesprengt. In diesem Falle ist darauf zu achten, daß zwischen Gewölbewiderlager und diesem Kanal eine entsprechende Felsmasse vorhanden

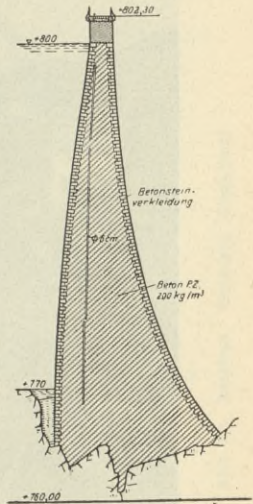


Abb. 51. Montsalvens.  
Schnitt in der Mauermitte.

ist, die den Gewölbeschub mit Sicherheit aufnehmen kann. Mit Rücksicht auf die hohen Spannungen, die in Gewölbe-

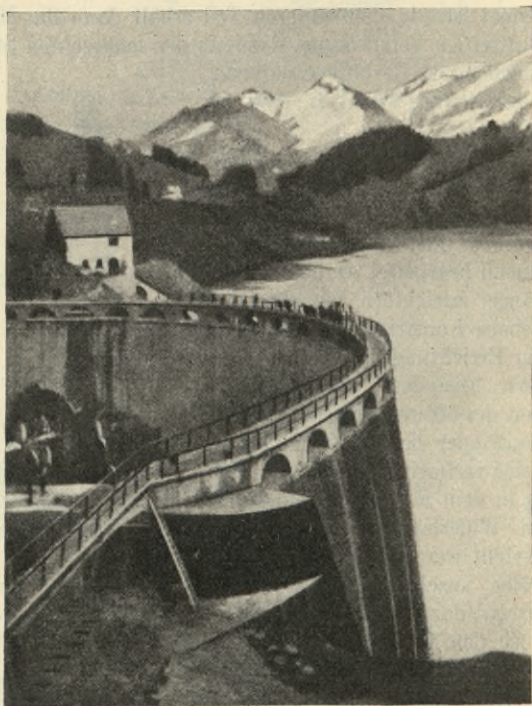


Abb. 52. Montsalvens.

mauern auftreten, muß man die Durchbrechungen der Mauer für Rohrleitungen u. dgl. nach Möglichkeit vermeiden.

Durch die Gewölbewirkung werden die Talwände überall

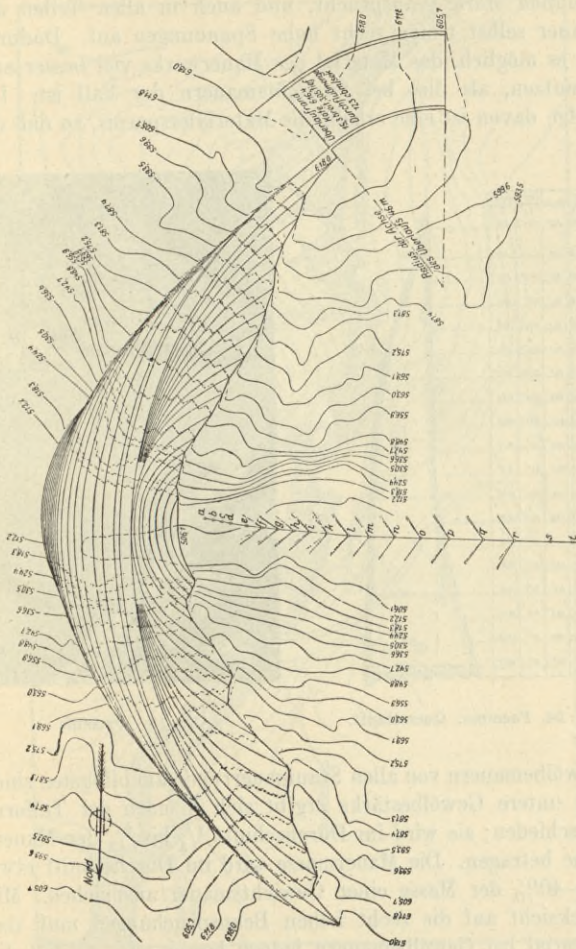


Abb. 53. Pacoima. Grundriß (Jorgensen).

ziemlich stark beansprucht, und auch in allen Teilen der Mauer selbst treten recht hohe Spannungen auf. Dadurch ist es möglich, das Material des Mauerwerks viel besser auszunutzen, als dies bei Gewichtsmauern der Fall ist. Die Folge davon ist eine erhebliche Materialersparnis, so daß die

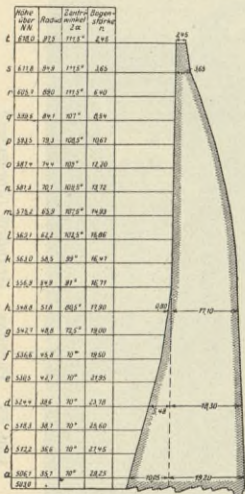


Abb. 54. Pacoima. Querschnitt.

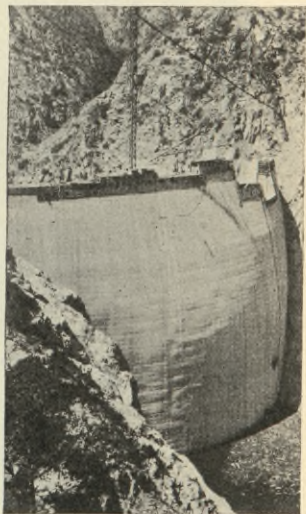


Abb. 55. Pacoima.

Gewölbemauern von allen Staumauertypen am billigsten sind. Die untere Gewölbstärke ergibt sich je nach der Talform verschieden; sie wird im Durchschnitt  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{3}$  der Mauerhöhe betragen. Die Mauermaße werden im Durchschnitt etwa 25—40% der Masse einer Gewichtsmauer ausmachen. Mit Rücksicht auf die recht hohen Beanspruchungen muß das Material bei Gewölbemauern jedoch besser sein, so daß die

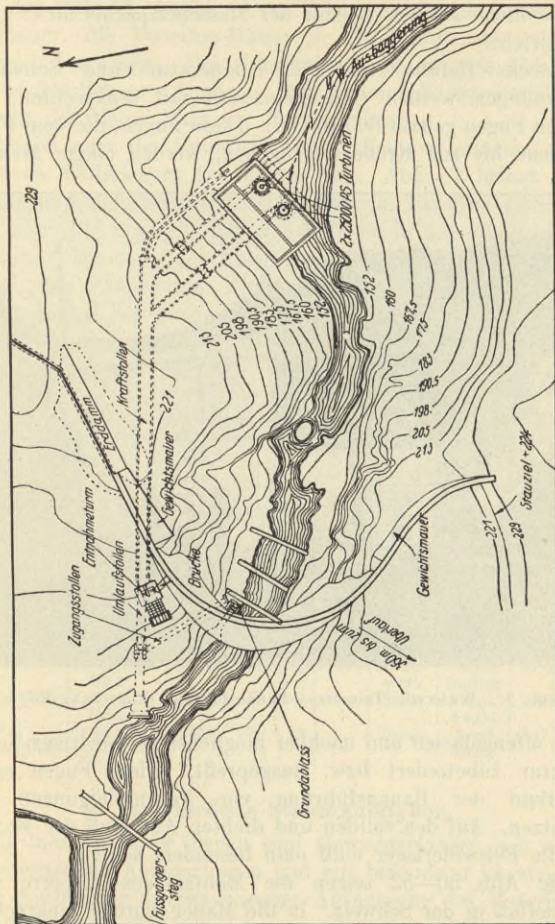


Abb. 56. Cushman.

tatsächliche Kostenersparnis der Massenersparnis nicht ganz entspricht.

Zwecks Herabsetzung der Temperatur- und Schwindspannungen werden Gewölbemauern mit senkrechten, radialen Fugen gebaut (s. Abb. 57). Diese Fugen, die vom Fundament bis zur Krone durchgehen, werden einige Monate

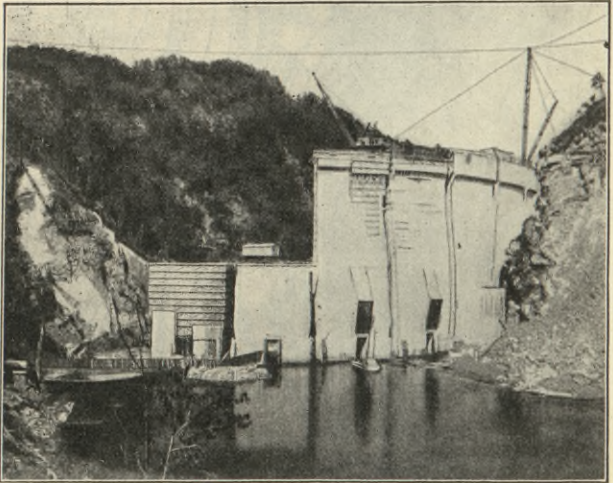


Abb. 57. Waterville-Talsperre. Bauausführung (Eng. News Rec.).

lang offengelassen und nachher möglichst bei niedriger Temperatur zubetoniert bzw. ausgepreßt. Diese Fugen sind während der Bauausführung vor Verunreinigungen zu schützen. Auf den soliden und dichten Anschluß der Mauer an die Felswiderlager muß man besonders achten.

Die Abb. 50—52 zeigen die Montsalvens-Talsperre am Jognefluß in der Schweiz. In die Mauer wurden senkrechte Entwässerungsröhre von 6 cm Durchmesser eingebaut.



In den Abb. 53—55 ist die zur Zeit zweithöchste Gewölbestaumauer, die Pacoima-Mauer in Kalifornien dargestellt (Projekt Jorgensen). Die Konstruktion ist aus den Abb. 53 und 54 deutlich zu erkennen. Abb. 55 zeigt die wasserseitige Ansicht der Mauer kurz vor Fertigstellung.

Abb. 56 zeigt den Grundriß der Cushman-Staumauer mit massiven Widerlagern im oberen Teil. Abb. 57 bringt die Ausführung der Waterville-Staumauer in Carolina (USA.). Auf dem Bild erkennt man deutlich die in der Mauer ausgesparten Öffnungen zur Ableitung des Wassers während des Baues, den Fangedamm (links) und die senkrechten Bauugen, worauf bereits hingewiesen wurde.

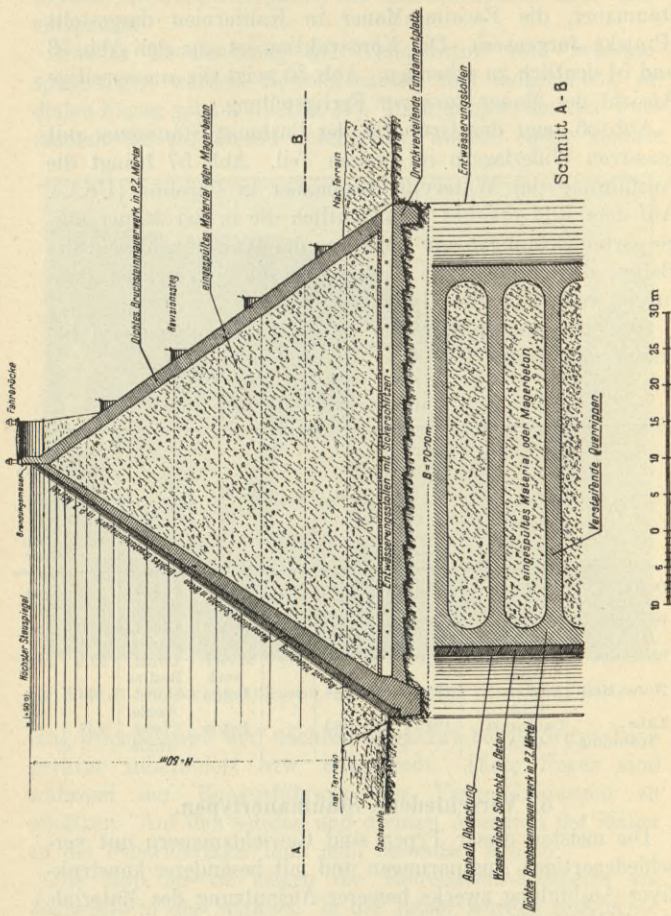
Die Zusammenstellung der höchsten Gewölbemauern befindet sich in der Tab. 4.

Tab. 4. Die höchsten Gewölbemauern.

Hd. Nr.	Name	Land	Jahr der Inbetriebnahme	$H_{max}$	$H_o$	$B_{rel}$ %	Baustoff	Typ	Masse in Tausend m <sup>3</sup>	Stauraum in Millionen m <sup>3</sup>
1	Diablo . .	Washington USA.	1930	122	117	36	Beton	Const. Angle	242	111
2	Pacoima . .	California USA.	1929	116	112	24	Beton	Const. Angle	170	14,8
3	Shoshone .	Wyoming USA.	1910	100	70,5	33	Mauerwerk	Const. Radius	57,5	563
4	Horse Mesa	Arizona USA.	1927	93	88	—	Beton	Const. Angle	268	300
5	Lake Spaulding	California USA.	1913	90	83	—	Beton	Const. Angle.	147	—

### 5. Verschiedene Staumauertypen.

Die meisten dieser Typen sind Gewichtsmauern mit verschiedenartigen Aussparungen und mit besonderer konstruktiver Ausbildung zwecks besserer Ausnutzung des Materials durch Massenersparnisse.



Schnitt A - B

Abb. 58 a. Mauerdamm nach Pokorny und Rupli der Fa. Redlich & Berger, Wien, 1909.

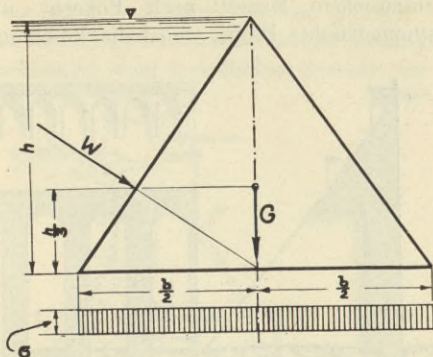


Abb. 58b.

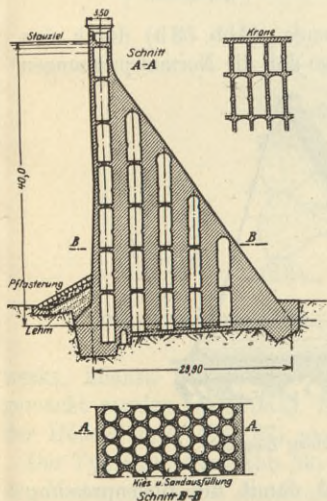


Abb. 59. Typ Gutzwiler.

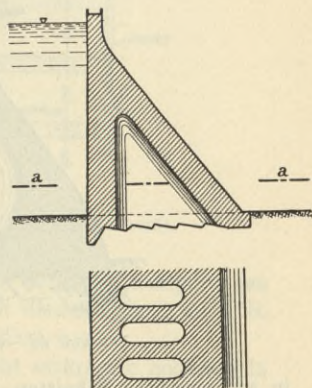


Abb. 60. Typ Figari.

Die „standsichere Mauer“ nach Pokorny und Rupli hat ein symmetrisches Profil, wobei die Böschungen so ge-

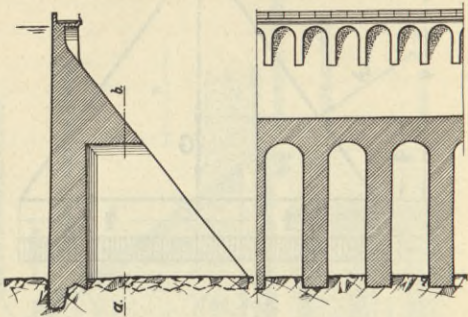


Abb. 61. Vorschlag Kelen.

wählt sind, daß die Resultierende (Abb. 58 b) durch den Querschnittsmittelpunkt geht, so daß die Normalspannungen

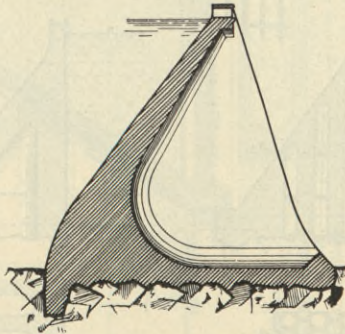


Abb. 62. Vorschlag Ziegler.

in waagerechten Schnitten und damit die Bodenpressung gleichmäßig sind. Aus den geometrischen Beziehungen er-

gibt sich eine relative Mauerbreite von  $\beta = \sqrt{2}$ . Da die Drucklinie bei vollem und bei leerem Becken immer zentrisch verläuft, unabhängig vom spezifischen Gewicht des Mauer-

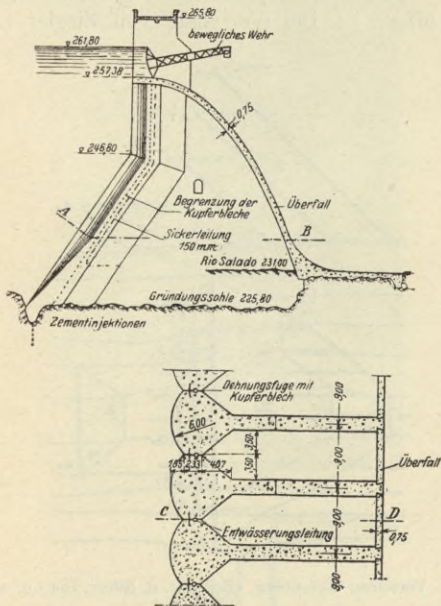


Abb. 63. Don Martin-Talsperre in Mexiko (Noetzi).

werks, können bei diesem Profil beliebige Aussparungen gemacht werden (Abb. 58 a). Nach diesem Prinzip ist z. B. der Hône-Damm (Abb. 87) ausgeführt worden.

Der Typ Gutzwiler (Abb. 59) sieht senkrechte Schächte in der Mauer vor, wobei das Profil als gewöhnliches Gewichtsmauerprofil ausgebildet wird. Im waagerechten Schnitt er-

scheinen diese Schächte als kreisförmige Ringe bzw. Sechsecke (Bienenwabensystem). — Der Typ Figari (Abb. 60) sieht gewölbeartige Aussparungen in der Mauer vor. — Bei dem Vorschlag Kelen (Abb. 61) sind diese Aussparungen an der Luftseite offen. — Der Vorschlag von Ziegler (Abb. 62)

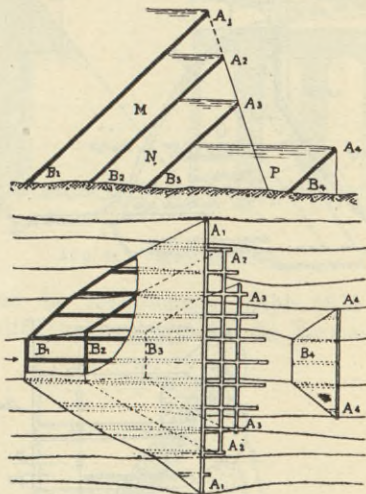


Abb. 64. Vorschlag Rutenberg. (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V.)

erinnert schon stark an die Pfeilerstaumauern. — Der Typ Noetzli (Abb. 63) ist der äußeren Form nach einer Gewölberienmauer ähnlich. Es sind Pfeiler mit starker wasserseitiger Böschung und verstärkten Pfeilerköpfen, die wasserseitig zylindrisch abgeschlossen sind. — Die Zellenmauern nach Rutenberg (Abb. 64) sind senkrechte oder schräge Eisenbetonwände, in verschiedenen Höhenstufen angeordnet. Eine jede Zellenwand wird nur durch den Unterschied der

unteren und oberen Wasserdrücke beansprucht. — Die Gewölbezellenmauer nach Mesnager (Abb. 65) ist eine Kombination

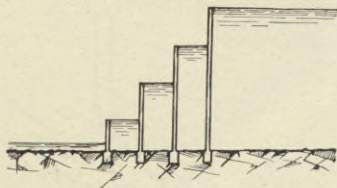
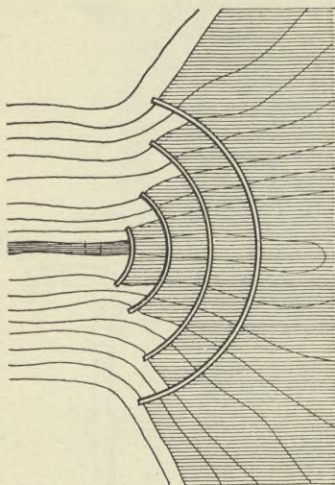


Abb. 65. Gewölbezellenmauer nach Mesnager.

von Zellenmauer und Gewölbemauer. Die statischen Verhältnisse sind hier günstiger als bei der gewöhnlichen Zellenmauer, und durch entsprechende Unterteilung kann der Wasserdruck

auf ein beliebiges Maß herabgesetzt werden. Auf diese Weise erhält man sehr dünne Mauern. — Probst und Tölke schla-

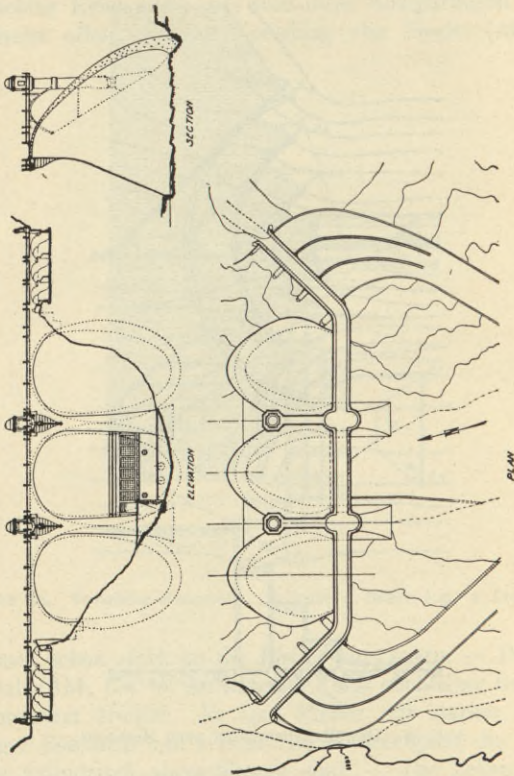


Abb. 66. Coolidge-Staumauer. Kuppelreihe (Olberg).

gen vor, die Gewölbereihenmauern mit senkrechter Wasserseite auszuführen und die Wasserlast auf eine wasserseitige



Fundamentplatte wirken zu lassen. — Die Kuppelreihe (Abb. 66—68) ist eine weitere Entwicklung der Gewölbereihen-

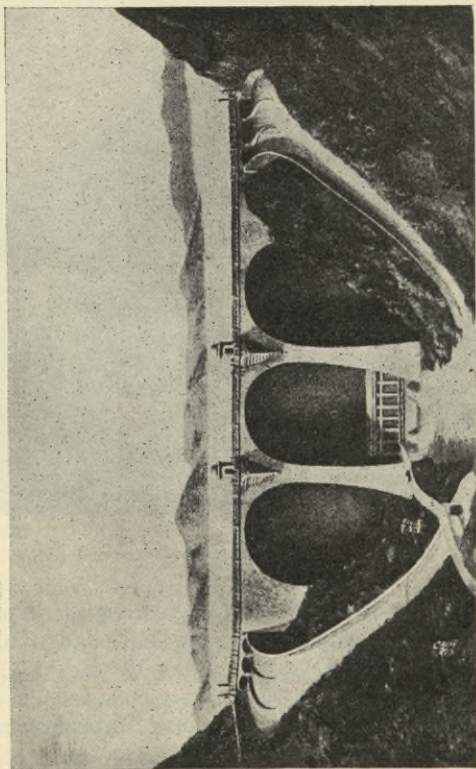


Abb. 67. Coolidge-Staumauer. Luftseitige Ansicht.

mauer mit dem Bestreben, einen größeren Pfeilerabstand zu erhalten. Die Stauwand ist einer Eierschale ähnlich, hat also eine doppelte Krümmung.

Außerdem sind verschiedene andere Vorschläge gemacht worden, wie die rahmenartige (Rossin) oder zellenartige (Noetzli) Auflösung des Pfeilers bei Pfeilermauern usw.

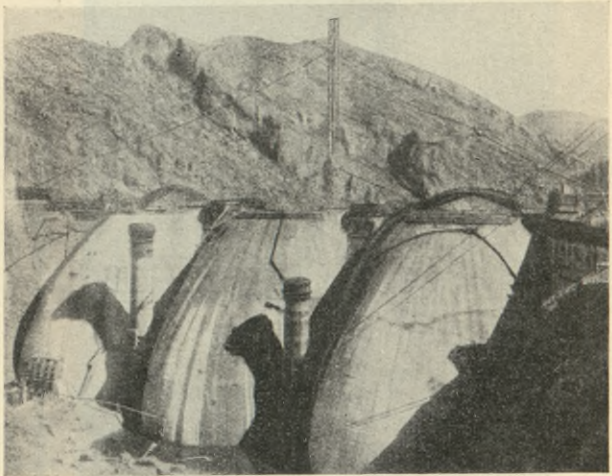


Abb. 68. Coolidge-Staumauer. Wasserseite.

Es ist auch versucht worden, Talsperren aus Stahl herzustellen (Ash Fork Talsperre in Arizona, Redridge-Talsperre in Michigan, Hauser-Lake-Sperre am Missourifluß). Doch kommt dieser Baustoff für den Talsperrenbau kaum in Frage; deshalb hat man von seiner Verwendung Abstand genommen.

## 6. Die Bauausführung der Staumauern.

Vor dem Baubeginn muß ein genaues Arbeitsprogramm aufgestellt werden; maßgebend hierfür ist die Bauzeit. Das Anlagekapital muß wenigstens teilweise schon am Anfang

des Baues zur Verfügung stehen; dagegen bringt die Anlage erst Nutzen, wenn sie fertiggestellt ist. Der Zinsverlust muß also zu dem Anlagekapital hinzugerechnet werden; mit anderen Worten: je länger die Bauzeit, um so teurer wird die Anlage. Daher wird die Bauzeit bei neueren Anlagen immer knapp bemessen. Bei Talsperrenbauten ist die Verkürzung der Bauzeit nicht nur aus dem erwähnten Grunde erforderlich, sondern auch infolge der notwendigen Arbeitsunterbrechungen im Winter und bei Hochwasser. Wenn man berücksichtigt, daß Talsperren vielfach im Hochgebirge errichtet werden, wo der Winter mehrere Monate lang dauert, so verkürzt sich dadurch die Bauzeit schon ganz erheblich. Bei Eintritt des Hochwassers wird die Arbeit ebenfalls häufig gestört, so daß man letzten Endes nicht selten nur 5 bis 6 Monate Bauzeit in einem Jahre zur Verfügung hat. An Stellen, wo die Arbeit unterbrochen wurde, entstehen Arbeitsfugen, da der Beton inzwischen abgebunden hat. Diese Arbeitsfugen müssen sorgfältig ausgebildet werden, damit eine möglichst gute Verbindung zwischen altem und neuem Beton entsteht. Zu diesem Zweck werden die Fugen manchmal künstlich verzahnt. Im allgemeinen sind für die Anordnung dieser Fugen die Trajektorien maßgebend; von den beiden Scharen von Trajektorien muß man natürlich diejenigen wählen, die den größten Widerstand bieten. In der Praxis wird es aber nicht möglich sein, die Arbeitsfugen genau nach diesen Linien auszubilden, man muß also bestrebt sein, sie unter Beibehaltung dieses Prinzips derart auszubilden, daß eine möglichst gute und solide Verbindung zwischen altem und neuem Mauerwerk entsteht.

Ist die Bauzeit festgelegt, so können die erforderlichen Leistungen festgestellt werden. Von diesen Leistungen ist wiederum die Anzahl, Größe und Art der anzuwendenden Baugeräte abhängig.

Zu den vorbereitenden Arbeiten gehören: die Aufstellung

der Arbeitsbaracken und Büroräume, die Einrichtung von Reparaturwerkstätten, der Bau einer provisorischen Kraftanlage, falls der Strom aus dem Netz nicht oder nur teuer bezogen werden kann, der Bau von Zugangsstraßen und evtl. Eisenbahnen usw.

Die wichtigste Vorbereitungsarbeit ist die genaue geologische Untersuchung der Talsperrenstelle und der Gebiete des zukünftigen Staubeckens. Ohne diese Vorarbeit darf mit dem Bau nicht begonnen werden, da sonst später unangenehme Überraschungen auftreten können. In der Praxis kommen häufig Fälle vor, wo die Gründungsarbeiten wesentlich umfangreicher und teurer werden, als ursprünglich vorgesehen wurde. Entweder mußte man mit der Staumauergründung in der Flußsohle wesentlich tiefer gehen, als ursprünglich angenommen wurde, oder man hatte die Untersuchung der Talwände unterlassen, und der Fundamentaushub mußte sich auf eine recht große Strecke der Talwände erstrecken, ehe der richtige Gründungsfels gefunden wurde. Es sind aber auch schwierigere Fälle bekannt, wo man die Baustelle endgültig aufgeben mußte, weil der gesunde Fels in erreichbarer Tiefe nicht aufzufinden war. Noch unangenehmer ist der Fall, wenn nach Fertigstellung der Staumauer das Becken nicht gefüllt werden kann, weil das Wasser infolge der Undichtigkeit des Staubeckengrundes durchsickert und unterhalb der Mauer wieder zum Vorschein kommt.

Die Aufgabe der geologischen Untersuchung ist, festzustellen, ob der Fels den zu erwartenden Beanspruchungen gewachsen ist, welcher Staumauertyp in Frage kommen kann, ob der Fels spalten- und rissfrei ist, oder wenn nicht, ob dadurch die Sicherheit und Wasserdichtigkeit gefährdet ist, ob der Fels seine Eigenschaften unter dem Einfluß des Wassers nicht ändern kann, ob eine Rutschgefahr im Fels selbst nicht besteht (z. B. bei waagerechten, losen Schichten), ob das Gebiet des Staubeckens dicht ist usw.

Zur Erforschung des Untergrundes muß eine entsprechende Anzahl von Bohrlöchern abgeteuft werden; daneben empfiehlt es sich — namentlich in Zweifelsfällen — den Untergrund durch Stollen und Schächte noch genauer zu erforschen. Zur Bohrung sind nur solche Bohrgeräte bzw. Verfahren geeignet, die möglichst lange, zusammenhängende, unversehrte Bohrkörner herauszuholen ermöglichen (Kernbohrung mittels Diamant- oder anderer gleichwertiger Bohrer).

Vor der eigentlichen Bauausführung muß eine Anlage geschaffen werden, die die Ableitung des Wassers seitlich der Mauer während des Baues ermöglicht. Zur Bemessung dieser Anlage wird meistens die normale Hochwassermenge zugrunde gelegt. Manchmal — namentlich wenn die Fernhaltung des normalen Hochwassers zu teuren Anlagen führen würde — werden die Ableitungsvorrichtungen für eine geringere Wassermenge bemessen, und man läßt die Baustelle während des Hochwassers überfluten. In diesem Falle müssen sämtliche Geräte hochwasserfrei angeordnet werden, außerdem ist ein zuverlässiger Hochwassermelddienst einzurichten.

Die Baugrube wird ober- und unterwasserseitig durch je einen Fangedamm abgesperrt, oder sie wird in zwei oder drei Baugruben unterteilt, wovon jeweils die eine in Angriff genommene Baugrube abgesperrt wird. Als Fangedammtypen kommen in Frage: geschütteter Damm, Steinkistendamm (in Amerika üblich), Bohrangedamm (Unterwasserbohrung, senkrechte in die Bohrlöcher eingelegte Profileisen in zwei Reihen, Absperrung der Felder, Betonierung des Zwischenraumes) usw. Die Ableitung des Hochwassers selbst kann nach zwei Arten erfolgen: Die eine Art ist die Errichtung eines Umlaufstollens (Abb. 90). Der Umlaufstollen kann später entweder als Wasserentnahme oder als Grundablaß verwendet werden.

Die zweite Art der Abführung des Wassers ist die direkte

Ableitung durch die Mauer selbst. In diesem Falle wird an einer Seite oder im mittleren Teile des Fangedamms eine Überfallöffnung ausgespart und das Wasser in einer Rinne bzw. in einem Hangkanal oder im mittleren Teile durch die Baustelle geleitet. Der Kanal bzw. die Rinne mündet unterhalb des unteren Fangedamms. Wenn die Betonierung die Höhe dieses Kanals erreicht, so wird an dieser Stelle eine Öffnung in der Mauer ausgespart, durch die das Wasser während des ganzen Baues auch weiterhin abgeleitet wird

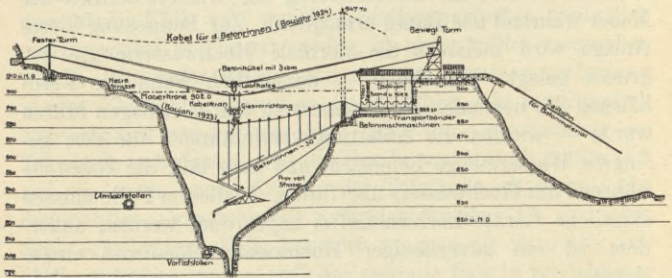


Abb. 69. Baueinrichtung für die Staumauer am Schräh, Wäggital (nach Dreyer). r

(siehe z. B. Abb. 57). Diese Öffnung wird dann in ähnlicher Weise wie der Umlaufstollen entweder für den Grundablaß oder für die Wasserentnahme verwendet. Die Ableitung des Hochwassers bei Pfeilermauern kann leicht erfolgen, wenn zuerst die Pfeiler und nachher die Stauwand ausgeführt wird. Aber auch bei Gewichtsmauern kann ein ähnliches Bauprogramm eingerichtet werden, wenn die Mauer in Abschnitte eingeteilt wird. Man mauert jeden zweiten Abschnitt zuerst hoch und führt die Zwischenabschnitte später aus. Die Länge eines Abschnittes wählt man dabei gleich dem Abstand der Dehnungsfugen (Abb. 70).

Gründung. Zuerst werden die losen Schichten (alluviale

Ablagerungen, Geschiebe) und dann die obere, oft verwitterte Felschicht entfernt, bis der gesunde, tragfähige Fels erreicht wird (die freigelegte Gründungsfläche der Talsperre Lehmühle zeigt Abb. 71). Daraufhin wird die ganze Felsoberfläche mit einem kräftigen Wasserstrahl abgespült. Für die Herdmauer wird ein entsprechend tiefer Schlitz aus-

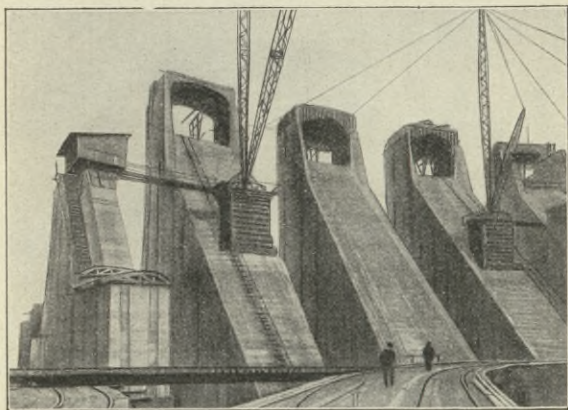


Abb. 70. Bauausführung der Martintalsperre. USA.

gehoben, an der Sohle Löcher gebohrt und diese mit Zementmilch ausgepreßt zur Verstopfung von unterirdischen Spalten und Rissen. Die Zementeinpressungen am linken Talhang der Kriebstein-Talsperre in Sachsen (Ausführung Wayß & Freytag) zeigen die Abb. 72 und 73. Die Felsoberfläche wird aufgeraut oder verzahnt zur Erhöhung der Gleitsicherheit. Falls einige wenige undichte Stellen im Bereich des Staubeckens vorhanden sind, müssen diese ebenfalls ausgepreßt oder mit Lehmschüttung gedichtet werden.

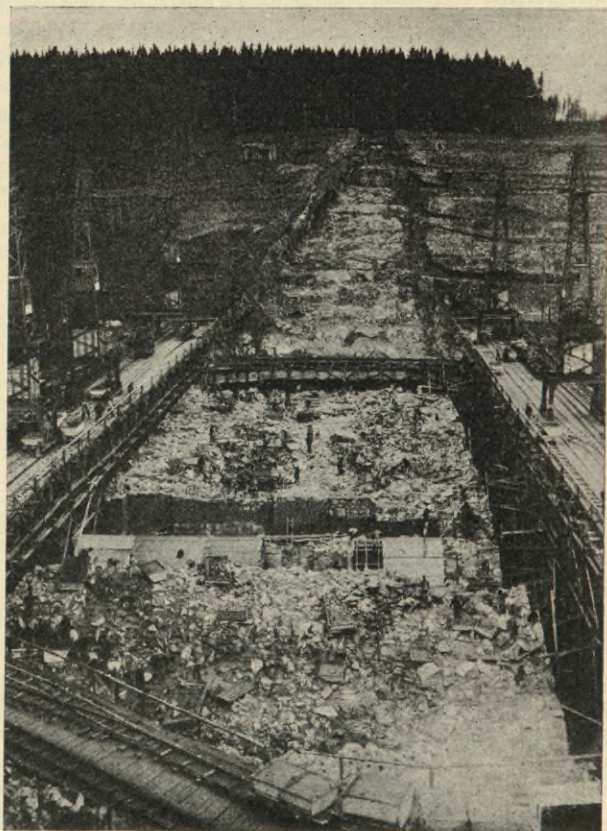


Abb. 71. Talsperre Lehmühle i. Sa. Gründung.



Ausführung des Mauerwerks. Gewichtsmauern oder die Pfeiler von Pfeilerstaumauern werden manchmal aus

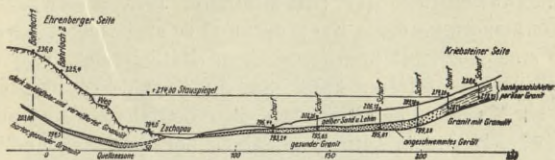


Abb. 72. Talsperre Kriebstein i. Sa. Geologisches Profil zu der Sperrstelle, flußaufwärts gesehen (Bautechnik 1930.)

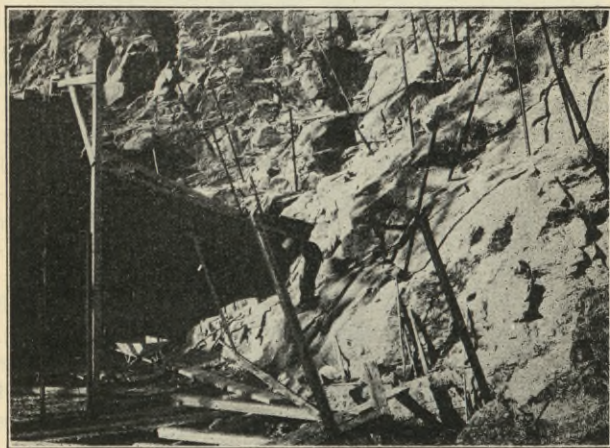


Abb. 73. Kriebstein. Dichtung des rechten Felshanges (Kirsten, Bautechnik 1930).

Steinmauerwerk ausgeführt (Abb. 71). In diesem Falle ist auf die einwandfreie Beschaffenheit der Steine und des Zementmörtels und auf die richtigen Steinfugen zu achten. Die letzteren müssen den Trajektorien möglichst angepaßt sein und an der Luftseite normal zur Böschung verlaufen.

Auf die Felssohle wird zunächst eine dichte Betonschicht aufgebracht, um die Porosität der Sohle und damit den Sohlenwasserdruck auf ein Minimum herabzusetzen. Bei Betonmauern muß das Bauprogramm so eingerichtet werden, daß eine möglichst ununterbrochene Betonierung (Tag- und Nachtbetrieb) erfolgen kann, um die Zahl der Arbeitsfugen auf ein Minimum herabzusetzen. Zur Betonierung sind außer der wasser- und talseitigen Schalung bei Gewichts- und Gewölbemauern noch Seitenschalungen erforderlich (Dehnungsfugen). Bei einer Steinverkleidung der Luft- oder Wasserseite dient die Verkleidung selbst als Schalung (Abb. 74). Eine provisorische Schalung (z. B. bewegliche Tafeln) ist schließlich bei der Herstellung des Vorsatzbetons erforderlich.

Für Herstellung, Transport und Einbringung des Betons dienen die verschiedensten Geräte wie: Steinbrecher-, Mahl- und Sortieranlage, Waschanlage, Mischmaschinen, Kippwagen, Schrägaufzüge, Kabelkran (Abb. 69, 74), Gießtürme (Abb. 55), Förderbänder (Abb. 75; Diablo-Talsperre in USA.), Turmdrehkrane, Derricks (Abb. 76, 77; Lake Lure Gewölbereihenmauer in USA.) usw., zur Gewinnung des Zuschlagmaterials verschiedene Bagger, zur Lagerung der Materialien Silos usw.

Um das Schwindmaß auf ein Minimum herabzusetzen, muß die Mauer während des Baues ständig feucht gehalten werden. Zu diesem Zwecke wird man auch mit dem Stau nicht solange warten, bis die Mauer fertiggestellt ist, sondern man wird schon während des Baues schrittweise stauen, so wie dies der Baufortschritt gestattet.

Baustoffe. Staumauern werden — mit verhältnismäßig geringen Ausnahmen — aus Beton hergestellt. Bei der Betonierung müssen folgende Faktoren berücksichtigt werden (s. Sammlung Göschen Bd. Nr. 984: „Die Baustoffe des Beton- und Eisenbetonbaues“ von Prof. Otto Graf, und Nr. 978: „Baustoffverarbeitung und Baustellenprüfung des Betons“ von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel):

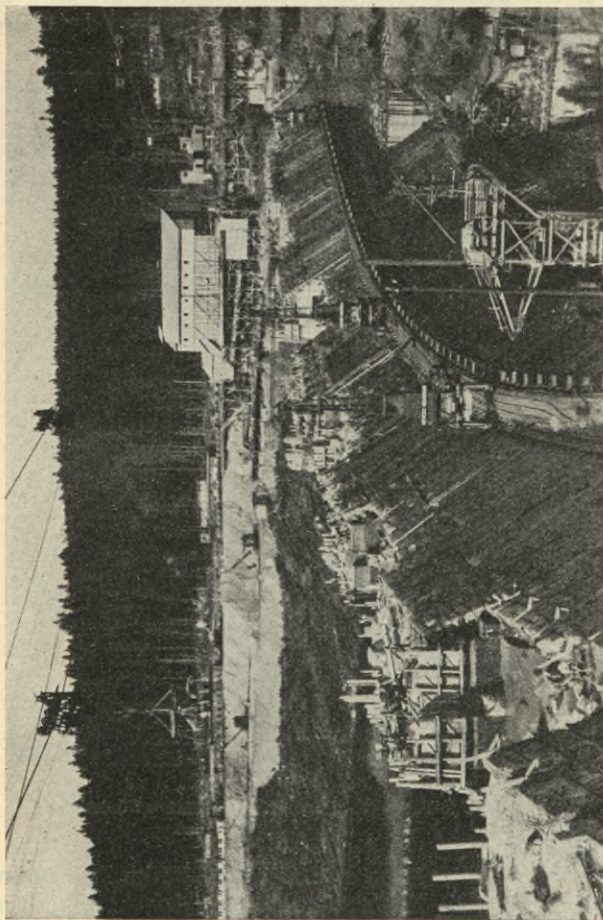


Abb. 74. Schwarzenbachtalsperre. (Bauausführung Siemens-Baunton.)

1. Die Zementqualität. Es kommen hier nur die normmäßig anerkannten Portlandzemente und bei der Stau-

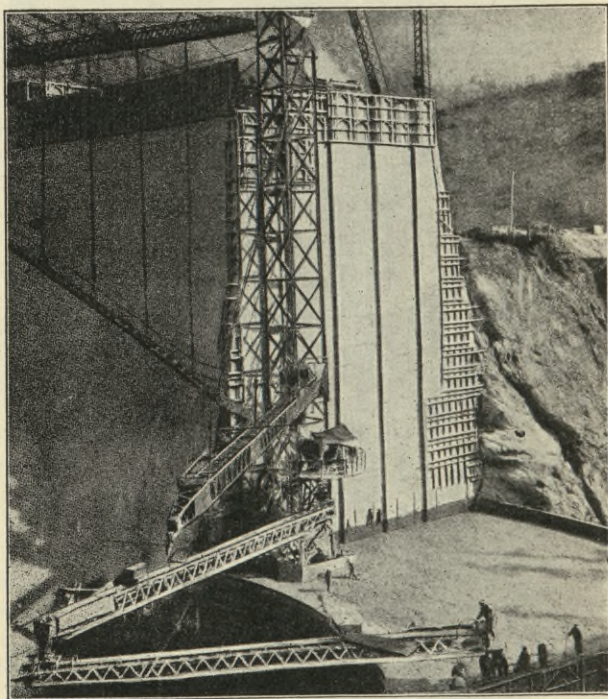


Abb. 75. Diablo-Talsperre. Bauausführung mittels Förderband.

wand von Pfeilermauern evtl. noch hochwertige Zemente in Frage. Über die Prüfung des Zements bestehen in allen Kulturländern Bestimmungen.

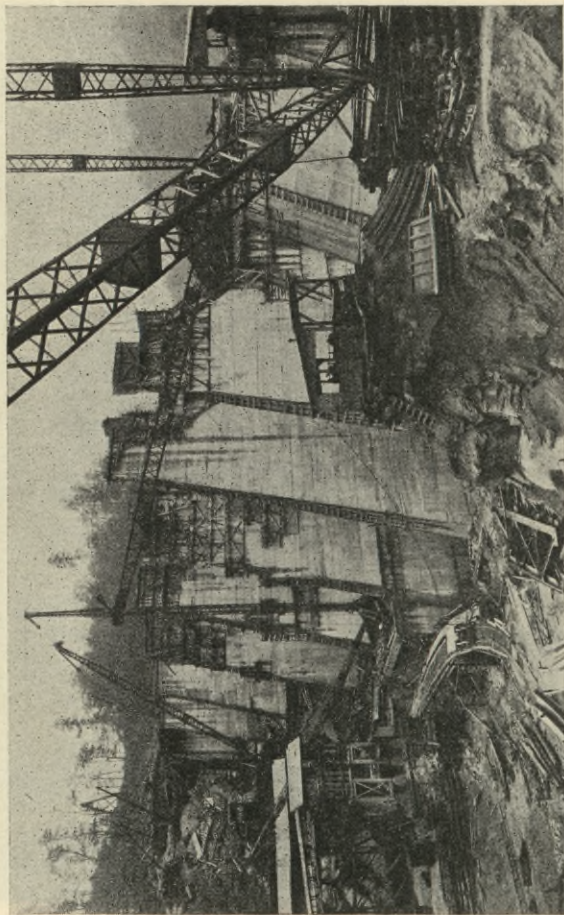


Abb. 76. Lake Lure (Ausführung Clement-Dunavant Co., Bild von Crook, Lidgerwood Co.).

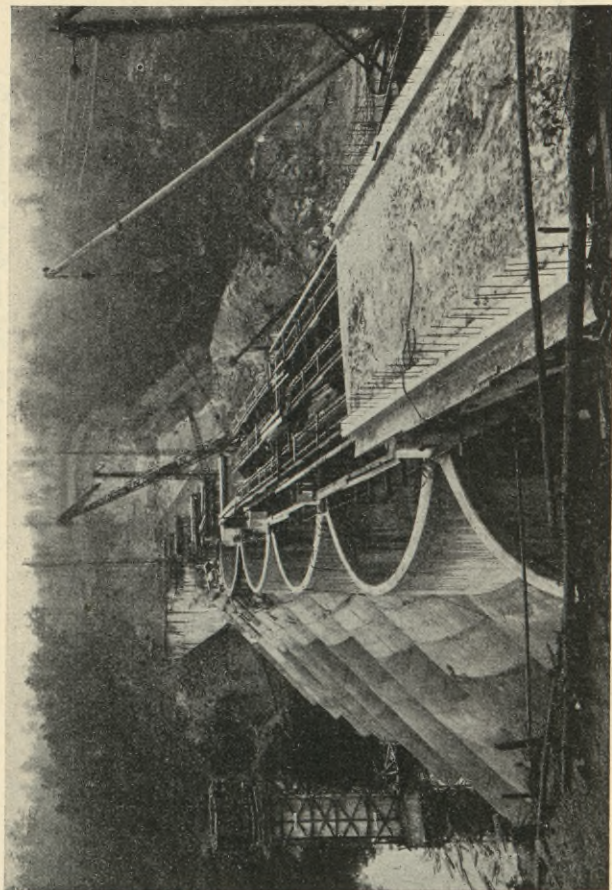


Abb. 77. Lake Lure.

2. Die Zementmenge (in  $\text{kg}/\text{m}^3$  Beton) ist von den Materialbeanspruchungen abhängig. In Gewichtsmauern und in Pfeilern geht man von einer minimalen Zementmenge im oberen Teil (etwa  $120\text{--}180 \text{ kg}/\text{m}^3$ ) aus, und man erhöht die Zementmenge mit zunehmender Tiefe entsprechend den zunehmenden Spannungen. Ein häufiger Wechsel der Zementdosierung ist jedoch nicht zu empfehlen. Gewölbemauern werden aus einer einheitlichen Mischung hergestellt, da die Spannungen überall recht erheblich sind. Die minimale Zementmenge wird hier etwa  $250\text{--}300 \text{ kg}/\text{m}^3$  betragen. Ebenso einheitlich ist die Mischung in der Stauwand von Pfeilermauern; die Mindestzementmenge beträgt hier  $300 \text{ kg}/\text{m}^3$ , da sie in Eisenbeton errichtet werden, wobei neben der Festigkeit und Wasserdichtigkeit großer Wert auf Rostschutz zu legen ist.

3. Der Wasserzusatz. Der früher angewandte erdfeuchte Beton kommt bei Staumauern infolge der geringen Arbeitsleistungen und infolge der ungenügenden Wasserdichtigkeit in den Stampffugen nicht in Betracht. Gußbeton enthält zuviel Wasser, wodurch die Festigkeit, Wasserdichtigkeit und Frostbeständigkeit des Betons nachteilig beeinflußt wird. Gußbeton kann bei Gewichtsmauern noch zugelassen werden; in diesem Falle muß jedoch der Vorsatzbeton mit tunlichst geringem Wasserzusatz hergestellt werden, andernfalls ist mit Frostbeschädigungen zu rechnen. Bei den übrigen Stau-mauertypen ist der weiche oder plastische Beton anzuwenden, um so mehr, als der Gußbeton heute auch in wirtschaftlicher Hinsicht keine Vorteile gegenüber dem weichen Beton bietet. Wenn man eine Betonprobe aus zunächst erdfeuchtem Beton herstellt und dann den Wasserzusatz stufenweise erhöht, so ändert sich die Betonkonsistenz auf einmal sprunghaft, indem die steife Konsistenz plötzlich in weiche übergeht, mit einem scheinbaren Überschuß an Zementmilch. Dieser Wasserzusatz, der weichen Beton mit der Mindestwassermenge liefert, ist bei der Bauausführung anzustreben.

Die Konsistenz ist während der Bauausführung ständig zu prüfen. Die hierfür angewendeten Geräte sind der Trichter, wobei das Setzmaß, und der Rütteltisch, wobei das Ausbreitmaß gemessen wird.

Maßgebend für die Betonfestigkeit ist der Wasser-Zementfaktor, d. h. das Verhältnis zwischen Wasserzusatz und

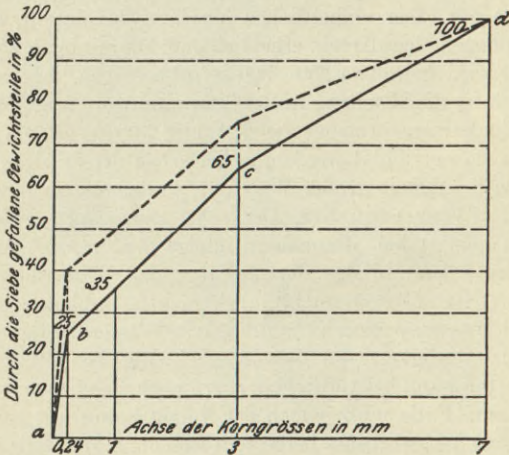


Abb. 78. Idealsiebkurven nach Graf.

Zementmenge, beide in  $\text{kg/m}^3$  Beton gemessen. Unter Wasserzusatz ist selbstverständlich die gesamte Wassermenge, die im Beton enthalten ist, zu verstehen, also einschließlich der Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe. Der Wasser-Zementfaktor und damit die erforderliche Zementmenge ist im Prüfungslaboratorium der Baustelle festzustellen.

4. Die Zuschlagstoffe müssen rein sein und eine entsprechende Festigkeit aufweisen. Sie werden entweder durch Baggerung (Flußsand bzw. Kies, abgerundete Körner) oder



durch Zerkleinerung (Quetschsand bzw. Schotter, eckige Körner) gewonnen. Auf die richtige Kornzusammensetzung ist besonders zu achten, denn hiervon ist in erster Reihe die Wasserdichtigkeit abhängig. Die Zuschlagstoffe müssen nach Sand (Durchgang durch das Sieb von 7 mm Lochdurchmesser bzw. 5 mm Maschenweite) und Kies bzw. Schotter sortiert werden. Die Hohlräume der letzteren müssen vom Mörtel ausgefüllt werden. Die Idealsiebkurve des Trockenmörtels (Zement + Sand) ist in Abb. 78 dargestellt (Grafische Kurve). Die obere gestrichelte Kurve bezieht sich auf Quetschsand, die untere ausgezogene Kurve auf Flußsand. Bei der Stauwand von Pfeilermauern ist diese Kurve genau einzuhalten, bei Gewölbemauern ist eine geringe, bei Gewichtsmauern und Pfeilern eine etwas größere (aber nicht allzu große) Abweichung von der Idealsiebkurve zulässig.

Die Prüfung der Kornzusammensetzung mittels Siebanalyse ist während des Baues öfters vorzunehmen. Das hierfür erforderliche Gerät ist der Siebsatz.

### III. Abschnitt.

## Dämme.

### 1. Konstruktive Ausbildung.

Zur Herstellung von Dämmen verwendet man lose Materialien, wobei alle Korngrößen von dem feinsten kolloidalen Ton bis zu den größten Steinblöcken in Frage kommen. Der Damm wird entweder aus einem einheitlichen Material oder aus verschiedenen losen Stoffen, wie Ton, Lehm, Sand, Kies, Geröll hergestellt. Bei kleinen Dämmen, wenn die Schüttmasse einheitlich dicht ist, wird eine besondere Dichtung nicht verwendet, sondern nur eine wasserseitige und luftseitige Schutzschicht. Eine Schüttmasse ist am wenigsten dicht, wenn sie aus etwa gleichen Korngrößen besteht, weil

dann die Porosität am größten ist. Durch eine entsprechend abgestufte Korngröße von den feinsten bis zu den größten Teilen kann ein entsprechend dichtes Material hergestellt werden.

Bei den meisten Dämmen wird eine besondere Dichtung verwandt. Diese wird entweder an der Wasserseite oder in der Mitte des Damms (Dichtungskern) angeordnet. Zur Dichtung kann entweder Lehm oder Beton verwendet werden. Die Ausbildung des Dammkörpers erfolgt in der Weise, daß wasserseitig vom Kern der Damm aus einem dichten Material

hergestellt wird, um Durchsickerungen möglichst zu vermeiden, während luftseitig vom Kern der Damm aus einem durchlässigen Material gebaut wird, um das Wasser, das



Abb. 79. Salt-Springs-Damm (Eng. News Rec.).

durch die Dichtungsschicht durchsickert, an der Luftseite unschädlich abführen zu können.

Wird die Dichtung aus Beton hergestellt, so kann sie ebenfalls entweder als eine wasserseitige Dichtungswand oder als ein in der Mitte des Dammes angeordneter Dichtungskern ausgeführt werden. In beiden Fällen ist es dann notwendig, die Betondichtung bis zum Fels hinunterzuführen. Eine wasserseitige Dichtungswand ist nur bei Dämmen zu empfehlen, bei denen größere Setzungen nicht zu erwarten sind (Trockenmauerwerk, ferner Steinschüttungsdamm, dessen Wasserseite als Trockenmauer ausgeführt wird); andernfalls können diese Setzungen zur Rißbildung führen, wodurch der ursprüngliche Zweck nicht erreicht wird. Zur Vermeidung von Schwindrissen im Beton wird diese Dichtungswand nicht als eine einheitlich gegossene Betonwand ausgeführt, sondern

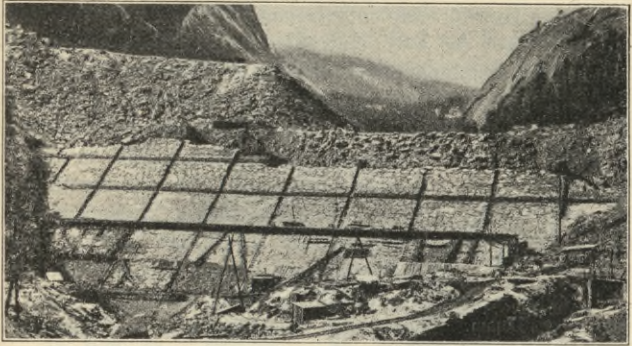


Abb. 80. Salt-Springs-Damm.



Abb. 81. Salt-Springs-Damm. Herstellung der Dichtungsplatte.

sie besteht aus einzelnen größeren Platten. An der Stoßstelle muß man dann für eine entsprechende Dichtung sorgen. Mit Rücksicht auf die evtl. eintretenden Setzungen ist es auf alle Fälle zu empfehlen, diese Wand mit einer entsprechenden Eisenbewehrung zu versehen. In Abb. 79 ist der Querschnitt des Salt-Springs-Dammes am Mokelumnefluß in Kalifornien dargestellt. Es ist ein Steinschüttungsdamm, dessen Wasserseite als Trockenmauer ausgeführt wurde. Die Bauausführung ist aus Abb. 80 deutlich zu ersehen. Abb. 81 zeigt die Herstellung der eisenbewehrten Dichtungsplatte, deren Fugen gemäß Abb. 82 gedichtet wurden.

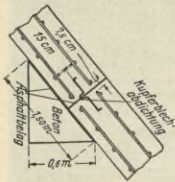


Abb. 82. Salt-Springs-Damm. Fugenausbildung der Dichtungsplatte.

Im Falle eines Betonkerns wirkt auf denselben von der Wasserseite der Wasserdruck und der aktive Erddruck, welche Kräfte luftseitig vom passiven Erddruck oder Erdwiderstand im Gleichgewicht gehalten werden. Mit Rücksicht auf die

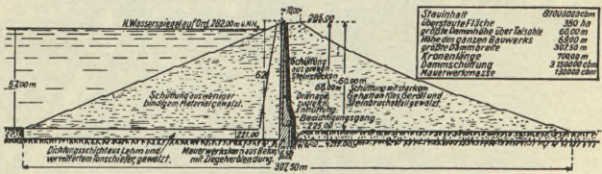


Abb. 83. Sorpe-Talsperre. Querschnitt. (Link).

evtl. zu erwartenden Bewegungen im Innern des Dammes wird der Betonkern manchmal mit einer entsprechenden Eisenbewehrung versehen, oder es wird durch eine an der Sohle entsprechend angeordnete Fuge dafür gesorgt, daß der Kern in geringem Maße nachgeben kann. Der wasserseitige Teil des Dammes wird, wie erwähnt, aus einem dichten

Material hergestellt, um die Gefahr der Durchsickerung nach Möglichkeit herabzusetzen. Dort erhält der Damm eine Schutzschicht, die so angeordnet ist, daß die Korngröße von der gröberen allmählich zu der feineren übergeht. Die Wasserseite des Kernes wird zweckmäßigerweise mit einer Dichtungs- bzw. Schutzschicht versehen. Der luftseitige Damm-

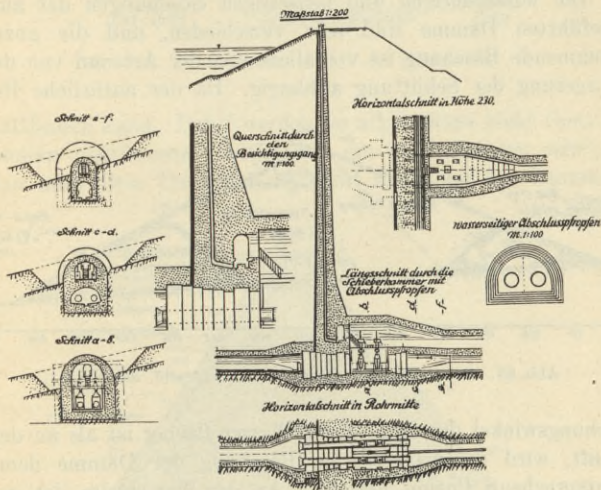


Abb. 84. Sorpe-Talsperre. Einzelheiten (Link).

teil wird dagegen aus einem durchlässigen Material ausgebildet, um das Wasser, das durch den dichteren Teil und durch den Kern evtl. durchsickert, so rasch wie möglich abzuleiten. Zu diesem Zwecke werden an der Sohle des Stützkörpers Rigolen angeordnet, die mit durchlässigem grobkörnigem Material ausgefüllt werden und dadurch eine schnelle Ableitung des Wassers gewähren. Abb. 83 zeigt den Querschnitt, Abb. 84 einige Einzelheiten der Sorpe-Talsperre, des

größten zur Zeit im Bau befindlichen Erddammes in Deutschland (Erbauer Dr. Link). In Abb. 85 ist der Querschnitt des Priest-Dammes in Kalifornien dargestellt. Die Dehnungsfugen des Betonkerns wurden nach Abb. 86 ausgebildet. Abb. 87 zeigt den Querschnitt des Hône-Dammes in Sizilien (Trockenmauerwerk; Erbauer Mangiagalli).

Die wasserseitigen und luftseitigen Böschungen der ausgeführten Dämme sind sehr verschieden, und die anzunehmende Böschung ist vor allem von der Art und von der Lagerung der Schüttung abhängig. Da der natürliche Bö-

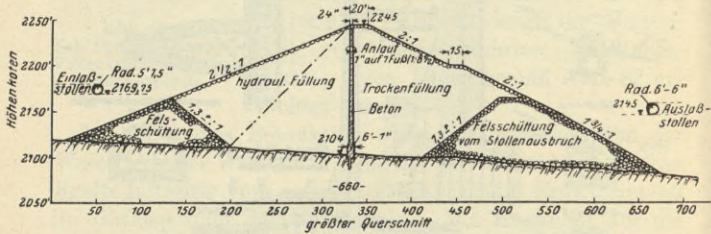


Abb. 85. Priest-Damm. Querschnitt (Zentralbl. der Bauv.).

schungswinkel der Erde unter Wasser flacher ist als an der Luft, wird die wasserseitige Böschung der Dämme dementsprechend flacher gewählt. An der Wasserseite der geschütteten Dämme empfiehlt sich im allgemeinen eine Böschung von mindestens 1:2,5, an der Luftseite wenigstens 1:2. Öfters findet man — namentlich bei hohen Dämmen — eine veränderliche Böschung derart, daß sie nach unten hin allmählich flacher wird.

Zur weiteren Erhöhung der Standfestigkeit, ferner zwecks Erleichterung der Besichtigung des Dammes werden wasser- und luftseitig Bermen angeordnet.

Eine statische Berechnung des Dammes ist zur Zeit noch sehr schwierig und unsicher. Die Untersuchung erstreckt sich

auf die Ermittlung der ungünstigsten Gleitflächen, d. h. auf die Ermittlung der Flächen, wo die Schubkräfte am größten sind und dementsprechend eine Abrutschung am ehesten

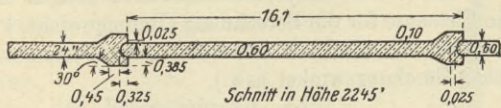


Abb. 86. Priest-Damm. Fugen des Betonkerns.

stattfinden kann. Dabei werden im allgemeinen nicht ebene, sondern gekrümmte Gleitflächen am gefährlichsten sein<sup>1)</sup>. Man muß diese Untersuchung nicht allein auf den Damm-

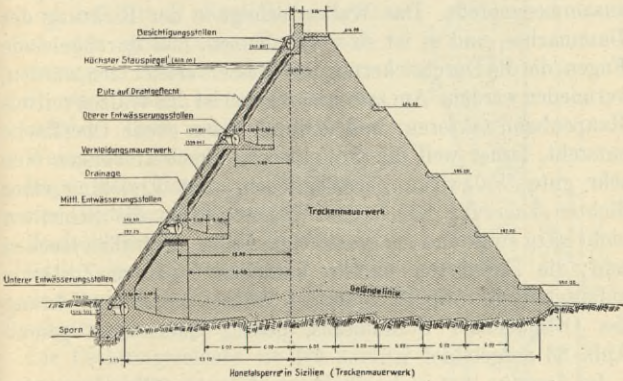


Abb. 87. Höne-Damm.

körper, sondern auch auf den Untergrund erstrecken, um festzustellen, ob ein Grundbruch nicht zu erwarten ist. Zur

<sup>1)</sup> S. Ehrenberg, Grundlagen der Berechnung von Staudämmen, Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 1929, H. 23.

Ausführung dieser Berechnungen sind aus dem Boden, worauf der Damm gegründet wird, ferner aus dem Dammaterial Bodenproben zu entnehmen und diese im Laboratorium zu untersuchen. Die Laboratoriumsuntersuchungen liefern dann die Elemente für die Berechnung (Raumgewicht, Porenziffer, Schubwiderstand als Funktion des Wassergehaltes, natürlicher Böschungswinkel usw.).

## 2. Bauausführung.

Das Dammaterial wird von der Gewinnungsstelle an die Baustelle transportiert und dort zunächst lose geschüttet. Dann wird diese Schüttung durch Walzen oder Stampfen zusammengepreßt. Das Walzen erfolgt in der Richtung der Dammachse, und es ist so vorzunehmen, daß durchgehende Fugen, die die Durchsickerung des Wassers erleichtern würden, vermieden werden. Am zweckmäßigsten ist das Walzen mittels Raupenbandtraktoren, weil dadurch keine ebene Oberfläche entsteht, ferner weil die dynamischen Erschütterungen eine sehr gute Walzwirkung ermöglichen. Zur Erzielung einer dichten Lagerung durch das Walzen dürfen die Schichten nicht allzu stark und die geschüttete Masse nicht allzu trocken sein; die Erdmassen sind in natürlich feuchtem Zustande aufzuschütten. Abb. 89 zeigt das Walzen der Lehmdichtung des Ottmachauer Staudamms, dessen Querschnitt gemäß Abb. 88 ausgebildet ist.

In Amerika hat sich eine besondere Ausführungsart der Dämme eingebürgert, nämlich das Spülverfahren. Die Gewinnung des Bodens erfolgt durch Auflockerung mittels Wasserstrahl. Das so erhaltene Gemisch aus Erde und Wasser wird an die Dammbaustelle befördert und dort ausgeschüttet. Das überschüssige Wasser fließt dann seitlich ab. Mit Rücksicht darauf, daß der auf diese Weise her-



gestellte Damm sehr viel Wasser enthält und deshalb sehr langsam austrocknet, so daß er noch nach vielen Jahren sozusagen schwimmt, ist die Standsicherheit solcher Dämme verhältnismäßig gering.

Vor der Bauausführung müssen auch bei Dämmen sehr eingehende geologische Untersuchungen gemacht werden. Die Beschaffenheit des Untergrundes ist durch eine entsprechende Anzahl von Bohrlöchern festzustellen, und auf Grund dieser Bohrungen ist das geologische Profil aufzutragen. Nach diesem Profil wird dann bestimmt, bis zu welcher Tiefe und in welcher Weise der Fundamentgraben erfolgen soll. Materialien, bei denen eine Rutschgefahr besteht (z. B. Faulschlamm), oder die durchlässig sind (Schwimmsand usw.) sind vor Beginn der Dammschüttung sorgfältig zu entfernen. Die Dichtungsschicht ist bis zum wasserdichten, tragfähigen Boden hinunterzuführen. Die massive Dichtung ist — ob Dichtungswand oder innerer Kern — bis zum Felsen hinunterzuführen. Bei tiefer Lage der tragfähigen und dichten Bodenschichten wird

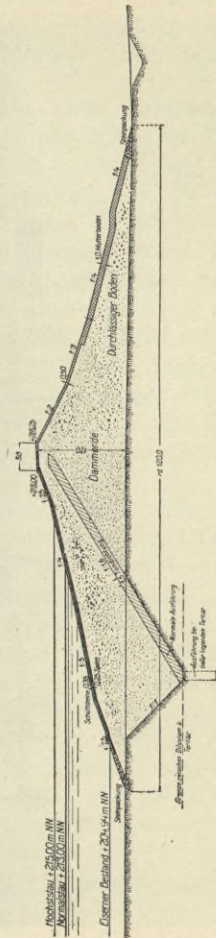


Abb. 88. Staudamm bei Ottmachau. Querschnitt (Deutsche Wasserwirtschaft).

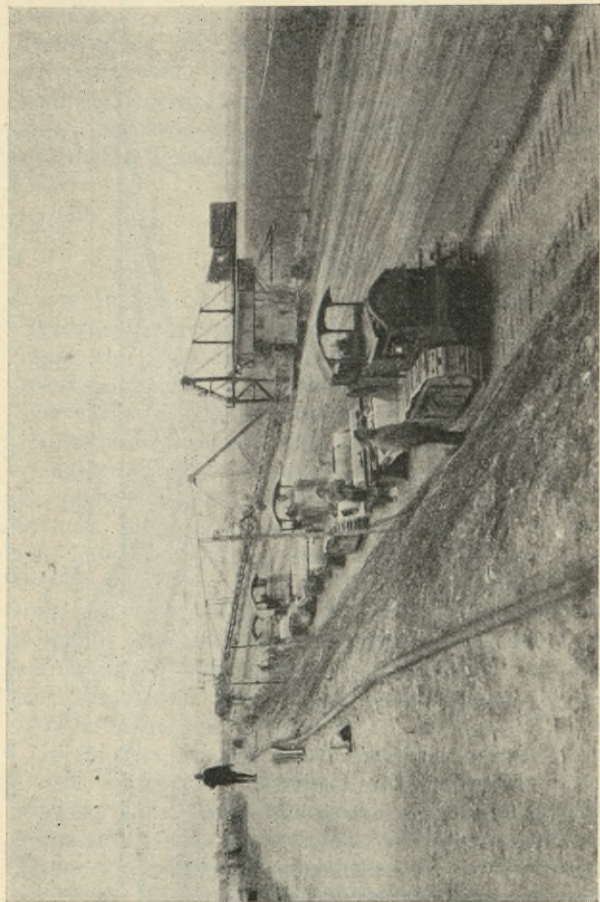


Abb. 89. Ottmachau. Bauausführung.

manchmal die Dichtung — namentlich bei kleineren Dämmen — nicht bis zu diesen Schichten hinuntergeführt, sondern statt dessen wird eine Spundwand bis zu der nötigen Tiefe hinuntergerammt.

Dämme sind mit den Staumauern nicht gleichwertig. Während die Unsicherheit der Staumauern (eine gute Bauausführung vorausgesetzt) nur auf den Untergrund beschränkt ist, kommt bei Dämmen außerdem noch die Unsicherheit des Dammes selbst hinzu. Aus diesem Grunde wird man Talsperren, abgesehen von kleinen Höhen, nur dann als Dämme ausführen, wenn die Staumauer aus einem besonderen Grunde nicht ausgeführt werden kann. In den meisten Fällen sind die geologischen Verhältnisse der Grund, wenn man auf die Errichtung einer Staumauer zugunsten eines Dammes verzichtet. Dann ist entweder der Fels in wirtschaftlich erreichbarer Tiefe nicht vorhanden oder seine Beschaffenheit für die Errichtung einer Staumauer nicht zuverlässig genug. Mit besonderer Sorgfalt müssen dann die Hochwasserentlastungsanlagen bemessen werden. Während eine Überflutung der Mauerkrone bei gut ausgeführten Staumauern unschädlich ist, muß die Überflutung eines Dammes unter allen Umständen vermieden werden, weil dann nicht nur die Möglichkeit, sondern die Wahrscheinlichkeit besteht, daß der Damm einstürzt. Die meisten Damnbrüche sind eben auf diese Ursache zurückzuführen. Darum muß man in Tälern, in denen kein entsprechendes Beobachtungsmaterial über die Wasserstände bzw. Abflussungen zur Verfügung steht, mit der Errichtung der Dämme besonders vorsichtig sein. Zur weiteren Erhöhung der Sicherheit muß die Dammkrone entsprechend hoch über dem maximalen Wasserspiegel angeordnet sein.

In Tab. 5 sind die höchsten Dämme zusammengestellt.

Tab. 5. Die höchsten Dämme.

Lfd. Nr.	Name	Land	Jahr der Inbetriebnahme	H <sub>max</sub>	H (freie Höhe)	B <sub>rel.</sub> %	Typ	Masse Millionen m <sup>3</sup>	Stauraum Millionen m <sup>3</sup>
1	Salt Springs	California USA.	im Bau	100	90	270	Steinschüttung mit Betonoberfläche	2,30	160
2	Dix River	Kentucky USA.	1925	84	80	255		1,34	370
3	Cobble Mountain	Massachusetts USA.	1929	75	66	610	Spülverfahren, Tonkern in der Mitte	1,38	100
4	Sorpe . .	Deutschland	im Bau	69	60	445		Erddamm mit Kernmauer	3,25
5	Tieton . .	Washington USA.	1924	68	64	500	Erddamm mit Lehm- u. Betonkern	1,53	250

## IV. Abschnitt.

**Betriebseinrichtungen.**

Zu den Betriebseinrichtungen einer Talsperre gehören die Wasserentnahme, der Grundablaß und die Hochwasserentlastungsanlage.

**1. Wasserentnahme.**

Wie das Wasser aus dem Staubecken entnommen und talwärts weitergeleitet wird, ist von seiner Verwendung abhängig. Nur selten kommt es vor, daß es an der Oberfläche des Staubeckens entnommen wird. Das Wasser muß dabei im Staubecken auf einem konstanten Niveau gehalten werden, eine Speicherung ist nicht möglich, so daß es sich in diesem Falle eigentlich nicht um eine Talsperre handelt. Es wird daher meist in einer solchen Tiefe entnommen, daß der größte Teil des Beckeninhalts ausgenutzt werden kann. Diese Höhe bestimmt man aus der Kurve, die den Beckeninhalt als Funk-

tion der Stauhöhe darstellt (Abb. 6). Diese Kurve verläuft am Anfang sehr steil, so daß bis zu einer gewissen Höhe über der Talsohle der Beckeninhalte im Verhältnis zum gesamten Inhalt sehr gering ist. Man kann also die Wasserentnahme oft in beträchtlicher Höhe über der Talsohle anordnen. Unter Zugrundelegung eines bestimmten Verlustes bestimmt man aus

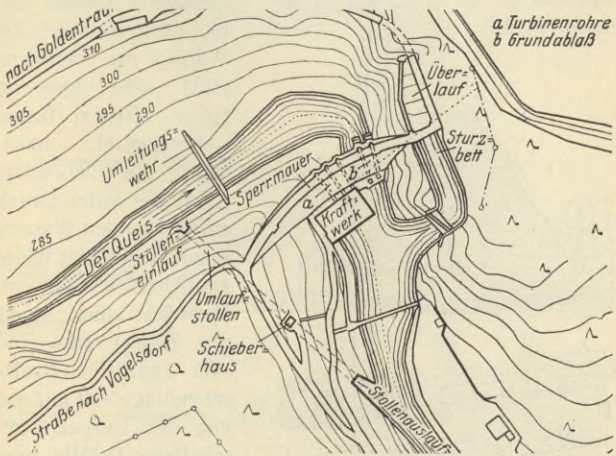


Abb. 90. Talsperre bei Goldentraum in Schlesien (Bachmann).

der erwähnten Kurve die Höhe, bis zu der der Wasserspiegel im Staubecken abgesenkt werden kann (Absenkziel). Der Scheitelpunkt des Stollens bzw. des Rohres der Wasserentnahme wird nun so tief unterhalb des Absenkziels verlegt, daß ein Luftzutritt unter allen Umständen vermieden wird. Dieses Maß bestimmt man durch die Geschwindigkeitshöhe

$$H = \frac{v^2}{2g},$$
 wobei  $v$  die maximale Geschwindigkeit im Entnahmerohr bzw. Stollen bedeutet. Dieses Maß wird jedoch

sicherheitshalber erhöht mit Rücksicht auf die zu erwartenden Wellen usw. Das Wasser wird dann an der Talseite je nach seinem Verwendungszweck weitergeleitet. Wenn die mit dem jeweiligen Wasserstand wechselnde Talsperrendruckhöhe nicht

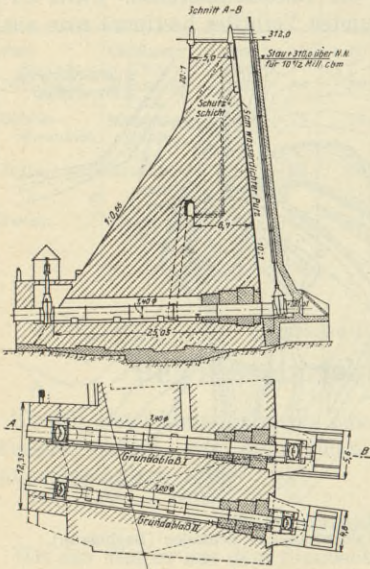


Abb. 91. Goldentraum (Bachmann).

ausgenutzt werden soll, und wenn unterhalb genügend Gefälle für die Weiterleitung des Wassers zur Verfügung steht, wird dieses in einem offenen Kanal weitergeleitet, nachdem die lebendige Kraft des unter Druck ausströmenden Wassers in entsprechender Weise vernichtet worden ist. Meistens aber dient das Wasser zum Teil oder ganz für Kraft-erzeugung. Soll nur das von der Talsperre geschaffene Gefälle ausgenutzt werden, so wird das Krafthaus unmittelbar oder bei entsprechender Konstruk-

tion innerhalb der Mauer angeordnet, so daß die Entnahmehrohrleitung nur ganz kurz ist („Talsperrenkraftwerk“). Andernfalls wird das Wasser in einem Druckstollen oder in einer Druckrohrleitung weitergeführt.

Die Entnahmeleitung wird entweder durch die Mauer verlegt bzw. in die Talsperre eingemauert (Abb. 90 und 91) oder seitlich in dem Felsen als Stollen ausgebildet (Abb. 92). In

beiden Fällen kann das Stollenprofil im ganzen für die Wasserführung benutzt werden, und in diesem Falle erhält der Stollen eine entsprechende Verkleidung zur Herabsetzung der Druckhöhenverluste. Wenn der Stollen durch die Mauer geht, und falls er nicht als einbetoniertes Stahlrohr ausgeführt wird, so wird mit Rücksicht auf die in der Stollenwand auftretenden tangentialen Zugspannungen eine Bewehrung derselben erforderlich sein. Eine Eisenbewehrung ist auch bei einem

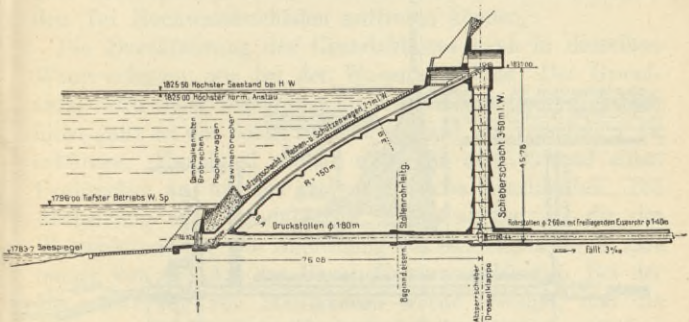


Abb. 92. Spullerseewerk. Entnahme (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V.).

im Fels eingeschnittenen Stollen erforderlich, falls der Fels keine entsprechende Qualität hat oder wenn die Überlagerung zur Aufnahme dieser Zugspannungen zu gering ist. Etwas teurer ist die Wasserentnahme, wenn das Wasser in Rohren, die im Stollen frei verlegt sind, entnommen wird (Abb. 91). Der Vorteil dieser Anordnung ist allerdings, daß die Rohre jederzeit besichtigt und kontrolliert werden können. An der Wasserseite ist eine sichere Einmauerung der Rohre erforderlich.

Vor dem Einlauf wird zur Fernhaltung des Geschiebes ein Feinrechen angeordnet. Manchmal montiert man diesen

Rechen aufziehbar, um ihn von Zeit zu Zeit reinigen zu können.

Die Absperrorgane werden in einem freistehenden Turm oder in einem Schacht (Abb. 92 und 93) angeordnet. Der Sicherheit halber empfiehlt sich immer ein doppelseitiger Verschuß. Am meisten findet man die Anordnung, daß der erste Abschluß beim Einlauf angeordnet wird, wobei das

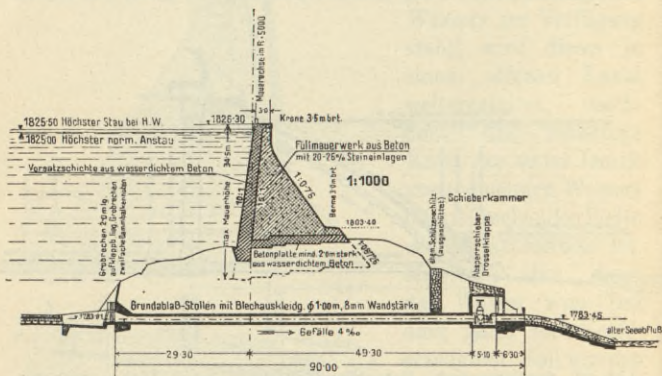


Abb. 93. Spullerseewerk. Grundablaß (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V.).

Abschlußorgan als ein einfacher Schieber oder eine Schütze ausgebildet ist; der Hauptabschluß wird dann im Turm bzw. im Schacht untergebracht.

Falls die Entnahmeröhre durch einen Dammkörper geführt werden, dürfen diese nicht frei verlegt werden; wenn nämlich das Rohr an einigen Stellen undicht wird, so werden die umliegenden Bodenschichten ausgewaschen, was zu einer Zerstörung des Dammes führen kann. Daher muß die Rohrleitung bei Dämmen in einem besonderen Stollen verlegt werden (s. Abb. 84).



## 2. Grundablaß.

Der Zweck des Grundablasses ist, die Entleerung des Staubeckens zu ermöglichen, falls dies aus irgendwelchem Grunde (Reparatur, Beschädigungen usw.) erwünscht ist, ferner die Spülung der Geschiebeablagerungen. Bei der Bemessung des Grundablasses ist einerseits der Umstand maßgebend, daß im Notfalle das Staubecken möglichst schnell entleert werden kann; auf der anderen Seite darf es aber auch nicht so groß sein, daß bei einer Beckenentleerung im untenliegenden Tal Hochwasserschäden auftreten können.

Die Durchführung des Grundablasses kann in derselben Weise erfolgen, wie bei der Wasserentnahme. Der Grundablaß wird tiefer angeordnet als die Wasserentnahme, jedoch nicht ganz an der Sohle, um den Einlauf vor Versandung zu schützen. Manchmal ordnet man vor dem Einlauf einen Grobrechen an, um das grobe Geschiebe fernzuhalten. Die Absperrung des Grundablasses erfolgt ebenso wie die der Wasserentnahme. Die Anordnung des Grundablasses ist fast immer von der Art der Bauausführung abhängig. Bei der Bauausführung von Staumauern wurde erwähnt, daß die Ableitung des Hochwassers entweder durch einen seitlichen Stollen oder durch die Mauer selbst erfolgt. Diese Öffnungen, durch die man das Wasser während des Baues ableitet, werden später in Grundablässe umgewandelt, indem man sie entweder verkleidet oder im Innern Rohre verlegt. Die Grundablässe können u. U. auch als Teile der Hochwasserentlastung verwendet werden. In Abb. 93 ist der Grundablaßstollen des Spullerseewerkes dargestellt.

## 3. Absperrorgane.

Zur Absperrung des Grundablasses bzw. der Entnahmerohre dienen verschiedene Schiebertypen wie: Kolbenschieber (Abb. 94), Kugelschieber (Abb. 95), Walzenschieber (Abb. 96), die hydraulisch betätigten Schieber (Abb. 97), Drosselklappe (Abb. 98), Keilschieber (Abb. 99) usw.

#### 4. Hochwasserentlastung.

Bei Talsperren muß man durch besondere Anlagen dafür sorgen, daß der maximale Wasserspiegel nicht überschritten

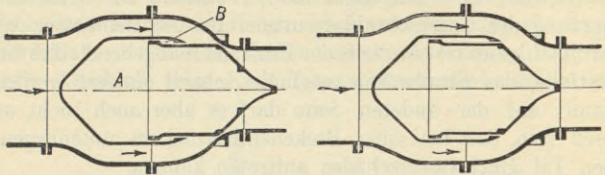


Abb. 94. Kolbenschieber, geschlossen und geöffnet (nach Bundschu).

wird; man muß also die größte überhaupt zu erwartende Hochwassermenge (katastrophales Hochwasser) durch diese

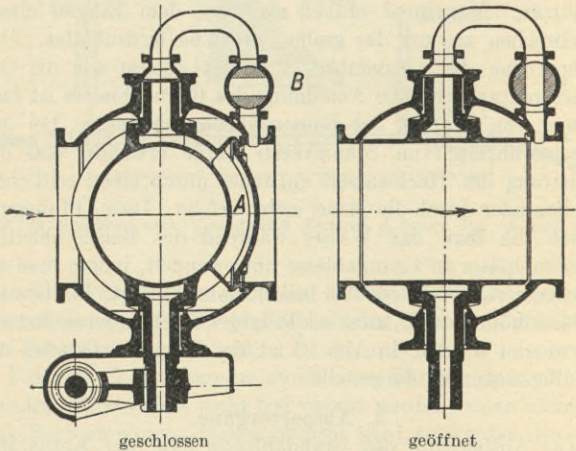


Abb. 95. Kugelschieber (Escher-Wyß).

Anlage ableiten können. Zu diesem Zwecke nimmt man den ungünstigsten Fall an, daß das Staubecken voll ist, daß also

der Wasserspiegel die höchste Lage erreicht hat, wenn ein plötzliches katastrophales Hochwasser kommt. Die Ableitung des Hochwassers erfolgt in den meisten Fällen an

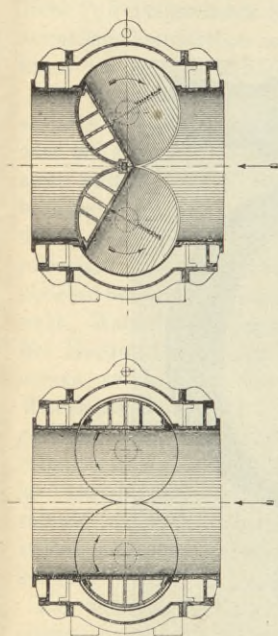


Abb. 96. Walzenschieber (Freund-Starkehoffmann).

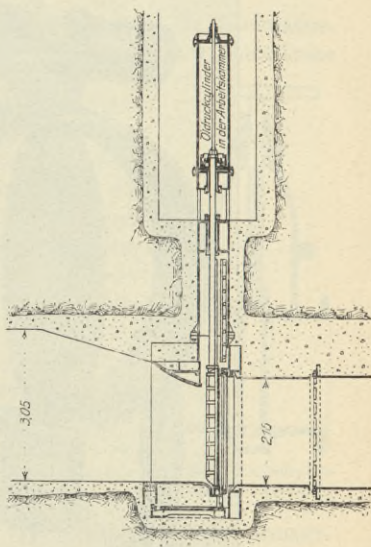


Abb. 97. Hydraulisch betriebter Schieber der Shoshonesperrmauer (nach Ziegler).

der Mauerkrone. Beträgt die größte abzuleitende Hochwassermenge  $Q$ , so kann die Länge  $l$  des Überfalls bzw. die Höhe  $h$  des überfallenden Wasserstrahls nach folgender Formel berechnet werden:

$$Q = \mu_1 l h \sqrt{2 g h}.$$

Nach dieser Formel bestimmt man die Länge  $l$  des Überfalls, wenn dessen Höhe  $h$  bekannt ist oder umgekehrt. Der Wert von  $\mu_1$  wird je nach der Strahlstärke und Wehrform zu 0,5 bis 0,6 angenommen.

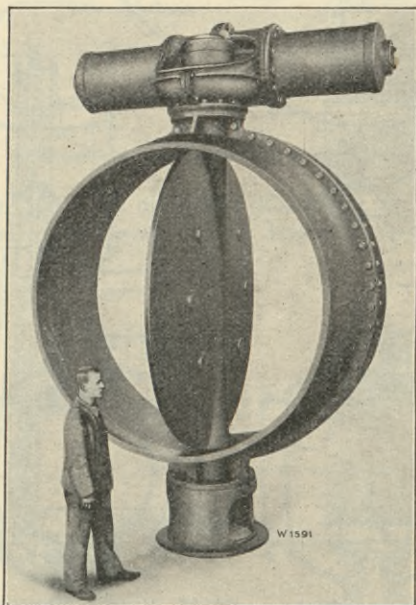


Abb. 98. Drosselklappe (Escher-Wyß).

Zur Ableitung des Hochwassers kann die ganze Mauerkrone als Überfall ausgebildet werden. Dies ist zulässig, wenn die erforderliche Strahlhöhe nicht zu groß ist, weil sonst, namentlich bei hohen Staumauern, die Luftseite durch Erosionswirkung des Wassers zu stark beansprucht wird. Der Nach-

teil dieser Anordnung ist, daß der Stauraum zwischen Überfallkrone und maximalem Wasserspiegel verlorengeht. Dieser Verlust ist um so wesentlicher, weil der einer bestimmten Höhe  $\Delta h$  entsprechende Stauraum mit der Höhe der Wasserspiegellage beträchtlich zunimmt und gerade an der Mauerkrone am größten ist.

Um diesen Verlust zu vermeiden, wird die Hochwasserentlastung häufig entweder an der Seite der Mauerkrone oder bei günstiger Geländegestaltung an einer entsprechenden Stelle des Staubeckens ausgespart und diese Öffnung durch geeignete Absperrorgane abgeschlossen. Zur Abschließung dienen die üblichen beweglichen Wehre wie Schützenwehr, Walzenwehr, Segmentwehr usw. Bei Hochwasser können diese Absperrorgane so betätigt werden, daß der Wasserspiegel auf einer konstanten Höhe gehalten wird. Die Aussparung einer Seitenöffnung an der Mauerkrone ist bei Gewölbemauern allerdings nicht zulässig, da in dem oberen Teil der Gewölbeschub nicht aufgenommen werden könnte.

Zur weiteren Sicherheit der Betätigung dieser Absperrorgane, namentlich an entlegenen Stellen im Hochgebirge, werden häufig automatische, hydraulisch betätigte Wehre verwendet.

Eine sehr zweckmäßige und billige Konstruktion, die den Wasserspiegel ebenfalls automatisch auf einem konstanten Niveau hält, ist der Heber oder Saugüberfall (nach Heyn Abb. 100, 101). Solche Heber können zur Hochwasserentlastung verwendet werden, wenn die abzuführende Wassermenge nicht allzu groß ist. Das Ableitungsvermögen oder die Schluckfähigkeit eines

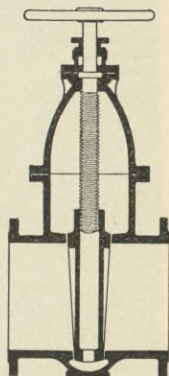


Abb. 99. Keilschieber  
(Bopp u. Reuther.)

Saugüberfalls berechnet sich aus der Formel  $Q = \mu \cdot F \cdot \sqrt{2gh}$ ,  
 worin  $F$  den Durchflutungsquerschnitt und  $h$  die wirksame  
 Höhe des Hebers bedeuten; der Beiwert  $\mu$  schwankt je nach

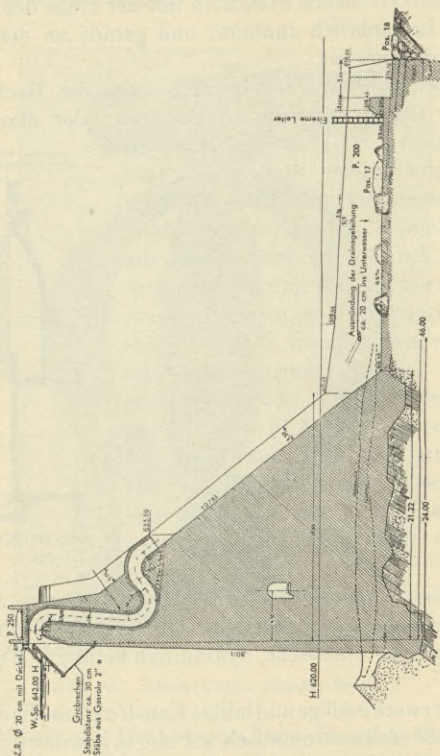


Abb. 100. Staumauer Rempen, unteres Becken des Wäggitalwerkes. Schnitt durch den Saugüberfall (Elektrojournal).

der Konstruktion zwischen 0,6 und 0,8. Falls der Heber mit konstantem Querschnitt ausgeführt wird, beträgt die maximale wirksame Fallhöhe  $h_{\max} = h_{\text{atm}} - c$ , wobei  $c$  die

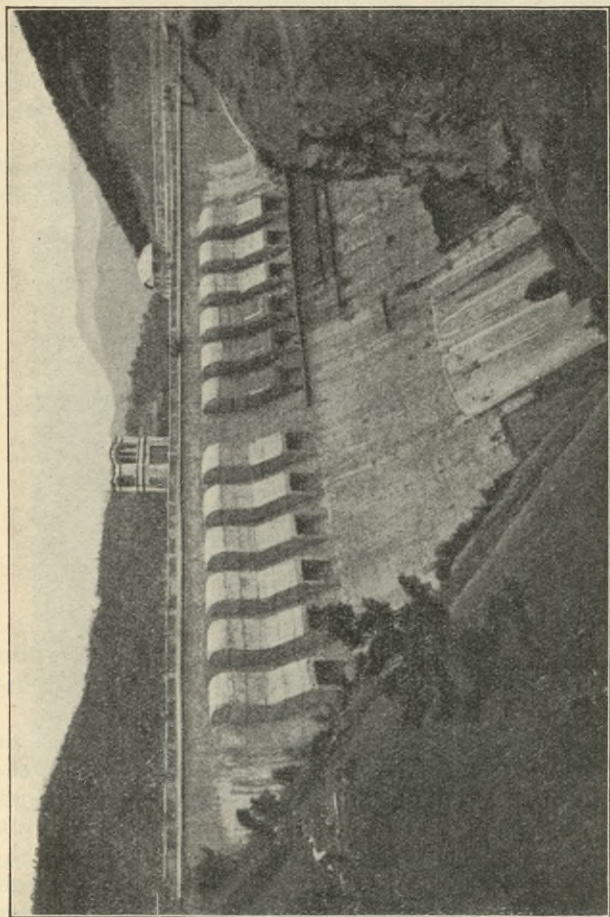


Abb. 101. Staumauer Zerbino in Italien mit Saugüberfall.

Höhe des inneren Scheitelpunktes über dem maximalen Wasserspiegel und  $h_{\text{atm}}$  die atmosphärische Druckhöhe bedeutet. Bei der Einsetzung des Wertes  $h_{\text{atm}}$  ist die Meereshöhe der Talsperre zu berücksichtigen. Bei größerer Fallhöhe muß der Heberquerschnitt nach untenhin entsprechend verjüngt werden.

Mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit ist eine reichliche Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage erwünscht. Falls

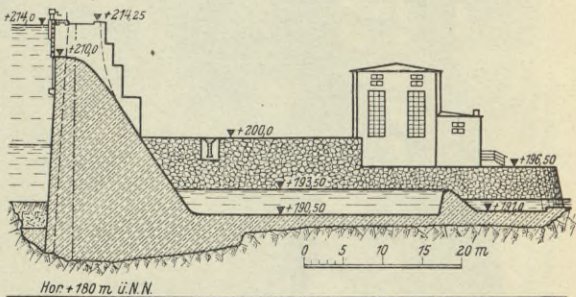


Abb. 102. Kriebstein. Überfallquerschnitt mit Tosbecken (Bautechnik 1930).

die Wassermengenbeobachtungen sich auf einen nicht allzu großen Zeitraum erstrecken, so ist ein reichlicher Sicherheitszuschlag in die Berechnung einzuführen.

Um Auswaschungen des luftseitigen Fußes der Mauer zu vermeiden, muß man für die Energievernichtung der abstürzenden Wassermengen sorgen; zu diesem Zwecke wird an der Luftseite der Mauer ein entsprechendes Sturzbett oder Tosbecken hergestellt (s. Abb. 102 und 103).

Bei der Behandlung der Dämme wurde erwähnt, daß eine Überflutung der Krone unter allen Umständen vermieden werden muß. Die Hochwasserentlastung muß in diesem Falle



unbedingt seitlich des Dammes erfolgen und man muß auch dafür sorgen, daß das abstürzende Wasser in keiner Weise

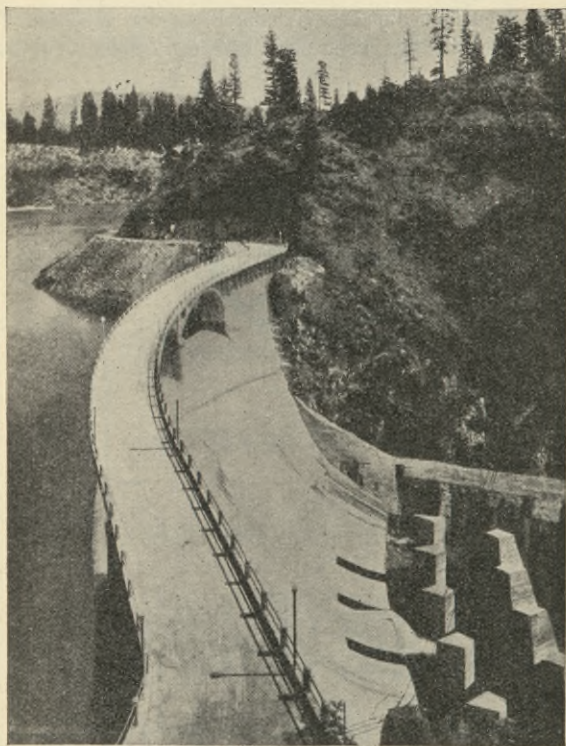


Abb. 103. Pit River-Talsperre. Energievernichter im Tosbecken (E. N. R.).

mit dem Dammkörper in Berührung kommt. Das Wasser muß also, falls es nicht an einer anderen Stelle des Stau-

beckens abgeleitet werden kann, bis zum Flußbett, und zwar bis zu einem entsprechenden Abstände vom Dammfuß weitergeleitet werden.

Tab. 6 enthält die Zusammenstellung der größeren Talsperren Deutschlands, nach der Größe des Staubeckeninhalts geordnet<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Unter Benutzung des Aufsatzes von Bachmann, Die Talsperren in Deutschland. Wasser u. Gas 1927, H. 22.



Tab. 6. Zusammenstellung der größten deutschen Talsperren<sup>1)</sup>.

Lfd. Nr.	Name der Talsperre	Land, Provinz usw.	Stauraum Millionen m <sup>3</sup>	Jahreszufluß Millionen m <sup>3</sup>	Höhe des Sperrbauwerks m	Gesamtkosten Millionen R.M.	Bauzeit	Typ und Baustoff des Sperrbauwerkes	Zweck <sup>2)</sup>
1	Saale (Bleiloch)	Thüringen	215	—	65	37	im Bau	Beton <sup>3)</sup>	S, K
2	Edertalsperre	Waldeck	202	500	48	20	1908—1913	Bruchstein	S, A (K)
3	Möhnetalsperre	Ruhrgebiet	134	240	40	24	1908—1913	"	T, A (K)
4	Ottmachau	Odergebiet	90	777	17	50	im Bau	Erddamm	S, A (K)
5	Sorpetalsperre	Ruhrgebiet	81	31	60	20	im Bau	"	T, A (K)
6	Mauer (Bober)	Schlesien	50 <sup>4)</sup>	560	62	8,5	1902—1912	Bruchstein	H, K
7	Urfaltalsperre	Rheinland	45	180	58	10	1899—1903	"	K
8	Sösetalsperre	Westharz	25	32	57	10	im Bau	Erddamm	T
9	Lehnmühle	Sachsen	23	—	45	9,85	1926—1927	Bruchstein	T, K
10	Listertalsperre	Ruhrgebiet	22	53	40	4,8	1909—1912	"	T, K
11	Aggertalsperre	Rheinland	21	—	42	6,3	1927—1929	Gußbeton	K, A
12	Sysdroy	Ostpreußen	20,8	—	7,3	0,75	1910—1912	Erddamm	H
13	Alle (Friedland)	"	20,2	—	17,6	—	1921—1923	"	K
14	Diemeltalsperre	Westfalen	20	60	34	4,85	1912—1923	Bruchstein	K, A
15	Klingenberg	Sachsen	16,4	54	40	7,87	1908—1914	"	T, A
16	Kerspe	Rheinland	15,5	22	28,5	3,5	1911—1912	Bruchstein	T
17	Marklissa	Schlesien	15,0	200	43	3,5	1901—1907	"	K
18	Schwarzenbach	Baden	14,3	75,7 <sup>5)</sup>	65	—	1923—1926	Gußbeton	K

<sup>1)</sup> Nach der Größe des Stauraumes geordnet.

<sup>2)</sup> K = Kraftgewinnung, T = Trinkwasserversorgung, H = Hochwasserschutz, S = Schifffahrt (Niederwassererhöhung), A = Ausgleich des Abflusses für kleinere Triebwerke.

<sup>3)</sup> Alle aufgeführten Staumauern sind Gewichtsmauern, in Deutschland befindet sich keine Bogenmauer und nur eine Gewölbereihenmauer (Vöhrenbach).

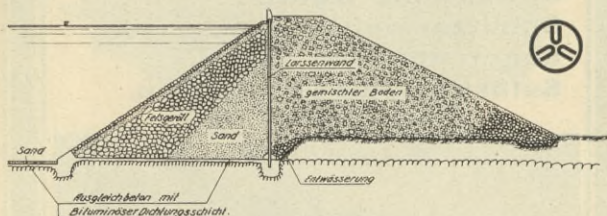
<sup>4)</sup> Davon 25 Millionen m<sup>3</sup> Hochwasserschutzraum.

<sup>5)</sup> Mit dem Raumzochwerk zusammen.

# Sachverzeichnis.

- Absperrorgane 133.  
 Aggertalsperre 143.  
 Ambursen s. Platten-  
 sperre.  
 Arbeitsfugen 103.  
 Arrowrock-Talsperre 48.  
 Ausgleichsbecken 14.  
**Bauausführung d. Stau-  
 mauern** 102.  
 — Gründung 104.  
 — Ableit. d. Hochw. 105.  
 — Betonierung 109.  
 Bauauf. d. Dämme 124.  
 Betonherstellung, Ze-  
 mentqualität 112.  
 — Zementmenge 115.  
 — Wasserzusatz 115.  
 — Zuschlagstoffe 116.  
 Betriebseinrichtungen  
 128.  
 Besichtigungsstollen 37.  
 Bleiloch s. Saaletalsp.  
 Boulder s. Hoover-Talsp.  
**Combamala-Talsp.** 77.  
 Constant Angle 85.  
 Coolidge-Talsp. 78, 100.  
 Cushman-Talsp. 91.  
**Dämme, Konstr.** 117.  
 — Bauauf. 124.  
 — Tabelle 128.  
 Dehnungsfugen 37.  
 Diablotalsperre 93, 112.  
 Dichtung 36.  
 Dix River-Damm 128.  
 Don Martin-Talsp. 97.  
 Drosselklappe 136.  
**Edertalsperre** 143.  
 Eisdruck 33.  
 Entnahme 128.  
 Entw. d. Mauer 35.  
**Figari (Mauertyp)** 95.  
**Gewichtsm. Berechn.** 18.  
 — Konstr. 34.  
 Gewichtsm., Tabelle 48.  
 Gewölbemauer, allg. 78.  
 — Berechnung 80.  
 — Konstruktion 84.  
 — Tabelle 93.  
 Gewölbereihe, stat. Be-  
 rechn. d. Gewölbe 58.  
 — Konstruktion 66.  
 — Tabelle 78.  
 Gleitsicherheit 24.  
 Goldentraumtalsp. 129.  
 Grafsche Kurve 116.  
 Grundablaß 133.  
 Grunddreieck 21, 24.  
 Gründung 107.  
 Gutzwiler (Typ) 95.  
**Hauptspannungen** 21.  
 Heber 137.  
 Herdmauer s. Sporn.  
 Hetch-Hetchy-Talsp. 47.  
 Hochwasserentl. allg. 134.  
 — bei Dämmen 140.  
 Höhe-Damm 123.  
 Hoover-Talsperre 48.  
 Hydraul. Schieber 135.  
**Isostaten** 28.  
**Keilschieber** 137.  
 Kelen (Typ) 96.  
 Kippsicherheit 24.  
 Kolbenschieber 134.  
 Kriebstein 109, 140.  
 Krone, stat. Einfluß 32.  
 — Konstruktion 34.  
 Kugelschieber 134.  
 Kuppelreihe 101.  
**Lake Lure-Talsp.** 113.  
**Lake Pleasant-Talsp.** 78.  
 Lehmühle 108, 143.  
 Listertalsperre 143.  
**Mauertalsperre** 40, 143.  
 Mesnager (Typ) 99.  
 Minimalprofil 19.  
 Möhnetalsperre 42, 143.  
 Montsalvens-Talsp. 86.  
**Noetzli (Typ)** 98.  
**Ottmachau** 125.  
 Owyheetalsperre 48.  
**Pacoimatalsperre** 89, 93.  
 Pfeiler, Berechnung 49.  
 Pit River-Talsperre 141.  
 Plattensperren, Tab. 77.  
 Platte, Berechn. 56.  
 Priestdamm 122.  
**Rempen** 138.  
 Rodriguez-Talsperre 77.  
 Rossin (Typ) 102.  
 Rutenberg (Typ) 98.  
**Saaletalsperre** 143.  
 Salt Springs 118, 128.  
 Schieber 133.  
 Schwarzenbach 38, 143.  
 Schwindspannung 61.  
 Sohlenwasserdruck 31.  
 Sorpe 120, 128, 143.  
 Sporn 35.  
 Spülverfahren 124.  
 Standsch. Mauer 96.  
 Steinschüttungsdämme  
 118.  
 Stony Gorge 73, 77.  
**Temperatur** 60, 61, 65,  
 82.  
 Tirso-Talsperre 71, 78.  
 Tosbecken 140.  
 Trajektorien 30.  
**Urfttalsperre** 143.  
**Vöhrenbachtalsperre** 67.  
 Volumenkurve 15.  
**Wäggi-Talsperre** 46, 48.  
 Walzenschieber 135.  
 Waterville-Talsperre 92.  
**Zerbinotalsperre** 139.  
 Ziegler (Typ) 96.

# Staudammdichtung aus **LARSENEN**-Eisen



**Vorteile** der Larssenwand: Die Schlösser lassen sich leicht dichten. Die Wand ist dann absolut wasserdicht. Durch die hohe Elastizität folgt die Stahlwand allen Bewegungen des Bodens, ohne daß Dehnungs- und Bewegungsfugen erforderlich sind und ohne daß die Wand irgendwie undicht wird.

**VEREINIGTE STAHLWERKE**  
A k t i e n g e s e l l s c h a f t  
**DORTMUNDER UNION, DORTMUND**

# Voith

liefert

## Eisenwasserbauten

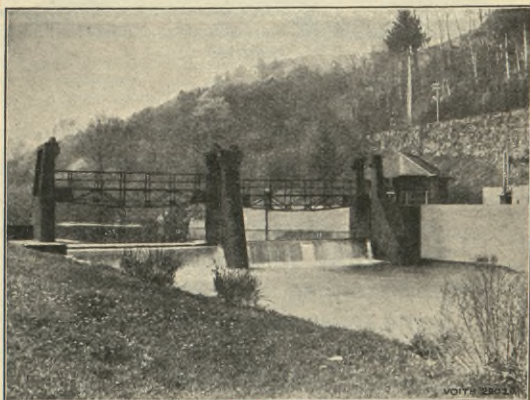
bis zu den größten Abmessungen

**Bewegliche Wehre**

**Schützenwehre**

**Segmentwehre**

**Selbsttätige Stauklappen**

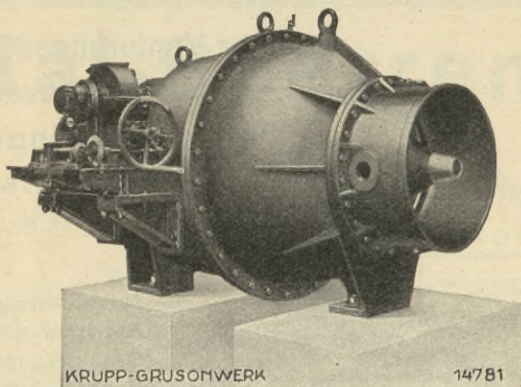


Stauklappenwehr von  $2 \times 10,25$  m Breite

**J. M. Voith** **Maschinenfabriken**  
Heidenheim (Brenz), Württbg.  
und St. Poelten, Nieder-Österr.

Wir fertigen in unserer Abteilung WASSERBAU als Sonderheit:

# DAS LARNER-JOHNSON VENTIL



Das ideale  
Ringschieberventil

für  
Talsperrenausläufe  
Turbinenleitungen  
Pumpenanlagen  
usw.



FRIED. KRUPP GRUSONWERK A.G.  
MAGDEBURG

# Für Wasserkraftanlagen

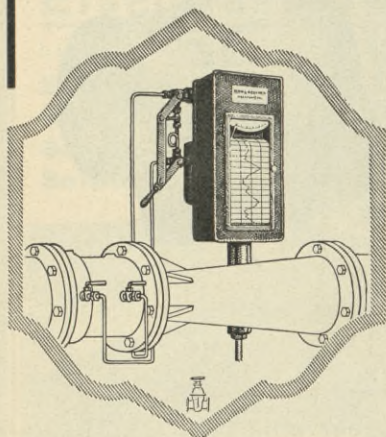
Reuther Venturimeter

Meßdüsen

Meßringe

Staurost

D. R. P.



mit  
Patent-Anzeige-,  
Registrier- und  
Summierungs-  
Apparaten für  
mech., hydraul.  
und elektrische  
Übertragung

Meßeinrichtungen und Absperrorgane für  
die bedeutendsten Kraftanlagen des In- und  
Auslandes geliefert

Man verlange Angebote und Ingenieurbesuch

**BOPP & REUTHER** G. M.  
B. H.  
MANNHEIM - WALDHOF



# DYWIDAG

## Tal-Sperren

in Erde

Stein

Stampf- u. Guß-Beton



Talsperre Vermunt (Vorarlberg). – Gemeinschaftsarbeit

**DYCKERHOFF & WIDMANN  
AKTIENGESELLSCHAFT**



*K. u. Th. Möller · G.m.b.H.*  
*Maschinenfabrik · Gießerei · Dampfkessel*  
*Brackwede i. Westf.*

---

*Wasserturbinen*

*für alle Verhältnisse und Leistungen*

*Regler*

*für Geschwindigkeit und Wasserstand*

*Druckregler*

*Sicherheitsregler*

*für automatische bedienungslose Anlagen*

*Rechen · Schützen*

*Wehrverschlüsse · Stemmtore*

*sowie alle vorkommenden*

*Eisenwasserbauten · Rohr-*  
*leitungen · Drosselklappen*

*Kugelschieber · Ringschieber*

*sowie alle Arten*

*Absperrorgane*

*für Kanäle und Kläranlagen*

*Mechanische Rechen-*  
*und Siebanlagen*

96  

---

*Verlangen Sie Sonderdrucke · Ingenieurbesuch*



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



I-301340



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298029